ف. بايكوف، ي. سيجالوف

الانشاءات الخرسانية المسلحة

الجزء الثاني

تصاميم المباني والانشاءات الخرسانية المسلحة

ترجمة الدكتور داود سليمان المنير

В. Н. Байков
Э. Е. Сигалов

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Стройиздат, Москва

На арабском языке

١٩٨٤

الفصل الاوّل

المبادىء العامة للتصميم الاقتصادى المعقول للمبانى الخرسانية المسلحة

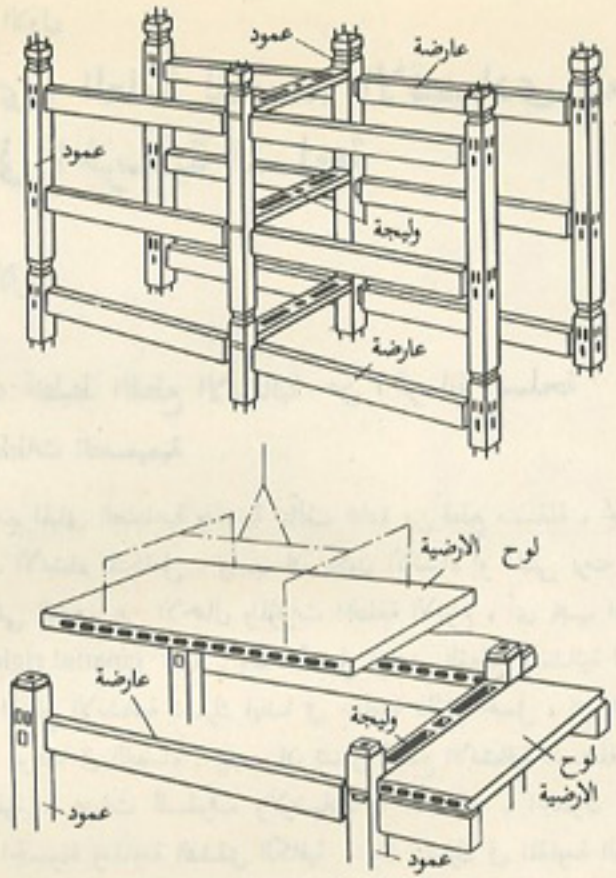
البند الاول

مبادىء تخطيط القطع الانشائية من الخرسانة المسلحة

١ – المخططات التصميمية

ان تصاميم المبانى الصناعية والمدنية تتألف عادة من قطع مستقلة ، تجتمع مع بعضها البعض لتؤلف الانشاء المتكامل . ويجب ان يكون الانشاء او المبنى برمته ، جيد المقاومة للانفعال الافقى الناجم عن الاحمال والمؤثرات المختلفة الانواع ، أى يجب ان يتميز بجسوءة فضائية (spatial rigidity) كافية . وعند تحميل احدى القطع الانشائية للمبنى الواحد ، نجد ان بقية القطع الانشائية تشترك ايضا فى مقاومة ذلك الحمل ، اى ان الانشاء برمته يسلك سلوكا موحدا فى الفضاء . ويجب ان تتميز القطع الانشائية المستقلة للمبانى – مثل الالواح الهيكلية ، عتبات السقوف والارضيات ، الاعمدة ، الجدران وغيرها – بالمتانة والاستقرار ، الجسوءة ومقاومة التشقق الكافية ، وان تشارك فى المقاومة العامة التى يبديها الانشاء لكافة الاحمال المؤثرة عليه . وعند اخذ سلوك المبانى والانشاءات فى حيز الفضاء فى الاعتبار ، نحصل على تصاميم انشائية اكثر فائدة من الناحية الاقتصادية .

ان المخططات التصميمية للمبانى التى تفى بالشروط والمتطلبات المذكورة اعلاه ، تتألف من الهياكل والالواح الهيكلية ، ذات الطوابق المتعددة او الوحيدة الطابق . ويتألف هيكل المبنى المتعدد الطوابق من قطع عمودية وافقية أساسية – وهى العوارض (girders) والاعمدة (شكل ١ – ١) . وفى المبنى الهيكلى ، تتم مقاومة المؤثرات الافقية (مثل الريح والهزات الارضية وغيرها) من قبل الهيكل الانشائى والقواطع العمودية (filler walls) فى نفس الوقت ، التى تتحد معاً بواسطة الارضيات أو السقوف (اى القواطع الافقية) لتشكل نظاما فضائيا (فراغيا) موحدا ، او تقاوم المؤثرات المذكورة من قبل الهيكل الانشائى وحده ، كانشاء اطارى ، عند عدم وجود القواطع (الجدران) العمودية . وفى المبنى اللوحى (المؤلف من الواح هيكلية جاهزة) المتعدد الطوابق ، تتم مقاومة المؤثرات الافقية ، من قبل كل من الجدران العرضية والافقية فى نفس الوقت ، المرتبطة بواسطة الارضيات أيضا



شكل ١ – ١ . الهيكل الخرسانى المسلح لمبنى متعدد الطوابق

مع الهيكل الاصلى لتكوين النظام الانشائى المجسم الموحد ، اى المبنى المتكامل . ويتألف الهيكل الانشائى للمبنى الوحيد الطابق ، من الاعمدة المبيتة فى الاساس ومن العوارض المثبتة تثبيتا مفصليا او جاسئا فى الاعمدة .

ان الانشاءات الخرسانية المسلحة ، يجب ان تكون مصممة بحيث تلائم عملية الانتاج الصناعى للقطع الانشائية وتكون اقتصادية ايضا بغض النظر عن نوع المخططات التصميمية . وهى تصمم بالطريقة التى تجعل عملية الانتاج تستغل الى اقصى حد قدرة وكفاءة المكنات والآليات اثناء عمليتى الانتاج والتركيب ، وبحيث تختصر الى ادنى حد ممكن التكاليف والجهود البشرية ومواد البناء . وهنا نجد ان الانشاءات الخرسانية المسلحة السابقة الصنع ، تحقق هذه الشروط والمتطلبات الى اقصى حد ممكن .

٢ – الوصلات الحركية (movement joints)

عند تغيّر درجة الحرارة نجد ان الانشاءات الخرسانية المسلحة تتعرض لمختلف الانفعالات الحركية – تتقلص او تتمدد ، وعند حدوث الانكماش فى الخرسانة ، نجدها تتقلص . وفى حالة الهبوط غير المنتظم للاساس ، تتحرك اقسام الانشاءات حركة متبادلة فى الاتجاه الرأسى .

وفى اكثر الحالات ، تعتبر الانشاءات الخرسانية المسلحة ، بمثابة انظمة انشائية غير محددة استاتيا ، ولهذا السبب تحدث فيها قوى واجهادات اضافية نتيجة لتغير درجة الحرارة ، وانكماش الخرسانة ، وكذلك نتيجة للهبوط غير المنتظم للاساسات ، الامر الذى قد يؤدى الى ظهور الشقوق فيها او الى انهيار قسم معيّن من الانشاء او المبنى .

ولتقليل مقادير القوى الناجمة عن تغيّر درجة الحرارة والانكماش ، يتم تقسيم الانشاءات الخرسانية المسلحة فى الاتجاهين الطولى والعرضى لها بواسطة الوصلات التمددية الانكماشية الى اقسام مستقلة – بلوكات انفعالية (strain blocks) . واذا كانت المسافة الفاصلة بين الوصلات التمددية الانكماشية ، عند درجة حرارة تزيد على ٤٠° مئوية تحت الصفر ، لا تتعدى الحدود المبينة فى الجدول (١ – ١) ، عندئذ لا توجد حاجة الى أخذ تغير درجة الحرارة والانكماش فى الاعتبار ، عند تصميم الانشاءات غير السابقة الاجهاد وكذلك الانشاءات السابقة الاجهاد ، التى يشترط ان تتوفر فيها شروط النوع الثالث من مقاومة التشقق .

وبالنسبة للانشاءات الخرسانية المسلحة الهيكلية الوحيدة الطابق ، يسمح بزيادة المسافة الفاصلة بين الوصلات التمددية الانكماشية بنسبة ٢٠ ٪ اكثر من القيم المدرجة فى الجدول . ويسمح باستخدام المسافات بين الوصلات التمددية المبينة فى الجدول المذكور ، فى حالة وقوع القطع الرابطة العمودية للمبانى الهيكلية ، فى وسط البلوك الانفعالى . اما اذا كانت القطع الرابطة المذكورة واقعة عند حافات البلوك الانفعالى ، فان سلوك الانشاء يقترب عند وجود الانفعالات التمددية الانكماشية ، من سلوك الانشاءات المتصلة او المتواصلة (continuous structures) من حيث الطبيعة .

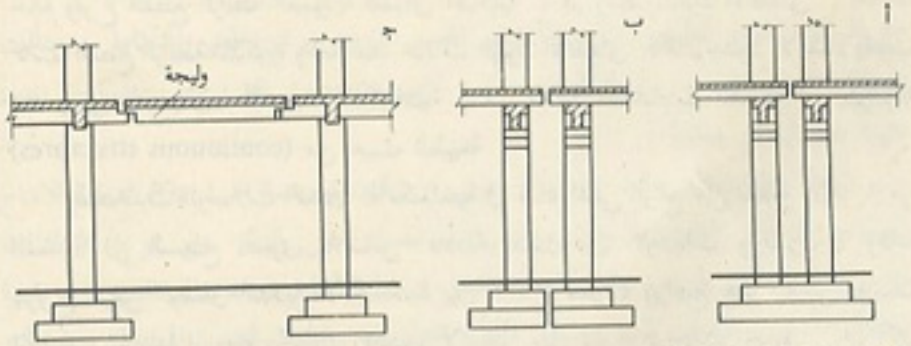
وتستحدث الوصلات التمددية الانكماشية فى قسم المبنى الواقع على سطح الارض – من السقف الى السطح العلوى للاساس – فاصلة بذلك بين الارضيات والجدران . وعادة يتراوح عرض الوصلة التمددية الانكماشية بين ٢ – ٣ سم ، ويراجع هذا العرض بواسطة الحساب استنادا الى طول البلوك التمددى الانفعالى والى تراوح درجات الحرارة . وان اكثر الوصلات التمددية الانكماشية دقة فى الانشاءات ، تنجز بوضعها بين الاعمدة المزدوجة (twin columns) والعتبات المزدوجة (twin beams) كما مبين فى الشكل (١ – ٢ ، أ) .

جدول ١ – ١

المسافات الكبرى المسموح بها ، بين الوصلات التمددية
الانكماشية فى الانشاءات والمبانى من الخرسانة المسلحة

نوع الانشاء او المبنى	المسافة بين الفصلات (م)	
	فى المبانى المدفأة والمبانى الواقعة فى جوف الأرض	فى الانشاءات المكشوفة والمبانى غير المدفأة
الانشاءات الهيكلية السابقة الصنع	٦٠	٤٠
الانشاءات المتصلة طوليا	٥٠	٣٠
الانشاءات الهيكلية المصبوبة والانشاءات المركبة (المصبوبة والسابقة الصنع)	٥٠	٣٠
كالسابق ، المتصلة طوليا	٤٠	٢٥

وتستحدث وصلات الهبوط (settlement joints) بين أقسام المبانى المختلفة الارتفاعات او فى المبانى المقامة على قطعة أرضية ذات تربة غير متجانسة الانواع ، ومثل هذه الوصلات تستحدث ايضا فى الاساسات ، حيث تفصل بينها (شكل ١- ٢ ، ب) . ويمكن استحداث وصلات الهبوط كذلك بواسطة ولائج البلاطات والعتبات (شكل ١ – ٢ ، جـ) . ووصلة الهبوط تقوم بنفس الوقت بدور الوصلة التمددية الانكماشية للانشاء او المبنى .



شكل ١ – ٢ . الوصلات الحركية :
أ – وصلة تمددية بين عمودين مزدوجين ؛ ب – وصلة هبوط بين عمودين مزدوجين ؛ جـ – وصلة هبوط مؤلفة من ولجة البلاطة والعتبة

البند الثانى

مبادىء تصميم القطع الانشائية السابقة الصنع

١ – توحيد مقاييس (حجوم) القطع الانشائية السابقة الصنع

يكون انتاج القطع الخرسانية المسلحة على اكبر درجة من الفعالية عندما يقوم المصنع بانتاج مجموعة متسلسلة من القطع الانشائية الموحدة المقاييس . وفى هذه الحالة يتم اتقان العملية التكنولوجية الصناعية ، وتقل الجهود المبذولة فى الانتاج مع انخفاض تكاليف القطع المنتجة فى المصنع وتحسن نوعيتها . ومن هنا ينجم الشرط المهم الاساسى ، فى ان يكون عدد انواع القطع فى المبنى الواحد ، محدودا ، بينما يمكن استخدام تلك القطع للانتاج بالجملة على اوسع نطاق (فى اكبر عدد ممكن من المبانى المقامة لاغراض مختلفة) .

ولهذا الغرض توحّد مقاييس القطع الانشائية ، اى يختار لكل قطعة انشائية مصممة من قطع المبنى او الانشاء ، افضل نوع مجرب عمليا من انواع التصاميم يتميز باحسن معطيات ودلائل فنية واقتصادية بالمقارنة مع الانواع الاخرى (من حيث استهلاك المواد ، الكتلة ، الجهد المبذول فى الانتاج والتركيب ، التكاليف وغيرها) . وهذا النوع من التصاميم الذى يتم اختياره استنادا الى ما سبق ذكره ، يستخدم فى عملية الانتاج الصناعى بالجملة .

وتدل الخبرة المكتسبة فى مجال توحيد المقاييس ، انه من الافضل بالنسبة للقطع المعرضة للانحناء ، مثل الالواح الهيكلية للارضيات والسقوف ، عند تغير طول القطعة او الحمل المؤثر عليها ، ان نحافظ على ابعاد المقطع العرضى ، بزيادة مساحة مقطع الفولاذ فقط . وبالنسبة لعوارض السقوف ، التى تتراوح اطوالها وقيم الاحمال المؤثرة عليها ، ضمن نطاق واسع ، ينصح بتغيير كل من ابعاد المقطع العرضى ومساحة مقطع الفولاذ ايضا . اما بالنسبة لاعمدة المبانى المدنية المتعددة الطوابق (وفى بعض الاحيان للمبانى الصناعية ايضا) فيجب المحافظة على ثبات ابعاد المقطع العرضى ، وتغيير ابعاد مقطع الفولاذ فقط فى طوابق المبنى ، مع تغيير ماركة الخرسانة فى الحالات الضرورية . وفى هذه الحالة ، بغض النظر عن بعض الزيادة فى كمية الخرسانة المستهلكة فى اعمدة الطوابق العليا ، تنخفض التكاليف العامة للانشاء بفضل الاستخدام المتكرر كثيرا للقوالب وتوحيد مقاييس هياكل التسليح الفولاذية . وبالاضافة الى ذلك ، عند ثبات ابعاد مقاطع الاعمدة فى طوابق المبنى ، يتم استخدام عتبات وعوارض سقفية موحدة القياس ، تستند على تلك الاعمدة .

ونتيجة للابحاث التى اجريت بخصوص توحيد المقاييس ، فقد وضعت كتالوجات خاصة للقطع الخرسانية المسلحة ، يسترشد بها عند تصميم مختلف انواع المبانى

والانشاءات . وكلما زاد تطور الصناعة واكتساب الخبرة فى هذا المجال ، تتقن عملية انتاج القطع النموذجية الموحدة القياس وتنتج انواع جديدة منها اكثر فعالية ، ولهذا السبب نجد ان هذه الكتالوجات تجدد وتراجع من فترة الى اخرى .

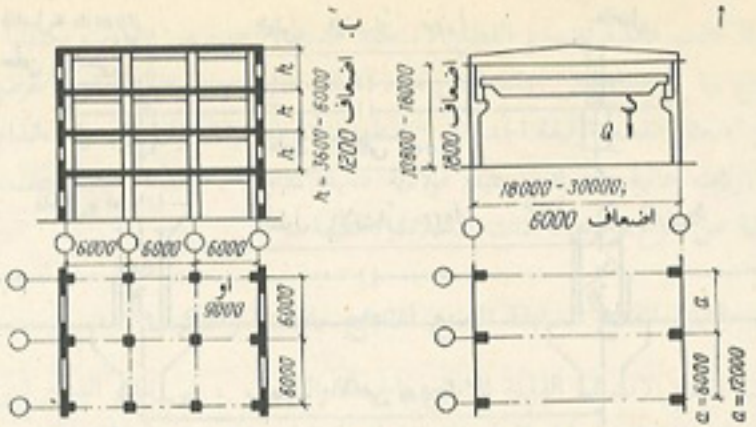
٢ – توحيد مقاييس المبانى والتصاميم الانشائية لها

لاجل استخدام نفس الانواع النموذجية من القطع الانشائية على نطاق واسع فى مختلف انواع المبانى والانشاءات ، يتم توحيد المسافات الفاصلة بين الاعمدة فى المسقط الافقى (شبكة الاعمدة – grid plan) وارتفاعات الطوابق ، اى تختصر الابعاد المتنوعة الى اقل ما يمكن .

ان اساس التوحيد القياسى ، هو النظام المعيارى الموحّد (modular system) الذى ينص على استخدام قطع انشائية متدرجة المقاييس ، استنادا الى نموذج قياسه ١٠٠ مم او نماذج اكبر حجما من اضعاف القياس ١٠٠ مم .

وبالنسبة للمبانى الصناعية الوحيدة الطابق ، المحتوية على مرافيع متنقلة تؤخذ المسافة بين محاور التخطيط فى الاتجاه الطولى (فسحة الاعمدة) مساوية ٦ م او ١٢ م ، والمسافة الفاصلة بين محاور التخطيط فى الاتجاه العرضى (الباع) مساوية لاضعاف قياس القطعة النموذجية الذى هو ٦ م ، اى ١٨ م ، ٢٤ م ، ٣٠ م وهكذا الى آخره (شكل ١ – ٣ ، أ) . اما الارتفاع من الارض الى اسفل القطعة الانشائية الاصلية الحاملة ، فيؤخذ اضعاف قياس القطعة النموذجية وهو ١٫٨ م ، اى على سبيل المثال ١٠٫٨ م ، ١٢٫٥ م وهكذا الى حد ١٨ م . وبالنسبة للمبانى الصناعية المتعددة الطوابق ، تستخدم شبكة اعمدة موحدة المقاييس أبعادها ٦×٩ م عند تعرض الارضيات لاحمال متحركة اساسية تبلغ ٥ ، ١٠ و ١٥ كيلونيوتن /م٢ ، وشبكة اعمدة ابعادها ٦×٦ م عند تأثير احمال متحركة اساسية تبلغ ١٠ ، ١٥ ، ٢٠ و ٢٥ كيلونيوتن /م٢ ، اما ارتفاعات الطوابق فتؤخذ اضعاف قياس القطعة النموذجية وهو ١٫٢ م ، اى على سبيل المثال ٣٫٦ م ، ٤٫٨ م ، ٦ م كما مبين فى الشكل (١ – ٣ ، ب) .

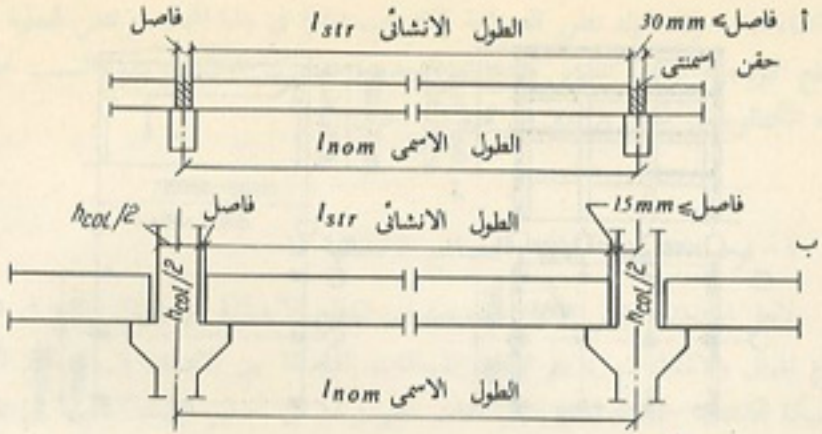
وفى المبانى والانشاءات المدنية ، يؤخذ مقياس النموذج المكبر لشبكة المحاور مساويا ٢٠٠ مم . اما المسافة بين محاور الشبكة الافقية فى الاتجاهين الطولى والعرضى فتؤخذ مساوية لما يتراوح بين ٢ و ٦٫٤ م ، وفى المبانى الهيكلية ، تؤخذ اساسا مساوية للمقدار ٦ م . وارتفاع الطوابق فى المبانى الادارية يؤخذ اضعاف القياس النموذجى الذى هو ٣٠٠ مم ، اى ٣٫٣ م ، ٣٫٦ م وهكذا الى آخره .



شكل ١ – ٣ . الابعاد القياسية الموحدة للمبانى الصناعية

واستنادا الى المقاييس الموحدة للقطع الانشائية ، اصبح فى الامكان تطبيق كافة الانواع المختلفة من التصاميم الانشائية التخطيطية ، وتقليل عدد المخططات التصميمية الموحدة المقاييس الى ادنى حد ممكن ، اى التصاميم التى تستخدم فيها الهياكل والقطع الانشائية النموذجية الموحدة المقاييس . وقد ساعد ذلك كله على ايجاد تصاميم انشائية نموذجية للمبانى ، يمكن استخدامها على نطاق عام فى البناء .

ولاجل الترابط المتبادل بين ابعاد ومقاييس القطع النموذجية للمبانى والانشاءات ، وضعت ثلاثة انواع من الابعاد ، هى : الابعاد الاسمية (nominal gimensions) ، الابعاد الانشائية (structural gimensions) والابعاد الفعلية (actual gimensions) . ان الابعاد الاسمية للقطعة الانشائية ، هى المسافات بين محاور تخطيط المبنى او الانشاء فى المخطط الافقى . وعلى سبيل المثال ، يبلغ الطول الاسمى للوح الهيكلى للسقف ٦ م ، عندما تبلغ الفسحة بين الاعمدة ٦ م . وان الابعاد الانشائية للقطعة تختلف عن الابعاد الاسمية ، بقدر عرض الوصلات والفواصل (gaps) . وعلى سبيل المثال ، يبلغ الطول الانشائى للوح الهيكلى السقفى ٥٩٧٠ مم ، اذا كان طوله الاسمى يساوى ٦٠٠٠ مم ، اى ان الفاصل يساوى ٣٠ مم (شكل ١ – ٤) . ويعتمد عرض الفواصل على ظروف وطرق التركيب المتبعة ، ويجب ان يساعد على سهولة تجميع وتركيب القطع الانشائية ، وفى الحالات الضرورية يسمح بحقن الوصلات بالاسمنت (grouting) . وفى الحالة الاخيرة ، يؤخذ عرض الفاصل بحيث لا يقل عن ٣٠ مم . اما الابعاد الفعلية للقطع الانشائية ، فهى الابعاد الحقيقية ، التى يمكن تبعا لدقة الانتاج ، ان تختلف عن الابعاد الانشائية بقدر معين ، يسمى التفاوت المسموح – tolerance (٣ – ١٠ مم) . وتعين الابعاد الانشائية للقطع مع الاخذ فى الاعتبار الفواصل الضرورية فى الوصلات ، وكذلك التفاوتات القياسية المسموحة .



شكل ١ – ٤ . الابعاد الاسمية والانشائية للقطع الخرسانية المسلحة السابقة الصنع:
أ – للالواح والبلاطات ؛ ب – للعوارض

٣ – تكبير حجوم القطع الانشائية

ان حجوم القطع الخرسانية المسلحة المستخدمة فى الانشاءات يجب ان تكبر اثناء عملية التصميم الانشائى . وعند تركيب المبانى من القطع الانشائية المكبرة الحجوم ، يختصر عدد عمليات التركيب الخاصة برفع وتصفيف القطع الانشائية ، كما يقل عدد الوصلات الترابطية التى تنجز اثناء عملية التركيب ، وترتفع درجة الاتقان الصناعى للقطع الانشائية ويقل بالتالى حجم الاعمال التكميلية الاضافية (finishings) فى موقع البناء . وعلى سبيل المثال ، يكون من الافضل بالنسبة للمبانى السكنية المدنية ، ان تكون ابعاد الالواح الهيكلية للارضيات ، مساوية لابعاد الغرفة ، وابعاد الالواح الهيكلية للجدران ، مساوية لارتفاع الطابق ولعرض الغرفة . اما بالنسبة لسقوف المبانى الصناعية ، فمن الافضل استخدام البلاطات الضخمة الالواح الهيكلية (ذات الاجزاء الهيكلية الضخمة) التى توضع مباشرة على الجمالونات السقفية (اى السقوف اللاعتبية) . وتحدد امكانية تضخيم القطع الانشائية ، بكتلتها القصوى وبابعادها الكلية القصوى ، المثبتة استنادا الى حمولة معدات التركيب الآلية ، وسائط النقل وكذلك طرق الشحن .

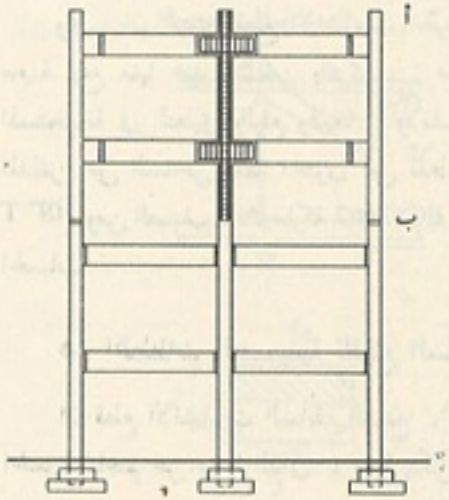
ولاجل الاستخدام الافضل لمرافيع واوناش التركيب ، يجب ان تكون كتل القطع الانشائية متساوية ، وقريبة الى اقصى حد ممكن من الحمولة القصوى للمرافيع المستخدمة فى تركيب الانشاء .

وقد يصل طول القطع الانشائية السابقة الصنع الى ٢٤ م ، تبعا لظروف الشحن بواسطة السيارات او السكك الحديدية .

ولما كانت عملية تضخيم القطع الانشائية محددة فى عدد من الحالات بكتلتها القصوى المسموح بها ، يصبح من الافضل فى هذه الحالة انتاج تصاميم ذات مقطع عرضى بسيط الشكل ، مثل القطع الرقيقة الجدران ، القطع ذات الفجوات وغيرها ، واستخدام خرسانة ذات ماركات عالية وقضبان تسليح فولاذية عالية المقاومة . وينصح ايضا بتصميم القطع الانشائية من انواع الخرسانة ذات الاخلاط الخفيفة .

٤ – قابلية القطع السابقة الصنع للانتاج بالجملة والتركيب

ان القطع الانشائية القابلة للانتاج بالجملة والتركيب ، هى تلك القطع التى تساعد تصاميمها على انتاجها بالجملة فى المصانع او الورشات الميدانية بواسطة المكنات والآليات العالية الكفائة ، دون اللجوء الى العمليات اليدوية المجهدة . وتصاميم القطع القابلة للانتاج بالجملة ، يجب ان ترتبط بتكنولوجية انتاجها بالذات . وعلى سبيل المثال ، يمكن تجزئة او تقسيم هيكل المبنى المتعدد الطوابق الى قطع او اجزاء مستقلة بطريقة قص العوارض فى المواضع التى تبلغ فيها قيم عزوم الانحناء اقل ما يمكن (شكل ١ – ٥ ، أ) . والعرض الاجمالى للقطعة المنتجة ، يشمل الكوابيل (cantilevers) التى يزيد طول نتوئها او تدليها (overhang) بعدة مرات على عرض العمود . وفى حالة الانتاج بواسطة خط التجميع والانتاج المرحلى بالوحدات الآلية ، نجد ان العمود المحتوى على تدليات كابولية طويلة ، يعتبر غير قابل للانتاج بالجملة ، وذلك لانه لا يمكن الا وضع عمود واحد فقط بعرض العربة المكشوفة السائرة على خط التجميع ، وبناء على ذلك يقل بحدة انتاج القطع الجاهزة .



شكل ١ – ٥ . تقسيم الاطار المتعدد الطوابق الى قطع انشائية سابقة الصنع :
أ – قطع تحتوى على كوابيل بارزة ؛ ب – قطع مستقيمة الشكل

ان تقسيم هيكل المبنى المتعدد الطوابق الى اجزاء مستقيمة الشكل ، يجعلها اكثر قابلية للانتاج بواسطة خط التجميع وبطريقة الانتاج المرحلى بالوحدات الآلية (١ – ٥ ، ب) . وبالرغم من انه عند اتباع هذه الطريقة ، تزداد بشدة قيم عزوم الانحناء وقوى القص فى مواضع التقسيم او التجزئة ، وهذا يتطلب اهتماما كبيرا بنوعية اعمال التركيب ، نجد مع ذلك ان هذه الطريقة تساعد كثيرا على رفع كفاية وانتاجية المصانع اثناء انتاج قطع الهيكل الانشائى ، ولذلك تعتبر هذه الطريقة بمثابة طريقة نموذجية . وعند اتباع طريقة الانتاج بواسطة القوالب الضاجعة وبواسطة الورشات الميدانية ، يمكن انتاج الاعمدة ذات الكوابيل المتدلية بسهولة نوعا ما وفى هذه الحالة ستعتبر الاعمدة قابلة للانتاج بالجملة . ومن المهم ايضا بالنسبة لتنظيم وسهولة انتاج القطع ، ان يكون تصميم فولاذ التسليح والتركيبات الفولاذية الاندماجية ، سليما وملائما أيضا .

ان القطع السابقة الصنع يجب ان تكون قابلة للتركيب ايضا : اذ يجب ان يساعد تصميمها على سهولة ترتيبها فى محلها ، تثبيتها فى وضعها المصمم وسرعة رفع خطاف مرفاع التركيب وتخليصه منها بسهولة . ان تجزئة الانشاء الى قطع سابقة الصنع ، يعتمد فى عدد من الحالات على شروط تكنولوجية عملية التركيب . وعلى سبيل المثال ، يتم ربط اعمدة هيكل المبنى المتعدد الطوابق ، على ارتفاع يتراوح بين ٨٠٠ – ١٠٠٠ مم عن مستوى الارضية ، وذلك لسهولة التركيب .

ان وصلات القطع السابقة الصنع ، تصمم مع الاخذ فى الاعتبار تأمين مقاومتها الضرورية ، وكذلك تأمين متطلبات تكنولوجية عملية التركيب . ويجب ان يكون حجم اعمال اللحام الكهربائى التركيبى غير كبير نسبيا ، وان تكون اعمال تغطية الوصلات بالخرسانة غير مجهدة نسبيا .

ويجب ان تحتوى قطع الانشاءات الخرسانية المسلحة السابقة الصنع ، على مواضع معينة ترفع منها عند الشحن والتركيب : مثل العروات التركيبية ، الثقوب او الفتحات المستخدمة فى التعليق والرفع وغيرها . ولانشاء عرى التركيب ، يجب ان يستخدم الفولاذ المدلفن على الساخن فقط المحتوى على نقطة خضوع معينة ، من الصنف A-II ماركة 10ГТ ومن الصنف A-I ماركة ВСт3сп2 . وتراجع مقاومة مقطع عرى التركيب بواسطة الحساب .

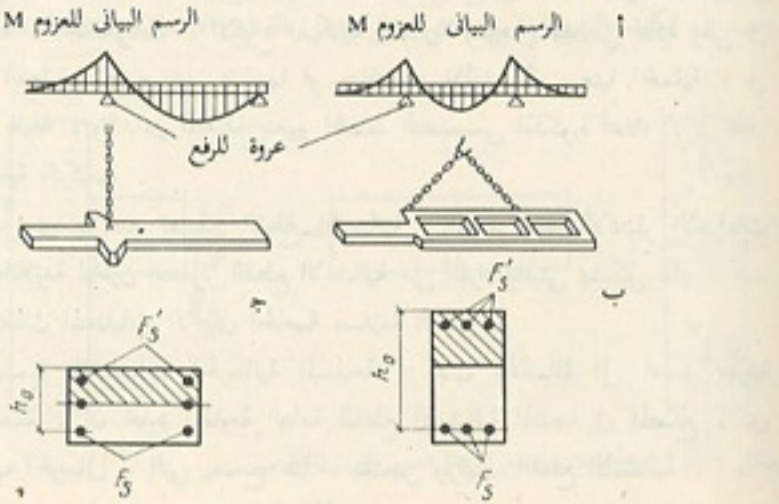
٥ – المخططات التصميمية للقطع السابقة الصنع اثناء عملية الشحن والتركيب

ان قطع الانشاءات السابقة الصنع ، تتعرض اثناء عملية الشحن والتركيب الى تأثير الحمل الناجم عن وزنها الذاتى ، وهنا يمكن ان تختلف المخططات التصميمية لهذه القطع اختلافا جوهريا عن المخططات التصميمية الاصلية . وان المقطع العرضى للقطع الانشائية ،

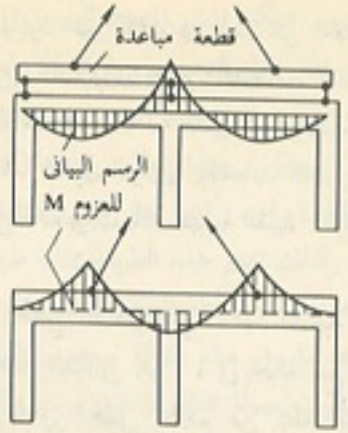
المصمم لمقاومة القوى فى المخطط الاصلى ، قد يكون غير كاف فى عدد من الحالات ، اثناء عملية الشحن والتركيب . ونظرا لذلك ، من الضرورى وضع المخططات التصميمية للقطع الانشائية ، بالطريقة التى تجعل قيم القوى الناشئة اثناء عملية الشحن والتركيب ، اقل ما يمكن ، ولاجل ذلك يجب تثبيت المواضع الملائمة للعرى التركيبية وفتحات التعليق والرفع واماكن الاستناد (التى يجب ان تبين مواضعها على المخططات التصميمية الفنية – الرسومات المرفقة للقطع الانشائية) .

ويجب ان تصمم القطع الانشائية لمقاومة الحمل الناجم عن كتلها الذاتية ، مع استخدام المعامل الدينامى الذى يساوى : فى حالة الشحن ١٫٨ ، فى حالة رفع القطع وتركيبها ١٫٥ . وفى هذه الحالة تؤخذ قيمة معامل تجاوز الحمل الناجم عن كتلة القطع ، مساوية n = 1 . وتسمح المواصفات القياسية بتخفيض قيمة المعامل الدينامى الى حد لا يقل عن ١٫٢٥ ، اذا اثبتت ذلك خبرة استخدام مثل هذه الانشاءات .

ويعتبر العمود (شكل ١ – ٦ ، أ) من اكثر الامثلة المتميزة للقطعة الانشائية السابقة الصنع ، التى يختلف مخططها التصميمى اثناء عملية الشحن والتركيب اختلافا جوهريا عن مخططها التصميمى الاصلى . وفى مثالنا هذا يتعرض العمود الى الانحناء بدلا من الانضغاط ، وتتغير اوضاع منطقة انضغاط المقطع العرضى وقضبان التسليح المنضغطة والمعرضة للشد (شكل ١ – ٦ ، ب ، جـ) . وللحصول على مخطط تصميمى اكثر ملاءمة ودقة للعمود اثناء عملية التركيب ، يكون من المفيد نقل اوضاع عروات التركيب من اطراف العمود الى وسطه ، وفى هذه الحالة سيسلك العمود اثناء رفعه ، مثل سلوك العتبة الوحيدة الباع ذات الكوابيل المتدلية ، وتقل فى نفس الوقت عزوم الانحناء الناجمة اثناء عملية تركيب العمود .



شكل ١ – ٦ . المخططات التصميمية لعمود سابق الصنع اثناء عملية التركيب



شكل ١ – ٧ . المخططات التصميمية للاطار اثناء عملية التركيب

وكمثال على اختيار المخطط التصميمى المعقول للاطار الانشائى الثنائى الباع (tow-span frame) اثناء عملية التركيب ، سنقوم بتحليل الاوضاع الممكنة لعروات التركيب عند الرفع (شكل ١ – ٧) . ويمكن باستخدام قطعة مباعدة (spreader) مسك الاطار من وصلاته الطرفية (jointends) ، عندئذ ستبقى علامات عزوم الانحناء فى العوارض كما هى عليه فى حالة الخدمة الفعلية ، ولذلك ستؤمن مقاومة الاطار اثناء عملية التركيب دون الحاجة الى تسليح اضافى . اما اذا مسكنا الاطار مباشرة بدون استخدام قطعة مباعدة ، من نقطتين على العارضة ، عندئذ ستتغير طبيعة الرسم البيانى للعزوم : ستنشأ فى منتصف باع العارضة عزوم سالبة ، وسوف تدعو الحاجة الى استخدام فولاذ تسليح اضافى لا يستفاد منه فى حالة الخدمة الفعلية .

ان القطع الانشائية ذات المقاطع العرضية الكبيرة الارتفاع والقليلة العرض نسبيا (مثل العتبات المرتفعة ، الجامالونات ، الالواح الهيكلية الجدارية وغيرها) تشحن عادة وهى فى وضع الخدمة الفعلية – تطرح على ضلعها او حافتها ، وذلك لان سعتها الحملية ، فى الوضع الافقى قليلة ، والتدابير المتعلقة بتغيير المخطط التصميمى المذكورة اعلاه ، لا تعتبر فعالة اثناء عملية التركيب .

ومن الضرورى ، عند تصميم القطع الخرسانية ، الاخذ بنظر الاعتبار الاجراءات التصميمية ، اللازمة لتأمين استقرار القطع الانشائية على انفراد والمبنى بشكل عام ، عند التركيب ، وكذلك المتطلبات الاخرى الخاصة بسلامة العمل .

وعند تصميم الانشاءات الخرسانية المسلحة ، يجب بالاضافة الى تحديد ماركة الخرسانة المصممة ، ان تحدد المقاومة العامة للقطع الانشائية المنتجة فى المصنع ، اى مقاومة المكعب الخرسانى ، التى يسمح عندها بشحن وتركيب القطع الانشائية .

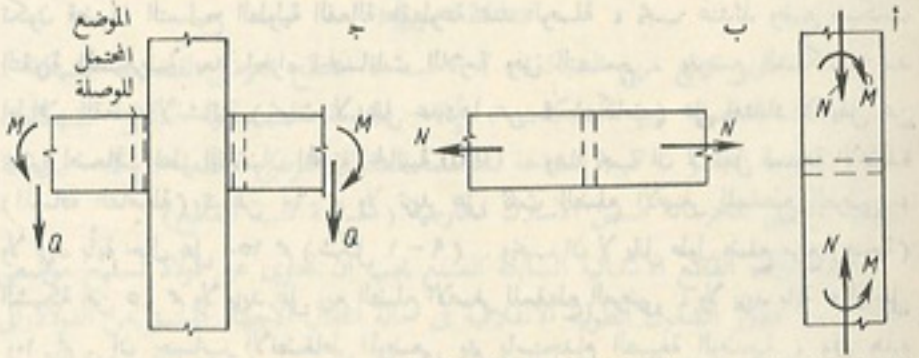
٦ – وصلات واطراف القطع الانشائية السابقة الصنع

ان الانشاءات الخرسانية المسلحة السابقة الصنع ، المركبة من قطع انشائية مستقلة ، تقاوم الاحمال فى نفس الوقت مع بعضها البعض بفضل الوصلات التى تضمن ارتباطها المتين . ويمكن تصنيف هذه الوصلات ، تبعا للوظيفة الى تؤديها (استنادا الى وظيفة القطع الانشائية الموصولة مع بعضها البعض) وتبعا لنوع تصميمها (تبعا لطبيعة القوى المؤثرة عليها) .

ومن حيث الوظيفة التى تؤديها القطع الانشائية ، يمكن تمييز الانواع التالية من الوصلات : وصلات الاعمدة مع الاساسات ، وصلات الاعمدة مع بعضها البعض ، وصلات العوارض مع الاعمدة ، وصلات العوارض الخاصة بشكك الاوناش الرحالة مع الاعمدة ، وصلات الجمالونات والعتبات السقفية مع الاعمدة ، وصلات الالواح الهيكلية مع العوارض وغير ذلك .

اما من حيث نوع تصميم الانشاءات ، فيمكن تمييز الانواع التالية من الوصلات : الوصلات المعرضة للانضغاط ، مثل وصلات الاعمدة (شكل ١ – ٨ ، أ) ، الوصلات المعرضة للشد ، مثل وصلات اوتار الشد فى الجامالونات (شكل ١ – ٨ ، ب) ، الوصلات المعرضة للشد وقوة القص معا ، مثل وصلات العوارض مع الاعمدة (شكل ١ – ٨ ، جـ) وغير ذلك .

وفى الوصلات تنتقل القوى ، من قطعة الى اخرى ، عن طريق القضبان الفولاذية الملحومة ، القطع المعدنية المبيتة والخرسانة المصبوبة فى الوصلات . ان الوصلة الجيدة التصميم ، يجب ان تتميز عند تأثير الاحمال التصميمية بمقاومة وجسوءة كافيتين ، عدم تغير الوضع المتبادل للقطع الانشائية الموصولة مع بعضها البعض ، وبالاضافة الى ذلك يجب ان تكون الوصلات مساعدة على جعل القطع الانشائية قابلة للانتاج المنتظم فى

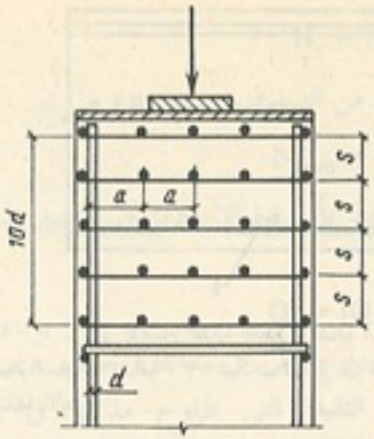


شكل ١ – ٨ . انواع وصلات القطع السابقة الصنع والقوى المؤثرة فيها

المصانع وعلى جعل القطع سهلة التركيب فى موقع البناء . ان تصاميم وصلات القطع الانشائية يجب ان تؤمن سرعة واستقرار تثبيت كافة القطع المركبة ، فى مواضعها المصممة للخدمة الفعلية ، باستخدام قطع وتركيبات غير معقدة (مثل الموصلات – conductors وغيرها) ، بدون استخدام وسائل مناولة خاصة . وفى نفس الوقت يجب ان تضمن تصاميم الوصلات ، الانتقال الجيد للقوى الناشئة اثناء عملية التركيب . وهذا يخص بالدرجة الاولى وصلات الأعمدة ، التى تنتقل اليها اثناء عملية التركيب ، الاحمال الناجمة عن الكتلة الذاتية للاعمدة وعن القطع الانشائية الواقعة فوقها . وتحدد الفواصل او الخلوصات بين القطع الانشائية الموصولة ، بحيث تكون اقل ما يمكن . وتحدد قيمتها عادة بسهولة لحام الاطراف الزائدة لقضبان التسليح ، وسهولة فرش المزيج الخرسانى فى فجوة الوصلة انطلاقا من شروط استخدام التفاوتات المسموحة فى عملية الانتاج والتركيب ، وقد تتراوح قيمة الفواصل المذكورة بين ٥٠ – ١٠٠ مم واكثر . وعند حقن الوصلات بالملاط الاسمنتى وخاصة باستخدام الضغط ، قد يكون الفاصل او الخلوص اصغر ما يمكن ، ولكنه لا يقل باية حال عن ٢٠ مم .

ان التركيبات الاندماجية الفولاذية اللازمة لمنع التأكل وتأمين مقاومة القطع الانشائية للنار بدرجة كافية ، تدهن بطبقة واقية من الملاط الاسمنتى فى كافة ارجاء الشبكة المعدنية . ولهذا الغرض ، يجب ان تبيت او تدفن التركيبات الاندماجية الفولاذية الى عمق كاف ، بحيث لا تظهر منها اية نتوءات بارزة بعد وضع الطبقة الواقية من الاسمنت . وفى الاماكن التى يصعب فيها تطبيق هذه العملية ، تستخدم طبقات واقية خاصة . ويجب ان تكون حجوم التركيبات الاندماجية الفولاذية اقل ما يمكن ، وتحدد استنادا الى شروط ترتيب الوصلات الملحومة بالطول المطلوب .

وتعزز اطراف القطع المنضغطة الموصولة مع بعضها البعض (مثل اطراف الاعمدة السابقة الصنع) باستخدام شبكات مستعرضة من فولاذ التسليح غير المباشر . وعندما تكون قضبان التسليح الطولية الفعالة مقطوعة عند الوصلة ، يجب عندئذ وضع شبكات التقوية المستعرضة بعد اجراء الحسابات اللازمة وفق التصميم . وتوضع الشبكات عند اطراف القطع الانشائية (بحيث لا يقل عددها عن ٤ شبكات) على امتداد لا يقل عن عشرة اضعاف قطر القضبان المحززة الجانبية (10d) ، وهنا يجب ان لا تقل فسحة الاعمدة (المسافة الفاصلة) s عن ٦٠ مم ولا تزيد على ثلث الضلع الاصغر للمقطع العرضى ، ولا تزيد بأية حال على ١٥٠ مم (شكل ١ – ٩) . ويجب ان لا يقل طول ضلع مربع (فتحة) الشبكة عن ٤٥ مم ولا يزيد على ربع الضلع الاصغر للمقطع العرضى ، ولا يزيد باية حال على ١٠٠ مم . ان حساب الانضغاط الموضعى يتم باستخدام الصيغة الوضعية ، وفى هذه



شكل ١ – ٩ . تعزيز الأقسام الطرفية للقطع الموصولة باستخدام الوصلات المستعرضة

الحالة يجب ان يتحقق الشرط التالى (راجع البند الثامن من الفصل الرابع فى الجزء الاول) :

$$N \leqslant R_{pr}^{*} F_{cr} \qquad (I-1)$$

حيث

$$R_{pr}^{*} = R_{pr}\gamma_c + k\mu_{ind}^{f} R_s^{f} \gamma_{ind} \qquad (I-2)$$

$$\gamma_c = \sqrt[3]{F/F_{cr}} \leqslant 3{,}5$$

$$\gamma_{ind} = (4{,}5 \text{ الى } 3{,}5)F_{cr}/F_k \qquad (I-3)$$

$$k = (5+\alpha)/(1+4{,}5\alpha) \qquad (I-4)$$

تمثل كفاية التسليح غير المباشر

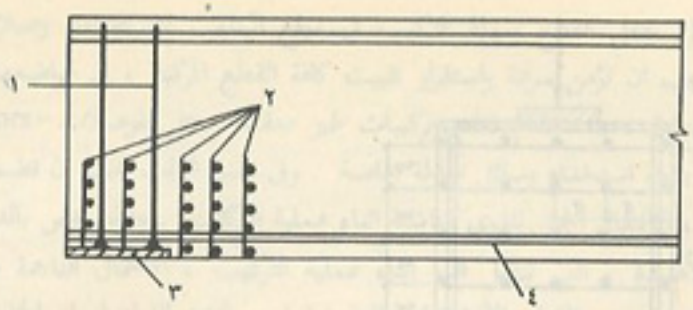
$$\alpha = \mu_{ind}^{f} R_s^{f}/R_{pr} \qquad (I-5)$$

حيث – μ_{ind}^{f} تمثل نسبة او معامل التسليح بالشبكات المستعرضة وتساوى عندما تكون فتحات شبكة التسليح مربعة ، ما يلى :

$$\mu_{ind}^{f} = 2f/as \qquad (I-6)$$

حيث a – طول ضلع مربع الشبكة ، f – مساحة المقطع العرضى لقضيب الشبكة ، s – المسافة الفاصلة بين الشبكات ، R_s^{f} – المقاومة التصميمية لفولاذ الشبكة ، F_{cr} – مساحة التهصر ، F – المساحة المصممة للمقطع العرضى للقطعة ، F_k – مساحة المقطع العرضى للخرسانة ضمن الاسلاك الخارجية (مساحة قلب المقطع) .

ان اطراف القطع الانشائية السابقة الصنع يجب ان تحتوى على فولاذ تسليح موضعى لوقايتها من ظهور الشقوق الطولية الانفلاقية فى حالة انتقال الاجهاد المسبق من الفولاذ الى الخرسانة (شكل ١ – ١٠) . ولهذا الغرض توضع قضبان مستعرضة اضافية سابقة الاجهاد



شكل ١ – ١٠ . تعزيز الاقسام الطرفية للقطع الانشائية السابقة الصنع :
١ – قضبان مستعرضة اضافية ؛ ٢ – شبكات تسليح غير مباشر ؛ ٣ – قطعة فولاذية اندماجية (مبيتة) ؛ ٤ – قضبان تسليح طولية سابقة الاجهاد

او قضبان غير سابقة الاجهاد ، مساحة مقطعها العرضي تساوى :

$$F_s = kN_0/R_s \qquad (I - 7)$$

حيث $k = 0,15$ للفولاذ السابق الاجهاد ، $k = 0,2$ للفولاذ غير السابق الاجهاد ، $k = 0,3$ للفولاذ غير السابق الاجهاد فى الانشاءات التى يجب حساب مقاومة الكلال فيها ، N_0 – قوة الانضغاط المسبق مع اخذ فقدان الاجهاد الاولى فى الاعتبار ، R_s – المقاومة التصميمية للفولاذ الاضافى .

ان قضبان التسليح المستعرضة الاضافية يجب ان ترتب على امتداد الارتفاع الكلى للقطعة ، ويجب ان تلحم مع القطعة الاندماجية الواقعة عند المسند .

وبالاضافة الى ذلك ، توضع عند اطراف القطع السابقة الاجهاد قضبان تسليح غير مباشر اضافية ، نسبة تسليحها هى $\mu_{ind} = 2\%$. ويجب ان يمتد التسليح غير المباشر الى مسافة لا تقل عن $0,6l_{trans}$ ولا تقل باية حال عن ٢٠ سم (اذا كانت قضبان التسليح الطولية خالية من المثبتات) .

وغالبا ما تصمم القطع الاندماجية (المبيتة) الفولاذية فى وصلات القطع الخرسانية المسلحة ، على هيئة الواح او صفائح فولاذية ومثبتات شكل T ملحومة معها لكى تتحمل تأثير القوى M ، N ، Q (شكل ١ – ١١) .

ولتصميم المثبتات يستبدل عزم الانحناء بزوج من القوى ذراعه z وتحدد القوى باستخدام معاملات تجريبية . وتحدد مساحة المقطع العرضى للمثبتات فى الصف الاكثر اجهادا ، بواسطة الصيغة التالية :

$$F_s = 1,1\sqrt{N_s^2 + (Q/kk_1)^2}/R_s \qquad (I - 8)$$

وهنا نجد ان قوة الشد القصوى فى صف واحد من المثبتات عندما يبلغ عدد الصفوف n مثلا ، تساوى :

$$N_s = N/n + M/z \qquad (I - 9)$$

وقوة الانضغاط القصوى فى صف واحد (لعدد من الصفوف يساوى n) هى :

$$N_{com} = -N/n + M/z \qquad (I - 10)$$

وقوة القص فى صف واحد من المثبتات ، مع اخذ تأثير قوة الاحتكاك فى الاعتبار تساوى ما يلى :

$$Q_s = (Q - 0,03N_{com})/n \qquad (I - 11)$$

و k هنا تمثل معامل تحدد قيمته للمثبتات التى يتراوح قطر كل منها d فى حدود ٨ – ٢٥ مم ومساحة مقطع كل منها f_s ، وللخرسانة الثقيلة التى تتراوح ماركتها فى حدود ١٥٠ – ٦٠٠ ، من الصيغة التالية :

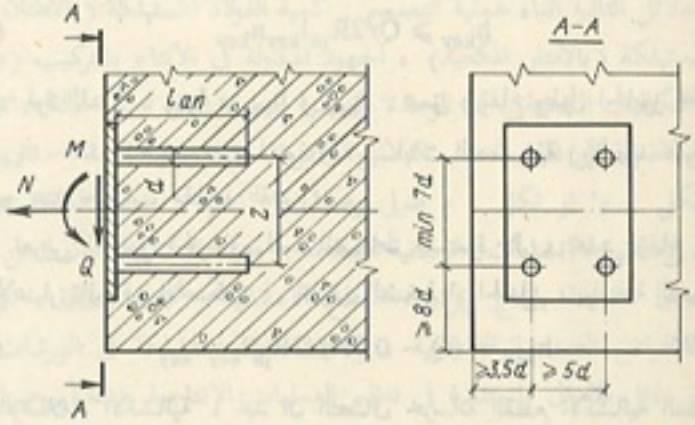
$$k = 7\sqrt[3]{R_{pr}}/(1 + 0,15f_s)\sqrt{R_s} \leqslant 0,7 \qquad (I - 12a)$$

وكذلك

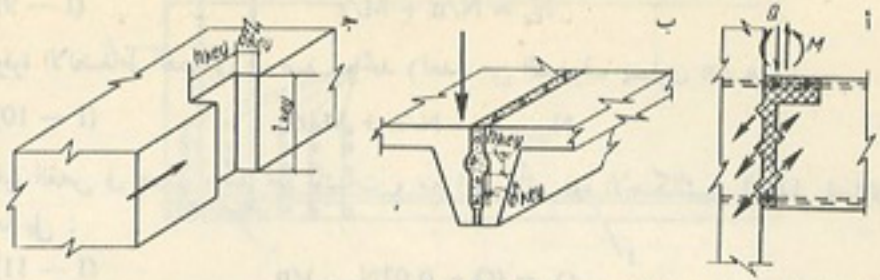
$$k_1 = 1/\sqrt{1 + \omega N_s/Q_s} \qquad (I - 12b)$$

وتؤخذ قيمة ω عند $N_{com} \geqslant 0$ مساوية للمقدار 0,3 ، وعند $N_{com} < 0$ مساوية للمقدار 0,6 . اما طول الجزء المبيت من المثبتات l_{an} ، فيحسب بالطريقة التى شرحت فى الفصل الاول من الجزء الاول من هذا الكتاب . والمسافة الفاصلة بين محاور المثبتات ، تؤخذ كما مبين فى الشكل (١ – ١١) .

وتنجز وصلات القطع المعرضة للشد ، بلحام الاقسام والنهايات الزائدة للقضبان او لحام التركيبات الاندماجية (القطع المبيتة) ، اما فى القطع السابقة الاجهاد ، فتنجز بامرار الكبلات المجدولة او القضبان السابقة الاجهاد ، خلال قنوات او اخاديد فى القطع



شكل ١ – ١١ . القطع التركيبية الاندماجية الفولاذية فى وصلات القطع الانشائية



شكل ١ – ١٢ . الخوابير الخرسانية فى وصلات القطع الانشائية :
أ – فى وصلات العوارض والاعمدة ؛ ب – فى وصلات البلاطات (الالواح الهيكلية)

الانشائية . وتصمم الوصلات الملحومة لقطع الشد ، بالطريقة التى لا تجعل القطع الاندماجية المبيتة والواح الوصل التراكبية (fish plates) تنثنى ولا تجعل الخرسانة تتشظى عند انتقال القوى والاجهادات .

ولنقل قوى القص الى سطح القطع الموصولة ، تستحدث اخاديد او حزوز ، تشكل بدورها خوابير خرسانية (concrete keys) بعد تغطية الوصلات بالخرسانة . ان استخدام الخوابير الخرسانية يعتبر مفيدا فى الوصلات اللاكابولية بين العوارض والاعمدة ، حيث ترتب الخوابير المذكورة بالطريقة التى تجعل خرسانة الخوابير تتعرض لتأثير الانضغاط فى المقاطع المائلة . وتستخدم الخوابير أيضا فى وصلات الانشاءات المؤلفة من البلاطات ، اى فى وصلات البلاطات ، لزيادة جسوءة السقوف والارضيات اللوحية فى مستوى الوصلات بالذات وغير ذلك (شكل ١ – ١٢) .

ان ابعاد الخوابير الخرسانية تحدد من الصيغتين التاليتين :

$$\delta_{key} \geqslant Q/R_{pr}l_{key}n_{key} \qquad (I - 13)$$

$$h_{key} \geqslant Q/2R_{pr}l_{key}n_{key} \qquad (I - 14)$$

حيث Q – قوة القص ، δ_{key} ، h_{key} و l_{key} – عمق وارتفاع وطول الخابور الخرسانى على التوالى ، n_{key} – عدد الخوابير المستخدمة فى الحسابات التصميمية (ولا يزيد هذا العدد على ثلاثة خوابير عند حساب مقاومة القص) .

وعند تعرض الخابور الخرسانى لقوة انضغاط مستمرة N ، يحدد ارتفاع الخابور مع الاخذ فى الاعتبار تأثير قوة الاحتكاك فى تخفيف الضغط او الحمل ، بواسطة الصيغة التالية :

$$h_{key} = (Q - 0{,}7N)/2R_{pr}l_{key}n_{key} \qquad (I - 15)$$

وفى الوصلات الانشائية ، نجد ان التصاق خرسانة القطع الانشائية السابقة الصنع مع الخرسانة الحديثة المفروشة او المصبوبة اثناء التركيب (اى التصاق الخرسانة القديمة مع

الخرسانة الجديدة) يكون كما اثبتت التجارب العملية متينا بما فيه الكفاية ، عند مراعاة قواعد الانتاج الصناعى (مثل تنظيف سطوح الخرسانة وترطيبها بالماء وغير ذلك) . ولتغطية الوصلات بالخرسانة ، ينصح باستخدام القوالب المؤقتة المتكررة الاستعمال (reusable formworks) ، حقن المزيج الاسمنتى او الملاط فى فجوات الوصلات بالضغط ، استخدام التدفئة الكهربائية للاسراع فى تصلب الخرسانة ، التى تعتبر مفيدة أيضا حتى عند درجات الحرارة الموجبة اى فى الجو الدافىء .

ان الوصلات الاساسية الفعالة ، تلحم فى مواضعها بواسطة اللحام المسطح (flat weld) او اللحام الرأسى (vertical weld) . واثناء عملية اللحام تنشأ فى قضبان التسليح الفولاذية والقطع الاندماجية المبيتة ، درجة حرارة موضعية عالية ، تؤدى بالتالى الى تسخين الخرسانة المحيطة بها . وقد اثبتت التجارب العملية ان المقاومة الميكانيكية للخرسانة تنخفض قليلا نتيجة للتسخين ، ولكن هذا الانخفاض يكون موضعيا فقط ، ولا يؤثر على السعة الحملية للوصلات الملحومة عامة . ان اجهادات اللحام الاولية (وهى اجهادات الشد فى الفولاذ واجهادات الانضغاط فى الخرسانة) لا تؤثر ايضا على السعة الحملية للوصلات الملحومة ، عندما تراعى شروط اللحام الفنى الصحيح للاطراف الزائدة لقضبان التسليح الفولاذية .

٧ – القيمة الهندسية والاقتصادية للانشاءات الخرسانية المسلحة

لاجل تقدير القيمة الهندسية والاقتصادية للقطع المستقلة والانشاءات ككل ، يسترشد بالدلائل التالية اثناء عملية التصميم : كمية الفولاذ المستهلكة (بالاطنان) ، كمية الخرسانة المستهلكة (بالامتار المكعبة) ، الجهود المبذولة فى الانتاج والتركيب (بالاشخاص والايام) ، التكاليف النقدية . ان الوحدة القياسية للحساب فى هذه الحالة ، هى الانشاء الواحد . وبالاضافة الى ذلك تحسب الدلائل المذكورة لكل وحدة قياسية واحدة – مثلا لكل ١ م^3 او لكل ١ م^2 او لكل ١ م طولى وهكذا الى آخره . وتعتبر الكلفة بمثابة الدليل الاقتصادى الاساسى للانشاءات الخرسانية المسلحة ، وهذه التكاليف تتألف من كلفة مواد البناء والاعمال الخاصة بانتاج وتركيب القطع الانشائية ، كلفة الطاقة ، الوقود والمواد المستهلكة للاغراض الصناعية الانتاجية ، وكذلك المواد المستهلكة فى الورشات الصناعية عامة ، التى تمثل الاموال المستثمرة فى تنظيم العمليات الانتاجية وتشغيل وصيانة المصانع (راجع الفصل التاسع من الجزء الاول من الكتاب) .

وعند تصميم المبانى والانشاءات ، تستخدم فى اغلب الاحيان طريقة مقارنة التكاليف البديلة للانشاءات الخرسانية المسلحة . ولهذه الطريقة تقدر الفائدة الاقتصادية للانشاءات الخرسانية المسلحة بمقارنة الدلائل الهندسية والاقتصادية للانواع المختلفة من التصاميم الانشائية .

ان انواع التصاميم الانشائية التى تجرى مقارنتها تحقق نفس الغرض المطلوب وتفى بنفس الشروط الموضوعة بالذات ، لكنها تختلف من حيث المخطط التصميمى ، واحيانا من حيث الابعاد الهندسية ، المقاييس العامة ، شكل المقطع العرضى للقطع الانشائية ، طرق التسليح وغير ذلك . وتحدد الدلائل او العوامل بالاستناد الى المخططات الانشائية ، المصممة فى تلك المرحلة التى تجرى فيها المقارنة بين انواع التصاميم الانشائية . ويمكن الحصول على اكثر الدلائل صحة ودقة ، استنادا الى الرسوم التخطيطية التشغيلية (working drawings) للانشاءات والمبانى .

ان مسائل اقتصاديات الانشاءات الخرسانية المسلحة يجب ان تحل فى وقت واحد مع مسائل المقاومة أثناء عملية التصميم برمتها : عند اختيار الرسم التخطيطى العام والمخطط التصميمى للمبانى ؛ تقسيم الانشاءات الى قطع سابقة الصنع واختيار شكل وابعاد المقاطع العرضية للقطع الانشائية ، تحديد ماركة الخرسانة المصممة ، صنف فولاذ التسليح ، اقرار طرق ووسائل التسليح وغير ذلك .

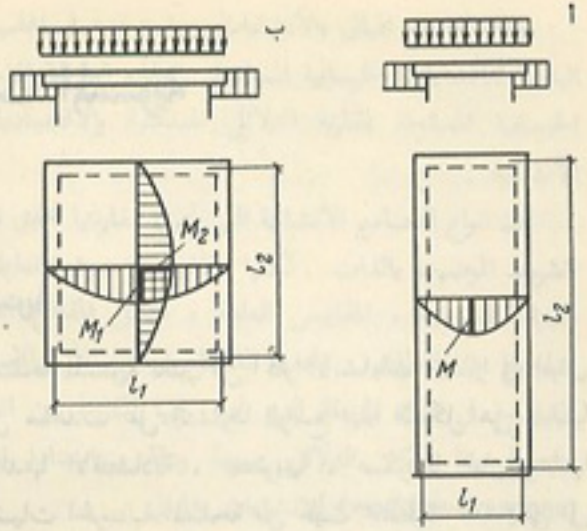
الفصل الثانى

تصاميم الارضيات المستوية

البند الاول
تصنيف الارضيات المستوية

ان الارضيات الخرسانية المسلحة المستوية تعتبر من اكثر الانشاءات انتشارا فى المبانى الصناعية والمدنية . والامور التى ساعدت على انتشارها الواسع بهذا الشكل هى قابليتها العالية للانتاج الصناعى ، فائدتها الاقتصادية ، جسوءتها ، صمودها للنار ومتانتها (تحملتها) . ويمكن تقسيم الارضيات الخرسانية المسلحة من حيث مخططها التصميمى الى نوعين رئيسيين هما : الارضيات العتبية (beam and girder floors) والارضيات اللاعتبية والخالية من العوارض ، أى المؤلفة من بلاطات مستوية فقط (flat-slab floors) . ان الارضيات العتبية هى الارضيات التى تشترك فيها العتبات (العوارض) المرتبة فى اتجاه واحد او اتجاهين ، مع البلاطات او الالواح المستندة عليها ، فى مقاومة الحمل العام فى نفس الوقت . اما فى الارضيات اللاعتبية او الخالية من العوارض ، فنجد ان البلاطة تستند مباشرة على الاعمدة المحتوية على مواضع موسعة فى اعلاها على هيئة قمع ، اى رؤوس قمعية تسمى بتاج العمود (capital) . وهذان النوعان من الارضيات قد يكونان سابقى الصنع ، مصبوبين فى الموقع ومركبين (اى مؤلفين من قطع سابقة الصنع وقطع مصبوبة فى الموقع) . وتكون المخططات التصميمية للارضيات مختلفة الانواع فى حالة الارضيات السابقة الصنع والارضيات المصبوبة فى الموقع ، ولهذا السبب تصنف الارضيات استنادا الى دلالاتها التصميمية كما يلى : ارضيات عتبية لوحية سابقة الصنع (precast slab and girder floors) ؛ ارضيات مضلعة مصبوبة فى الموقع ، ذات بلاطات عتبية (ribbed slab floors) ؛ ارضيات مضلعة مصبوبة فى الموقع ، ذات بلاطات مستندة على المحيط ؛ ارضيات عتبية مركبة من قطع سابقة الصنع وقطع مصبوبة فى الموقع ؛ ارضيات لاعتبية سابقة الصنع ؛ ارضيات لاعتبية مركبة من قطع سابقة الصنع وقطع مصبوبة فى الموقع .

واستنادا الى نسبة الطول الى العرض (aspect ratio) ، يمكن تصنيف بلاطات الارضيات فى الانشاءات والمبانى الى ما يلى: أ- عندما تبلغ النسبة المذكورة $l_2/l_1 > 2$ كما مبين فى الشكل (٢-١ ، أ) تكون البلاطات عتبية معرضة للانحناء فى اتجاه الضلع الاصغر ، وفى هذه الحالة تهمل عزوم الانحناء الناجمة فى اتجاه الضلع الاكبر ، نتيجة لطوله الكبير .



شكل ٢ – ١ . الرسم التخطيطى للبلاطات المعرضة للانحناء :
أ – فى الاتجاه القصير ، ب – فى الاتجاهين

ب – عندما تبلغ النسبة المذكورة $l_2/l_1 \leq 2$ كما مبين فى الشكل (٢ – ١ ، ب) تكون البلاطات مستندة على محيطها من كافة الجوانب ومعرضة للانحناء فى كلا الاتجاهين اى طولا وعرضا ، مع وجود قضبان تسليح فعالة فى الاتجاهين المتقاطعين ، اى قضبان متصالبة .

وعادة تستخدم فى الانشاءات والمبانى ، الارضيات السابقة الصنع ، التى تتميز عن الارضيات المصبوبة فى الموقع بقابليتها العالية للانتاج الصناعى . ونادرا ما تستخدم الارضيات المصبوبة فى الموقع ، وهى تستخدم بصورة أساسية فى المبانى المقامة حسب التصاميم الفردية الخاصة (التصاميم غير النموذجية) .

ويختار نوع تصميم الارضيات تبعا للظروف الاقتصادية فى كل حالة على حدة ، استنادا الى الغرض المطلوب من الانشاء ، مقادير وطبيعة الاحمال المؤثرة عليه ، الظروف المحلية وغير ذلك .

البند الثانى
الارضيات العتبية اللوحية السابقة الصنع

١ – التوزيع النسبى للمخطط التصميمى للارضية

تدخل فى تركيب الارضية العتبية اللوحية السابقة الصنع ، الالواح الهيكلية (panels) والعتبات الساندة لها ، التى تسمى بالعوارض (girders) او العتبات الرئيسية (شكل ٢ – ٢ ، أ) . وتستند العوارض بدورها على الاعمدة والجدران ، وقد تكون العوارض متجهة

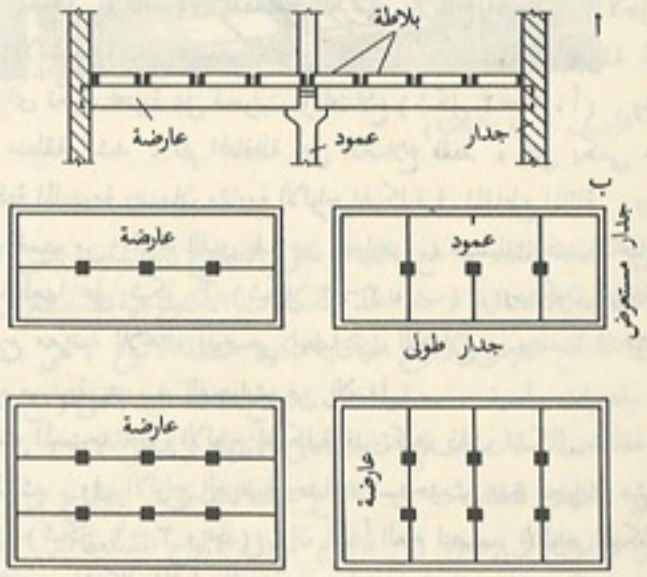
طوليا (بمحاذاة المبنى) او عرضيا (شكل ٢ – ٢ ، ب) . وباجتماع العوارض مع الاعمدة ، يتكون الانشاء الهيكل للمبنى .

وقد يكون للارضيات فى الاتجاه العرضى ، باعان او ثلاثة ابواع (للمبانى المدنية) وخمسة الى ستة ابواع فى المبانى الصناعية . وتحدد اطوال ابواع عوارض المبانى الصناعية ، من التوزيع النسبى العام للمخطط التصميمى للارضية ، ومن الحمل الناجم عن المعدات الآلية ، وقد يصل الطول المذكور الى ٦ م أو ٩ م ، عندما تصل الفسحة الفاصلة بين الاعمدة فى الاتجاه الطولى ، اى الفسحة الطولية للاعمدة الى ٦ م . وتعتمد اطوال ابواع عوارض المبانى المدنية على ابعاد شبكة المساند التى يمكن ان تتراوح بين ٢٫٨ – ٦٫٨ م ، بتقسيمات او تدابيج صغيرة قدرها ٢٫٠ م .

وتتلخص عملية التوزيع النسبى للمخطط التصميمى الانشائى للارضية ، فى اختيار اتجاه العوارض ، وتحديد ابعاد الابواع والفسحات الفاصلة بين العوارض ، نوع وابعاد الالواح الهيكلية للارضية ، وفى هذه الحالة تؤخذ العوامل التالية فى الاعتبار :

١ – قيمة الحمل المتحرك ، والغرض من المبنى او الانشاء ، والتصميم المعمارى الانشائى ؛

٢ – التوزيع النسبى العام لتصميم الانشاء برمته . وفى المبانى التى تنشأ جسوءتها الفضائية (الحيزية) فى الاتجاه العرضى ، من وجود الهياكل او الاطر ذات الوصلات



شكل ٢ – ٢ . المخططات التصميمية للارضيات العتبية اللوحية البلاطية

الجاسئة ، ترتب العوارض فى الاتجاه العرضى ، اما الالواح الهيكلية فترتب فى الاتجاه الطولى . وفى المبانى السكنية والعامة ، يمكن ترتيب العوارض فى الاتجاه الطولى ، والالواح الهيكلية فى الاتجاه العرضى . وفى كل حالة من الحالتين ، يتم اختيار شبكة الاعمدة الملائمة ؛

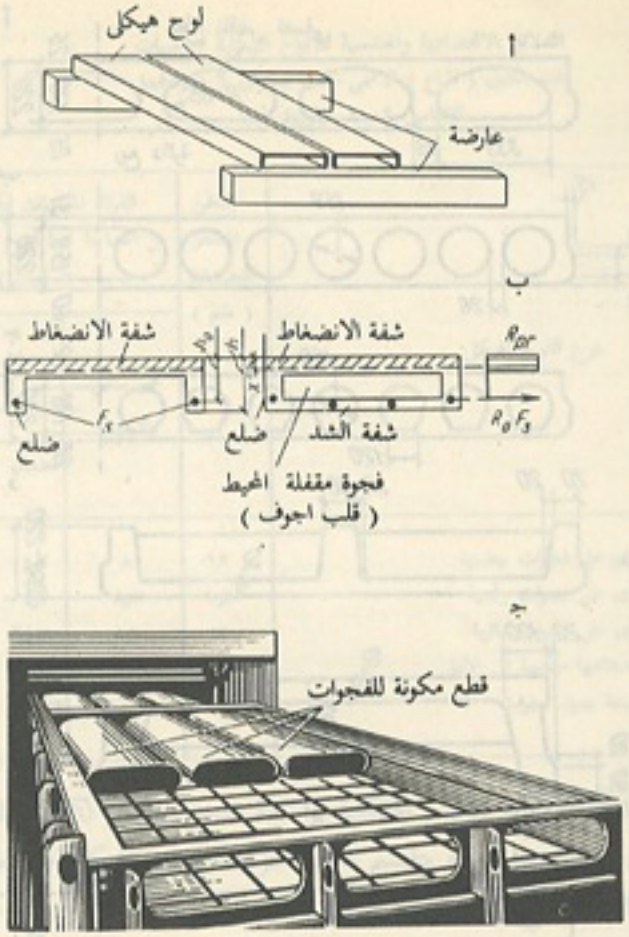
٣ – الدلائل الهندسية والاقتصادية لتصميم الارضية . ان الكمية المستهلكة من الخرسانة المسلحة اللازمة لانشاء الارضية ، يجب ان تكون اقل ما يمكن ، اما كتلة القطع الانشائية وابعادها العامة فيجب ان تكون ضخمة قدر الامكان ، تبعا لحمولة اوناش التركيب ووسائط النقل .

واثناء عملية التصميم توضع عدة مخططات تصميمية للارضيات مختلفة الانواع ، ويتم اختيار المخطط المناسب من الناحية الاقتصادية . وتتألف الكمية العامة المستهلكة من الخرسانة والفولاذ اللازمين لانشاء الارضية الخرسانية المسلحة ، من الكميتين المناظرتين المستهلكتين من المادتين السابقتين لانشاء الالواح الهيكلية ، والعوارض والاعمدة . والكمية الكبرى المستهلكة من الخرسانة المسلحة – حوالى ٦٥ ٪ من الكمية العامة – تصرف فى انشاء الالواح الهيكلية . ولهذا السبب نجد ان التصميم الاقتصادى للالواح الهيكلية للارضية ، يكتسب اهمية كبرى .

٢ – تصميم الالواح الهيكلية للارضيات

اختيار الشكل الاقتصادى للمقطع العرضى للالواح الهيكلية . لاجل تقليل المواد المستهلكة فى الانشاء ، يتم تصميم الالواح الهيكلية للارضيات ، بطريقة تجعلها خفيفة الوزن نسبيا – اى تكون محتوية على فجوات او اضلاع (شكل ٢ – ٣ ، أ) . وعند استئصال الخرسانة من منطقة الشد ، تتم المحافظة على الاضلاع فقط ، التى يكفى عرضها لوضع الهياكل الفولاذية الملحومة وضمان مقاومة الالواح الهيكلية فى المقاطع المائلة . وفى هذه الحالة نجد ان ذلك القسم من الالواح الذى يقع بين العوارض ، سيسلك عند الانحناء نفس سلوك العتبة التى مقطعها على شكل T (شكل ٢ – ٣ ، ب) . وستكون الشفة العليا (top flange) للوح معرضة للانحناء الموضعى ايضا بين الاضلاع . وعندما تدعو الضرورة الى انشاء سقوف مستوية يتم سد الفجوات من الاسفل .

والفجوات المستحدثة فى الالواح الهيكلية قد تكون ذات اشكال مختلفة : بيضوية ، كروية وغير ذلك . وفى الالواح العريضة جدا ، تستحدث عدة فجوات مرتبة الى جانب بعضها البعض (شكل ٢ – ٣ ، جـ) . ان المبدأ العام لتصميم الالواح الهيكلية للارضيات باى شكل كان من اشكال المقطع العرضى ، يتلخص فى استخلاص اكبر حجم ممكن من

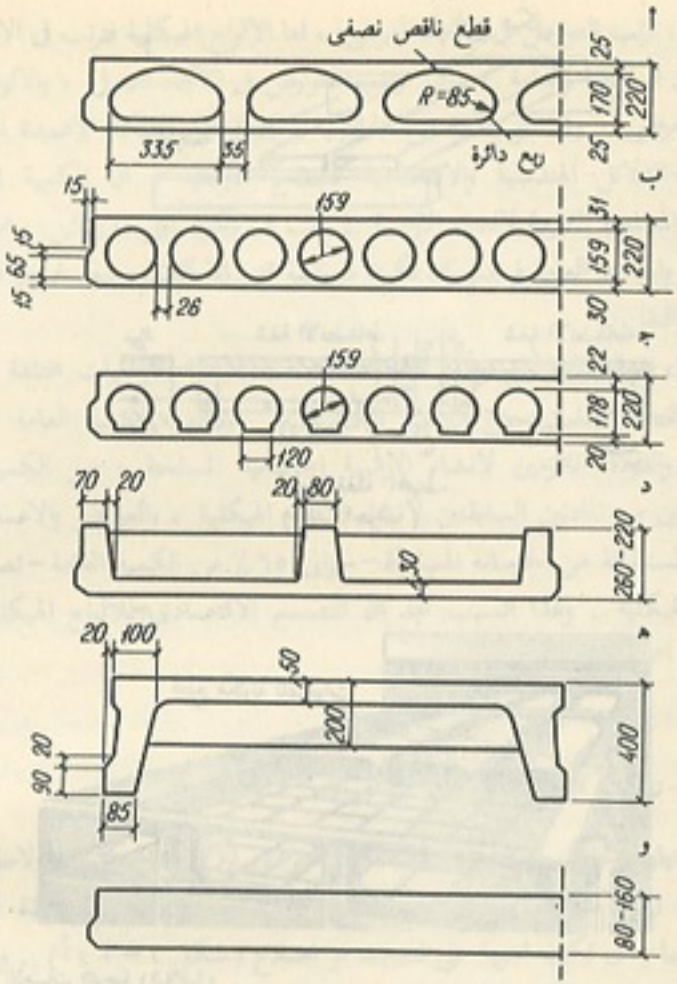


شكل ٢ – ٣ . الارضيات اللوحية (البلاطية)

الخرسانة ، من منطقة الشد ، مع الحفاظ على الاضلاع القائمة ، التى تؤمن مقاومة المقاطع المائلة للقطعة الانشائية ، مع اخذ الامكانات التكنولوجية للمصنع فى الاعتبار .

ان اشكال المقطع العرضى للالواح الهيكلية تكون مختلفة الانواع ، هى : ذات فجوات بيضوية ودائرية وفجوات رأسية ، مضلعة ذات اضلاع متجه الى الاعلى (مع انشاء الارضية على الاضلاع) ؛ مضلعة ذات اضلاع متجهة الى الاسفل (شكل ٢ – ٤ ، أ الى و) .

ان العرض الاصغر للشفهات فى الالواح ذات الفجوات يتراوح فى حدود ٢٥ – ٣٠ مم ، وعرض الاضلاع فى حدود ٣٠ – ٣٥ مم ، وفى الالواح المضلعة التى تتجه اضلاعها الى الاسفل يتراوح عرض الشفة (البلاطة) فى حدود ٥٠ – ٦٠ مم .



شكل ٢ – ٤ . اشكال المقطع العرضى لالواح (بلاطات) الارضيات

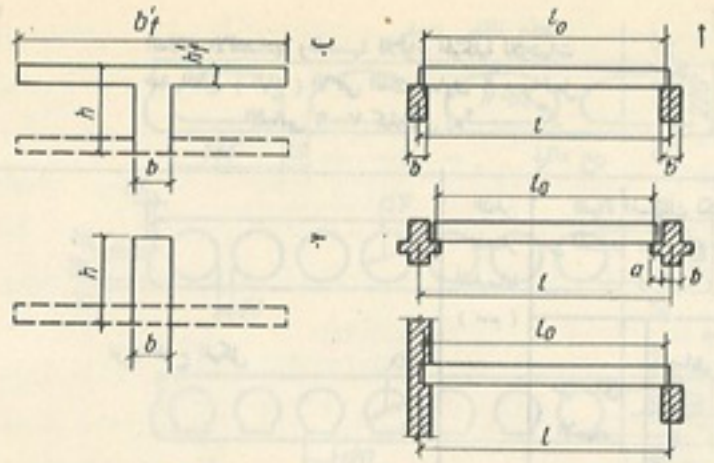
وفى حالة الطول المحدد للالواح الهيكلية المختلفة الانواع ، يؤخذ عرضها بالطريقة التى تجعل وزنها متدرج القيمة ولا يزيد على حمولة اوناش التركيب التى تتراوح بين ٣ – ٥ طن ، واحيانا اكثر من ذلك . والالواح الهيكلية التى يبلغ عرضها ٣٫٢ م وباعها (طولها) ٦ م ، تغطى الغرفة السكنية العادية بكاملها ؛ ويتراوح وزن مثل هذه الالواح المحتوية على فجوات فى حدود ٥ – ٦ طن . ان الالواح الهيكلية ذات الفجوات والالواح الهيكلية المصمتة (solid panels) التى تساعد على انشاء السقوف المستوية ، تستخدم فى المبانى السكنية والمدنية ، كما وتستخدم الالواح المضلعة التى تتجه اضلاعها الى الاسفل ، فى انشاء المبانى الصناعية ، ذات الاحمال الاساسية المتحركة التى تزيد قيمتها على ٥ كيلونيوتن /م٢ .

الدلائل الاقتصادية والهندسية للالواح الهيكلية للارضيات عند الطول (الباع) الاسمى الذى يساوى ٦ م والحمل الاساسى ٦ – ٧ كيلونيوتن /م٢

نوع اللوح الهيكل	التخن المصغر للخرسانة (سم)	الفولاذ المستهلك لكل ١ م٢ من المساحة تبعا لنوع فولاذ التسليح (كجم)		
		غير سابق الاجهاد	سابق الاجهاد	
			فضبان	اسلاك
الواح هيكلية تحتوى على فجوات بيضوية	٩٫٢	٨	٤٫٣	٣٫٤
الواح هيكلية تحتوى على فجوات رأسية	١٠٫٢	٨٫٥	٤٫٧	٣٫٧
الواح هيكلية تحتوى على فجوات دائرية	١٢	٨٫٥	٤٫٧	٣٫٧
الواح مضلعة ، اضلاعها متجهة الى الاعلى	٨	٩٫١	٥	٤
الواح هيكلية مصمتة بدون فجوات	١٢ – ١٦	١٤ – ١٦	١٢ – ١٤	١٠ – ١١

وتقدر الفائدة الاقتصادية للالواح الهيكلية بواسطة التخن المصغر (reduced depth) للخرسانة ، الذى يتم الحصول عليه بتقسيم حجم خرسانة اللوح الهيكلى على مساحته ، وبواسطة كمية فولاذ التسليح المستهلكة (جدول ٢ – ١) .

واكثر الالواح فائدة اقتصادية من حيث الخرسانة المستهلكة ، هى الالواح ذات الفجوات البيضوية ، يبلغ فيها التخن المصغر للخرسانة ٩٫٢ سم ، فى الوقت الذى يصل فيه التخن المصغر للخرسانة فى الالواح الهيكلية ذات الفجوات الدائرية ، الى ١٢ سم . ولكن عند انتاج الالواح ذات الفجوات البيضوية فى المصانع ، تبرز صعوبات فنية ، سببها انه بعد انتزاع القطع المكونة للفجوات (ذكر القالب او الخرامة – punch) قد تنهار جدران قنوات القطعة المصبوبة حديثا فى القالب . ولهذا السبب اعتبرت الالواح الهيكلية ذات الفجوات الدائرية ، السابقة الصنع ، بمثابة الواح نموذجية . وفى المصانع ذات المعدات الفعالة والتقنية المحسنة ، يسمح بانتاج الالواح الهيكلية ذات الفجوات البيضوية . وان التحسن اللاحق لتقنية الانتاج الصناعى للالواح الهيكلية ذات الفجوات ، سيسمح فى المستقبل بالانتقال الى انتاج تصاميم لوحية اكثر فائدة من ناحية الاقتصاد فى كمية الخرسانة المستهلكة .



شكل ٢ – ٥ . الابواب والمقاطع العرضية المصممة للالواح الهيكلية (البلاطات)

ان الالواح الهيكلية المضلعة التى تتجه اضلاعها الى الاعلى ، ذات الثخن المصغر القليل نسبيا ، الذى يبلغ ٨ سم ، تعتبر اقل تكيفا للانتاج الصناعى بالجملة ، وذلك لان استخدامها يحتاج الى انشاء طبقة تمليط فوقية (topping) تحت الارضية ونتيجة لذلك ، تصبح تكاليف انشاء الارضية ، اكثر ارتفاعا .

وفى الالواح الهيكلية المضلعة التى تتجه اضلاعها الى الاسفل ، يبلغ الثخن المصغر للخرسانة ١٠٫٥ سم ، وكمية الفولاذ المستهلكة لكل ١ م² من المساحة تتراوح فى حدود ٨٫٣ – ٢١٫٥ كجم تبعا للحمل المتحرك .

وتستخدم فى انتاج الالواح الهيكلية السابقة الاجهاد ، خرسانة ماركتها المصممة تساوى ٣٠٠ و ٤٠٠ ، وفى انتاج الالواح غير السابقة الاجهاد ، تستخدم خرسانة ماركتها المصممة ٢٠٠ و ٣٠٠ .

حساب وتصميم الالواح الهيكلية . يؤخذ الباع المصمم للوح الهيكلى l_0 مساويا للمسافة بين محورى مسنديه (شكل ٢ – ٥ ، أ ، ب ، جـ) ، وفى حالة استناد اللوح على الوجه او السطح العلوى للعوارض $l_0 = l - b/2$ (حيث b تمثل عرض العارضة) ، وعند استناد اللوح على شفهات العوارض $l_0 = l - a - b$ (حيث a تمثل عرض الشفة) . وعندما يستند اللوح الهيكلى من احد طرفيه على العارضة ومن الطرف الثانى على الجدار ، يصبح طول الباع المصمم مساويا للمسافة الفاصلة بين محور المسند الجدارى ومحور المسند على العارضة .

ويجب اختيار ارتفاع اللوح h بحيث يحقق شروط الجسوءة ايضا بالاضافة الى شروط المقاومة (الانحناءات الحدية) . وعندما تتراوح الابواع فى حدود ٥ – ٧ م ، يحدد ارتفاع

28—623

مقطع اللوح بصورة اساسية من شروط الجسوءة . وان ارتفاع مقطع اللوح الهيكلى ، الذى يفى بنفس الوقت بشروط المقاومة وشروط الجسوءة معا ، يمكن ان يحدد سلفا بواسطة الصيغة التقريبية التالية :

$$h = cl_0R_s(\theta g^b + p^b)/E_sq^b \qquad (II - 1)$$

حيث تبلغ قيمة c من ١٨ الى ٢٠ فى الالواح ذات التجاويف ، ومن ٣٠ الى ٣٤ فى الالواح المضلعة التى تقع شفتها فى منطقة الانضغاط ، والقيم الاكبر لهذا المعامل c تؤخذ عند استخدام الفولاذ من النصف A-II ، والقيم الاصغر عند استخدام الفولاذ من الصنف A-III ؛ g^b – تمثل الحمل المتحرك الاساسى الطويل الاجل ، المؤثر على كل ١ م² من الارضية ؛ p^b – تمثل الحمل المتحرك الاساسى القصير الاجل ، المؤثر على كل ١ م² من الارضية :

$$q^b = g^b + p^b;$$

θ – المعامل الذى يأخذ فى الاعتبار زيادة الانحناء تحت تأثير الحمل الطويل الاجل ، ويساوى ٢ بالنسبة للالواح ذات التجاويف ، و ١٫٥ للالواح المضلعة التى تقع شفتها فى منطقة الانضغاط .

ويمكن كذلك ان نحدد سلفا ارتفاع مقطع الالواح الهيكلية السابقة الاجهاد ، بواسطة الصيغة (II-1) او نعينه بحيث يساوى ما يتراوح بين $1/20l_0$ و $1/30l_0$ ، اى :

$$h = 1/20l_0 \text{ و } h = 1/30l_0 \qquad (II - 2)$$

وعند حساب المقاومة بواسطة عزم الانحناء ، يؤخذ عرض الضلع b مساويا للعرض الاجمالى لكافة اضلاع اللوح ، اما العرض المصمم للشفة المنضغطة ، فيؤخذ مساويا للعرض الكلى للوح الهيكلى . وعند الثخن الصغير للشفة المنضغطة ، اى عند $h'_f/h \leqslant 0,1$ ، يجب ان لا يزيد ثخن الشفة ، الداخل فى الحساب ، على المقدار التالى :

$$b'_f = 12(n - 1)h'_f + b \qquad (II - 3)$$

حيث n – عدد الاضلاع فى المقطع العرضى للوح الهيكلى .

وفى اللوح الهيكلى المضلع ، الذى تتجه اضلاعه الى الاسفل ، عندما يبلغ ثخن الشفة $h'_f/h < 0,1$ ، ومع وجود اضلاع مستعرضة ، يؤخذ العرض المصمم الداخل فى الحساب ، مساويا لنصف عرض اللوح الهيكلى .

وهكذا نجد ان حساب مقاومة الالواح الهيكلية ، يتلخص اخيرا فى حساب وتصميم المقطع شكل T الذى تقع شفته فى منطقة الانضغاط . وفى اكثر الحالات ، يمر محور التعادل ضمن ثخن الشفة المنضغطة ، ولهذا السبب بتحديدنا لقيمة

$$A_0 = M/R_{pr}b_f'h_0^2$$

تستخرج قيم ξ و η من الجدول ، وتراجع صحة الشرط $x = \xi h_0 \leqslant h_f'$ ، ثم تستخرج مساحة قضبان الشد من المعادلة التالية :

$$F_s = M/R_s\eta h_0$$

وفى الحالات التى تكون فيها $x = \xi h_0 > h_f'$ ومحور التعادل يقطع الضلع ، يجرى الحساب باخذ الانضغاط الموجود فى الضلع فى الاعتبار .

ويؤخذ العرض المصمم لمقطع اللوح ذى الاضلاع المتجهة الى الاعلى ، مساويا للعرض الاجمالى للاضلاع ، ويجرى الحساب كما فى حالة المقطع المستطيل .

وتحسب المقاطع العرضية لقضبان التسليح فى اللوح الهيكلى ، استنادا الى شرط مقاومة المقطع المائل ، بواسطة العرض المصمم للضلع b ، الذى يساوى العرض الاجمالى لكافة الاضلاع الموجودة فى المقطع .

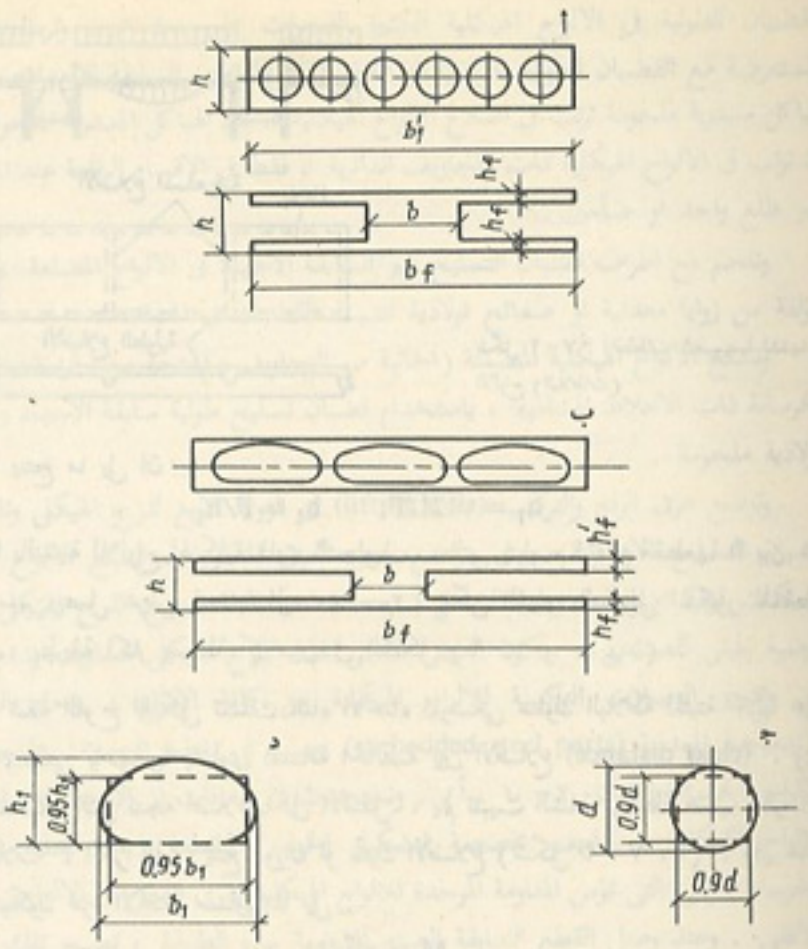
وفى الالواح الهيكلية ذات التجاويف الكثيرة ، التى يصل ارتفاعها الى ٣٠٠ مم فما دون ، يسمح بعدم وضع قضبان تسليح مستعرضة اذا تحقق الشرط التالى :

$$Q \leqslant k_3R_{ten}bh_0^2/c$$

حيث يجب ان لا تقل قيمة الطرف الايمن للمتباينة عن $k_1R_{ten}bh_0$ ولا تزيد على $2R_{ten}bh_0$ ، وتؤخذ قيمة k_3 مساوية للمقدار ١٫٢ للخرسانة الثقيلة ، و ٠٫٨ للخرسانة ذات الاحلاط المسامية ، وقد شرحنا قيم المعاملين k_1 و c فى الفصل الثالث من الجزء الاول من الكتاب .

وتصمم الالواح الهيكلية بالنسبة لظهور وتفتح الشقوق ، وكذلك بالنسبة للارتخاءات ، استنادا الى انواع شروط مقاومة التشقق (راجع الفصل السابع من الجزء الاول) .

وعند حساب الارتخاءات يتم استبدال مقاطع الالواح ذات التجاويف ، بمقاطع مكافئة لها على شكل I . وبالنسبة للالواح الهيكلية ذات التجاويف الدائرية ، يتم ايجاد المقطع المكافىء شكل I ، من الشرط الذى ينص على ان تكون مساحة الفتحة الدائرية التى قطرها d ، مساوية لمساحة الفتحة المربعة التى ضلعها h_1 (شكل ٢ – ٦ ، أ) . ومن هنا ينتج



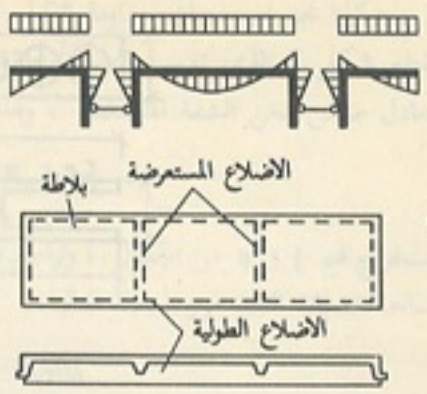
شكل ٢ – ٦ . المقاطع العرضية المكافئة فى الالواح ذو التجاويف لحساب الارتخاءات

ما يلى :

$$h_1 = d\sqrt{\pi}/2 \approx 0{,}9d$$

ويحول مقطع الالواح الهيكلية ذات التجاويف البيضوية (شكل ٢ – ٦ ، ب) الى المقطع المكافىء شكل I ، باستبدال المقطع البيضوى للتجويف بمقطع مستطيل له نفس المساحة ونفس عزم القصور الذاتى مع مراعاة شرط تطابق مركزى ثقل المقطعين البيضوى والمستطيل الذى يحل محله . واذا رمزنا الى عرض وارتفاع المقطع المستطيل المكافىء بالرمزين b_1 و h_1 على التوالى ، والى مساحة المقطع البيضوى وعزم قصوره الذاتى بالرمزين F و I ، سنحصل على ما يلى :

$$F = b_1h_1; \qquad I = b_1h_1^3/12 = Fh_1^2/12$$



شكل ٢ – ٧ . المخططات التصميمية لشفهات الالواح (البلاطات)

ومن هنا ينتج ما يلى ان

$$h_1 = \sqrt{12I/F}; \qquad b_1 = F/h_1$$

اما بالنسبة للالواح الهيكلية ذات التجاويف ، التى يتراوح ارتفاع مقطعها h بين ١٥ و ٢٥ سم ويصل عرض فتحتها الى ٥٠ سم ، يمكن القيام بالتحويل المذكور للمقطع العرضى ، بطريقة اكثر بساطة كما مبين فى الشكل (٢ – ٦ ، جـ ، د) .

ان شفة اللوح الهيكلى تسلك اثناء الانحناء الموضعى سلوك البلاطة المثبتة جزئيا على المساند ، والتى باعها l_0 يساوى المسافة الخالصة بين الاضلاع (clear distance) . وفى الالواح المضلعة التى تتجه اضلاعها الى الاسفل ، يتم تثبيت الشفة بواسطة صب الخرسانة فى الوصلات ، الامر الذى يمنع دوران او تحرك الاضلاع (شكل ٢ – ٧ ، أ) . وفى هذه الحالة سيكون عزم الانحناء مساويا لما يلى :

$$M = ql_0^2/11$$

وفى اللوح المضلع الذى يحتوى على اضلاع مستعرضة وسطية (بينية) يمكن تحديد عزوم الانحناء فى الشفة ، بنفس طريقة تحديدها فى البلاطة المستندة على محيطها ، والمزدوجة المقاومة – اى فى الاتجاهين (شكل ٢ – ٧ ، ب) .

تصميم الالواح الهيكلية . ان الالواح الهيكلية تسلح بشبكات فولاذية ملحومة وهياكل من الاسلاك الفولاذية العادية والقضبان المدلفنة على الساخن ذات المقطع المحزز (شكل ٢ – ٨) . ويتألف فولاذ التسليح الطولى السابق الاجهاد ، من قضبان فولاذية من الاصناف A-IV ، A-V ، AT-IV ، AT-V ومن الاسلاك والكبلات السلكية العالية المقاومة . ويمكن استخدام فولاذ التسليح غير السابق الاجهاد ، اذا كان باع اللوح يقل عن ٦ م .

ان قضبان التسليح الطولية الفعالة ترتب على امتداد عرض الشفة السفلى لمقطع الالواح ذات التجاويف ، وفى اضلاع الالواح الهيكلية المضلعة . ويجب ان لا تزيد المسافة بين

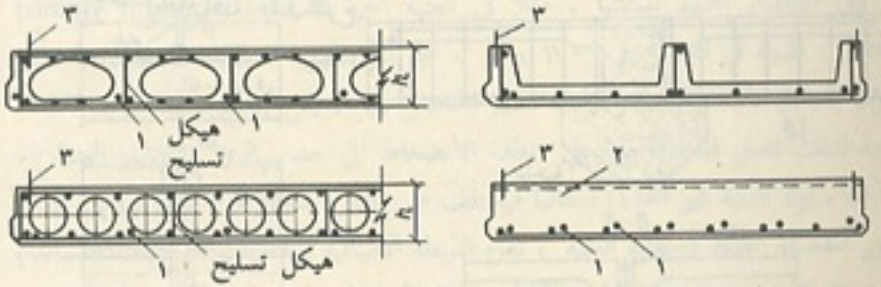
القضبان الطولية فى الالواح الهيكلية الكثيرة الفجوات على ٤٠٠ مم . وتربط القضبان المستعرضة مع القضبان الطولية التركيبية او القضبان الفعالة غير السابقة الاجهاد ، لتكوين هياكل مستوية ملحومة ترتب فى اضلاع الالواح الهيكلية . وان الهياكل المستوية الملحومة يمكن ان ترتب فى الالواح الهيكلية ذات التجاويف الدائرية ، فقط فى الاقسام الواقعة عند المساند ، عبر ظلع واحد او ضلعين .

وتلحم مع اطراف قضبان التسليح غير السابقة الاجهاد فى الالواح المضلعة ، مثبتات مؤلفة من زوايا معدنية او صفائح فولاذية لتثبيت القضبان فى المساند .

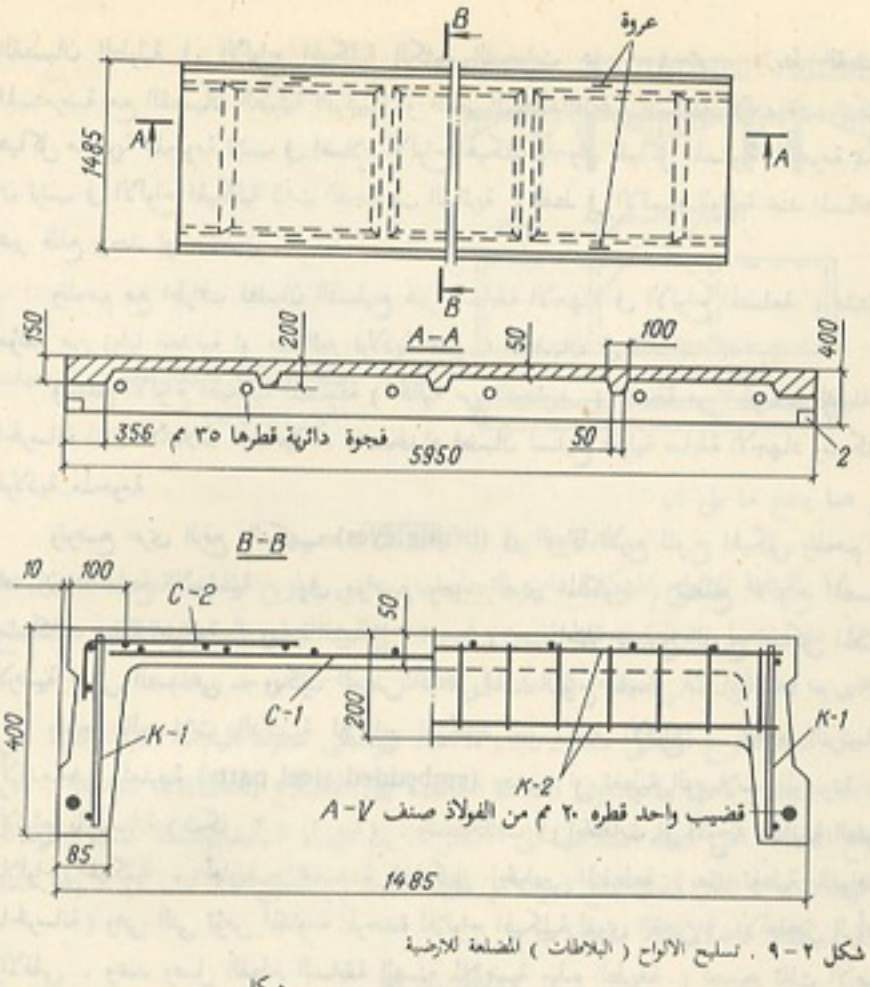
وتسلح الالواح الهيكلية المصمتة (الخالية من التجاويف) المنتجة من الخرسانة الثقيلة او الخرسانة ذات الاحلاط المسامية ، باستخدام قضبان تسليح طولية سابقة الاجهاد وشبكات فولاذية ملحومة .

وتوضع عرى الرفع والتركيب (lifting eyes) فى الزوايا الاربع للوح الهيكلى وتلحم مع قضبان التسليح الاساسية . وفى مواضع وجود العرى المذكورة ، تسلح الالواح المصمتة بشبكات فوقية اضافية . ويبين الشكل (٢ – ٩) احد امثلة تسليح اللوح الهيكلى المضلع لارضية المبنى الصناعى . ويكون العرض الاسمى لهذا اللوح الهيكلى مساويا ١٫٥ م .

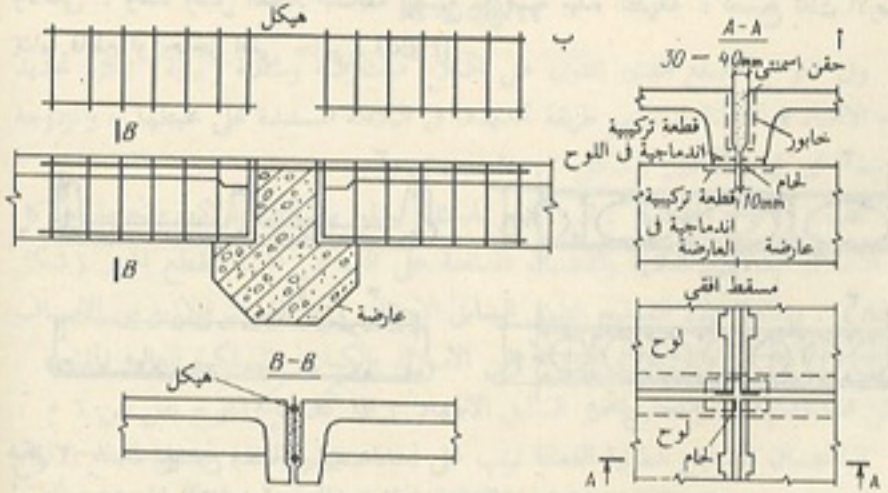
وتنجز الوصلات التركيبية للالواح الهيكلية من كافة الانواع ، بلحام التركيبات الاندماجية المعدنية (embedded steel parts) وصب او تغطية الوصلات الموجودة بين الالواح بالخرسانة (شكل ٢ – ١٠ ، أ) . وتستحدث فى الحافات او الاوجه الجانبية الطولية للالواح الهيكلية ، تجاويف مخصصة لتشكيل الخوابير المتقطعة (بعد تغطية الفواصل بالخرسانة) وهى التى تؤمن المقاومة الموحدة للالواح الهيكلية لقوى القص فى الاتجاهين الرأسى والافقى . وعند وصل القطع السابقة الصنع للارضية بهذه الطريقة ، تصبح تلك الارضية بمثابة قاطع او حاجز افقى جاسىء (rigid) .



شكل ٢ – ٨ . تسليح الواح (بلاطات) الارضية :
١ – فولاذ تسليح سابق الاجهاد ؛ ٢ – شبكات ضيقة فى المنطقة العليا ؛ ٣ – عروة لرفع القطعة



شكل ٢ – ٩ . تسليح الالواح (البلاطات) المضلعة للارضية



شكل ٢ – ١٠ . الوصلات التركيبية للالواح (البلاطات)

واذا كانت قيمة الحمل المتحرك المؤثر على الارضية تزيد على المقدار $p \geqslant 10 N/m^2$ ، يكون من المفيد ان تحول الالواح الهيكلية المضلعة عند تغطية الوصلات بالخرسانة ، الى الواح هيكلية متواصلة . ولاجل ذلك ، يتم تسليح الفواصل الموجودة بين الالواح الهيكلية المضلعة بالقرب من المساند ، بهياكل فولاذية ملحومة على هيئة سرج ، اى هياكل سرجية اضافية ، تتقاطع مع العارضة (شكل ٢ – ١٠ ، ب) . اما بالنسبة لتأثير الاحمال المسلطة بعد صب الخرسانة ، اى احمال الخدمة ، فان هذه الالواح الهيكلية تصمم باعتبارها الواح متواصلة .

٣ – تصميم العارضة

تصميم العارضة المتواصلة او المتعددة الابواع . ان عارضة الارضية المتعددة الابواع (المتواصلة) هى عبارة عن قطعة من قطع الانشاء الاطارى الهيكلى . وعند الاستناد الحر لاطراف العارضة على الجدران الخارجية واحتوائها على ابواع متساوية الطول ، يمكن تصميم العارضة المذكورة مثل تصميم العتبة المتواصلة (continuous beam) . وفى هذه الحالة يمكن حساب الانفعالات اللدنة ، المؤدية الى اعادة توزيع ومساواة عزوم الانحناء بين المقاطع العرضية المستقلة .

حساب الانشاءات الخرسانية المسلحة غير المحددة استاتيا ، مع اخذ اعادة توزيع القوى فى الاعتبار . عند وصول الحمل الى قيمة معينة ، تصل الاجهادات فى قضبان الشد المصنوعة من الفولاذ اللين (المطاوع) الى نقطة الخضوع . وبتطور الانفعالات اللدنة (انفعالات الخضوع) فى فولاذ التسليح ، يظهر فى الانشاء الخرسانى المسلح قسم يحتوى على انفعالات موضعية كبيرة ، يطلق عليها اسم المفصلة اللدنة (plastic hinge) .

وفى الانشاء المحدد استاتيا ، مثلا فى العتبة الحرة الاستناد (simply supported beam) ، المبينة فى الشكل (٢ – ١١ ، أ) ، نجد أنه بظهور المفصلة اللدنة نتيجة لتأثير الدوران المتبادل لاقسام العتبة والانحناء الكبير الحاصل فيها ، يقل ارتفاع منطقة الانضغاط . ونتيجة لذلك تصل قيمة الاجهاد فى منطقة الانضغاط الى حد $\sigma_c = R_{pr}$ وتنهار العتبة .

اما سلوك العتبة غير المحددة استاتيا فيختلف عن ذلك (شكل ٢ – ١١ ، ب) . اذ انه بظهور المفصلة اللدنة فى هذه العتبة ، تقوم الاربطة الاضافية (الاطراف المثبتة عند المساند) بمنع دوران اقسام العتبة وعرقلة تطور الانحناء وزيادة الاجهادات فى منطقة الانضغاط ، وتظهر الحالة (أ) من المرحلة II من مراحل الاجهاد والانفعال ، التى نجد عندها ان $\sigma_s = \sigma_y$ ،

ولكن على ان لا تكون $\sigma_c < R_{pr}$. ولذلك عند الزيادة اللاحقة للحمل ، لا يحدث الانهيار فى المفصلة اللدنة الى ان تظهر مفصلات لدنة جديدة والى ان تنحذف الاربطة الاضافية الزائدة . وفى الانشاء غير المحدد استاتيا ، يعتبر ظهور المفصلة اللدنة ، مكافئا لحذف الاربطة الاضافية الزائدة وخفض درجة عدم التحديد الاستاتى بمقدار درجة واحدة فقط . وبالنسبة للعتبة المبحوثة ذات الطرفين المثبتين تماما ، نجد ان ظهور المفصلة اللدنة الاولى ، يحولها الى عتبة غير محددة استاتيا من الدرجة الاولى ، اى ذات درجة واحدة من عدم التحديد الاستاتى . ويمكن تغير الشكل الهندسى العام (تغير الجسوءة تماما) للعتبة المذكورة ، فى حالة واحدة فقط هى عند ظهور ثلاث مفصلات لدنة – مفصلتان عند المسندين ومفصلة فى الباع .

وفى الحالة العامة ، يحدث الفقدان التام للجسوءة او الاستقرار فى الانشاء الذى يبلغ عدد اربطته الاضافية n ، عندما يتكون فيه عدد من المفصلات اللدنة يساوى $n + 1$.

وفى الانشاء غير المحدد استاتيا ، بعد ظهور المفصلة اللدنة عند الزيادة اللاحقة للاحمال ، تحدث اعادة توزيع عزوم الانحناء بين المقاطع المنفردة . وفى هذه الحالة تزداد الانفعالات فى المفصلة اللدنة ، ولكن قيمة عزم الانحناء تبقى كما هى عليه :

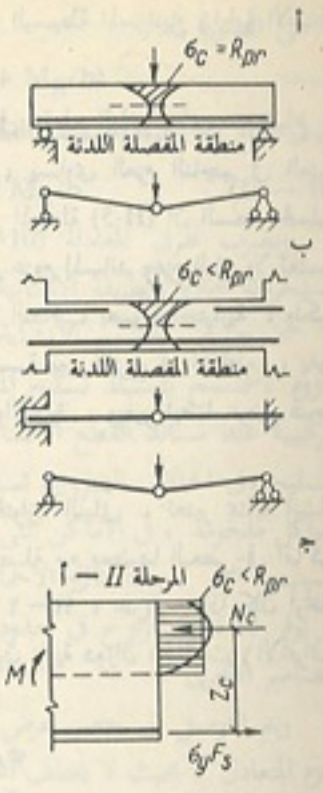
$$M = R_s F_s z_c$$

ان ذراع الزوج الداخلى للقوى z_c يزداد قليلا بعد ظهور المفصلة اللدنة عند الزيادة اللاحقة للاحمال ، ويعتبر ثابت القيمة عمليا (شكل ٢ – ١١ ، جـ) .

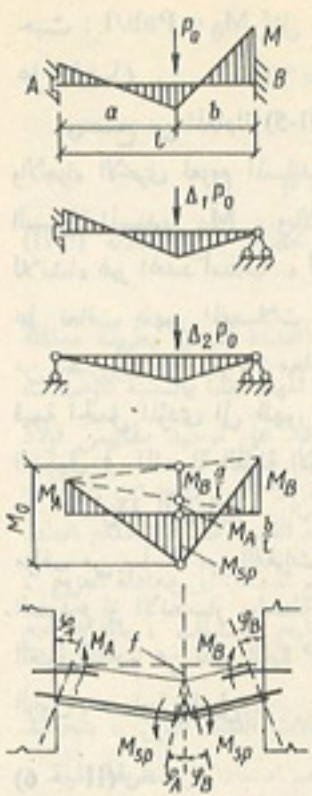
وسوف نبحث الآن تعاقب عملية اعادة توزيع عزوم الانحناء ، بتناول مثال العتبة المثبتة من طرفيها على مسندين . عند ظهور المفصلة اللدنة عند احد المسندين ، فى حالة تأثير الحمل P_0 (شكل ٢ – ١٢ ، أ) تكتسب العتبة مخططا جديدا لاستنادها – تصبح مثبتة تماما عند احد المسندين ومثبتة تثبيتا مفصليا عند المسند الثانى ، اى حرة الاستناد (شكل ٢ – ١٢ ، ب) . وعند الزيادة اللاحقة للحمل ، سوف تسلك العتبة نفس سلوكها التى هى عليه فى الحالة الاخيرة .

ومنذ لحظة ظهور المفصلة اللدنة عند المسند الثانى وعند زيادة الحمل بمقدار $\Delta_1 P_0$ ، تتحول العتبة توا الى عتبة ، حرة الاستناد (شكل ٢ – ١٢ ، جـ) . ان ظهور المفصلة اللدنة فى باع العتبة (بين المسندين) عند زيادة الحمل بمقدار $\Delta_2 P_0$ ، يحول العتبة الى انشاء غير مستقر البنيان ، اى يؤدى الى انهيار العتبة .

والآن لنفرض ان العزوم المصممة القصوى فى المقاطع العرضية المصممة (فى المفصلات اللدنة) هى : M_A – العزم عند المسند A ، M_B – العزم عند المسند B ، M_{sp} – العزم



شكل ٢ – ١١ . الرسم التخطيطى لنشوء المفصلة اللدنة فى العتبات الخرسانية المسلحة



شكل ٢ – ١٢ . الرسوم البيانية لاعادة توزيع عزوم الانحناء فى العتبة غير المحددة استاتيا

فى الباع بين المسندين (شكل ٢ – ١٢ ، د) . والقوة المصممة القصوى ستساوى ما يلى :

$$P = P_0 + \Delta_1 P_0 + \Delta_2 P_0 \qquad (II - 4)$$

وفى حالة التوازن النهائى – قبل الانهيار مباشرة – يمكن ايجاد قيم عزوم انحناء العتبة بالطريقة الاستاتية او الطريقة الكينماتية اى الحركية (kinematically) .

الطريقة الاستاتية . نكتب اولا قيمة عزم الانحناء فى باع العتبة كما يلى :

$$M_{sp} = M_0 - M_A b/l - M_B a/l$$

ومن هنا تتحول معادلة التوازن الى الشكل التالى :

$$M_{sp} + M_A b/l + M_B a/l = M_0 \qquad (II - 5)$$

حيث : $M_0 = Pab/l$ تمثل عزم العتبة المحددة استاتيا ، البسيطة المسندين (الحرة الاستناد على طرفيها) .

ويتضح من المعادلة (II-5) أن مجموع العزم الناجم فى مقطع الباع ، أى عزم الباع ، والاجزاء الاخرى لعزوم المساند التى تناظر هذا المقطع ، يساوى العزم الناجم فى العتبة البسيطة المسندين M_0 . وبالاضافة الى ذلك ، ينتج من المعادلة (II-5) ان السعة الحملية للانشاء غير المحدد استاتيا ، لا تعتمد على النسبة بين قيم عزوم المساند وعزم الباع ولا تعتمد على تعاقب ظهور المفصلات اللدنة . ويمكن تحديد هذا التعاقب بصورة اختيارية ، ولكن من الضرورى فقط مراعاة معادلة التوازن . ولكن تغير النسبة بين العزوم فى المقاطع ، يغير قيمة الحمل المؤدى الى ظهور المفصلتين اللدنتين الاولى والاخيرة ، ويغير ايضا عرض فتحة الشقوق فى المفصلة اللدنة الاولى .

الطريقة الكينماتية . ان العتبة الموجودة فى حالة التوازن النهائى ، تعتبر بمثابة انشاء مؤلف من سلسلة من الفقرات او الحلقات الجاسئة ، متصلة مع بعضها البعض فى اماكن التصدع او الانكسار بواسطة المفصلات اللدنة (شكل ٢ – ١٢ ، هـ) . واذا كان ارتخاء العتبة الناجم عن تأثير القوة P يساوى f ، عندئذ ستكون زاوية دوران الحلقات (الانحراف الزاوى) مساوية لما يلى :

$$\left.\begin{aligned}\varphi_A &= \tan\varphi_A = f/a\\ \varphi_B &= \tan\varphi_B = f/b\end{aligned}\right\} \qquad (II-6)$$

ان الشغل الافتراضى للقوة P (virtual work) المبذول فى حرف او ازاحة توازن العتبة بمقدار f ، يساوى :

$$W_P = Pf \qquad (II-7)$$

والشغل الافتراضى للقوى الداخلية – لعزوم الانحناء فى المفصلات اللدنة ، يساوى :

$$W_M = \Sigma\varphi M = (\varphi_A + \varphi_B)M_{sp} + \varphi_A M_A + \varphi_B M_B \qquad (II-8)$$

وباخذ القيم التى حصلنا عليها اعلاه لكل من φ_A و φ_B فى الاعتبار ، سنحصل على ما يلى :

$$W_M = f(M_{sp}l/ab + M_A/a + M_B/b) \qquad (II-9)$$

ومعادلة الشغل الافتراضى العامة ، يمكن ان تكتب كما يلى :

$$W_P = W_M$$

او على الصورة التالية :

$$Pf = f(M_{sp}l/ab + M_A/a + M_B/b)$$

حيث ينتج ان القوة المصممة القصوى ، تساوى ما يلى :

$$P = M_{sp}l/ab + M_A/a + M_B/b \qquad (II-10)$$

وبضرب طرفى المعادلة (II-10) فى المقدار ab/l ، نحصل على المعادلة (II-5) المستخرجة اعلاه بالطريقة الاستاتية .

ان حساب وتصميم الانشاءات الخرسانية المسلحة غير المحددة استاتيا بطريقة معادلة العزوم ، تسمح بتبسيط تسليح المقاطع العرضية ، وهو الامر المهم جدا بالنسبة للوصلات التركيبية عند مساند القطع الانشائية السابقة الصنع ، وتساعد على توحيد مقاييس فولاذ التسليح وفى الحالات الضرورية تسمح باستخدام فولاذ تسليح نموذجى مؤلف من شبكات وهياكل ملحومة ، فى الاماكن التى تظهر فيها عزوم انحناء مختلفة القيمة عند استخدام مخطط تصميمى آخر . وعند تأثير الاحمال المتحركة ، يمكن للتصميم المستند الى معادلة العزوم ، ان يوفر لنا نسبة تتراوح فى حدود ٢٠ – ٣٠ ٪ من فولاذ التسليح المستهلك ، بالمقارنة مع التصاميم الاخرى .

ويتم التوصل الى حصر عرض فتحات الشقوق فى المفصلات اللدنة الاولى ، بتحديد العزم المتعادل ، بحيث لا يختلف اختلافا شديدا عن العزم الناجم استنادا الى الطريقة المرنة ، وبحيث يساوى ما لا يقل عن ٧٠ ٪ منه .

ولاجل توفير الشروط التى يمكن عندها تطبيق طريقة التوازن النهائى ، اى امكانية ظهور المفصلات اللدنة وتطور الانفعالات الموضعية الكافية عند وصول الانشاء الى مرحلة التوازن النهائى ، يجب تطبيق الشروط التصميمية التالية :

١ – يجب ان يصمم الانشاء بالطريقة التى تجعل سبب انهياره فى المستقبل لا يتمثل فى القص الناجم فى منطقة الانضغاط ، او تهصر (تهشم) الخرسانة بتأثير اجهادات الانضغاط الرئيسية ؛

٢ – يجب حصر تسليح المقاطع التى يتوقع فيها ظهور المفصلات اللدنة ، بحيث يكون الارتفاع النسبى لمنطقة الانضغاط مساويا للمقدار $\xi \leqslant 0{,}35$ ؛

٣ – يجب استخدام فولاذ تسليح يحتوى على نقطة خضوع معينة او استخدام شبكات فولاذية ملحومة من الاسلاك الفولاذية العادية .

ومن الافضل أيضا حساب وتصميم الانشاءات الخرسانية المسلحة غير المحددة استاتيا ، بالنسبة لتأثير الاحمال الدينامية (مثل الزلازل ، الصدمات الانفجارية وغيرها) باخذ نشوء المفصلات اللدنة فى الاعتبار .

واذا كان الانشاء مسلحا بقضبان فولاذية لا تحتوى على منطقة خضوع معينة ، فانه بعد وصول احد العزوم الى قيمته الاصطلاحية القصوى $M_{0,2}$ عند نقطة الخضوع الاصطلاحية $\sigma_{0,2}$ ، نجد ان زيادة العزم لا تتوقف بل تحدث ببطء . وفى هذه الحالة يتم تحديد السعة الحملية للانشاء بالاستطالة النهائية لقضبان التسليح او بالمقاومة القصوى لخرسانة منطقة الانضغاط .

ان اعادة توزيع القوى فى الانشاء الخرسانى المسلح غير المحدد استاتيا ، تحدث فى مرحلة مبكرة جدا أيضا من مراحل تحميل الانشاء – نظرا لتغير جسوءة المقاطع الواقعة عند المساند وفى الباع ، نتيجة لظهور وتفتح الشقوق فى مناطق الشد فى الانشاءات . وبالرغم من أن مثل هذا النوع من اعادة توزيع القوى لا يبدى اى تأثير ملموس على اعادة توزيع القوى فى مرحلة التوازن النهائى – قبل ظهور المفصلات اللدنة – غير انه يؤثر تأثيرا جوهريا على تشغيل الانشاء فى مرحلة الخدمة والاستثمار ، لهذا السبب تؤخذ اعادة توزيع القوى فى الاعتبار عند تصميم الانشاء .

وبالنسبة للعتبات المتواصلة ، نجد ان الطريقة المبسطة لحساب هذا النوع من اعادة توزيع القوى ، تتلخص فيما يلى : تحسب عزوم الانحناء عند المساند كما فى حالة الانشاء المرن وتضرب فى عوامل التصحيح التى تأخذ فى الاعتبار الاختلاف الموجود فى جسوءة المقاطع الواقعة عند المساند والواقعة فى الباع . وبعد ذلك تستخدم قيم عزوم المساند المعدلة ، لحساب عزوم الباع بالطريقة العادية . ان قيم عوامل التصحيح الملحقة بعزوم المساند عند تأثير الحمل الموزع او تأثير عدة احمال مركزة ، تساوى ما يلى :

للمساند المتوسطة فى العتبات المتعددة الابواع

$$\lambda = 3/(2 + \beta)$$

وللمسند الوسطى فى العتبة الثنائية الباع

$$\lambda = 1{,}5/(0{,}5 + \beta)$$

وللمسند المتوسط الاول فى العتبات المتعددة الابواع – بواسطة القيمة المتوسطة للعامل λ من بين القيمتين المستخرجتين اعلاه .

وفى الصيغتين المذكورتين ، نجد ان المقدار $\beta = B_{sp}/B_{sup}$ يمثل نسبة الجسوءة فى لمقاطع ذات الشقوق فى كل من الباع والمسند .

وهناك مراجع وكتب خاصة تحتوى على معلومات اكثر تفصيلا حول قواعد تصميم حساب الانشاءات الخرسانية المسلحة غير المحددة استاتيا ، مع اخذ اعادة توزيع القوى فى لاعتبار .

ان حساب العارضة المتواصلة باعتبارها احد الانشاءات المرنة ، يعتبر أساسا لحساب اعادة توزيع عزوم الانحناء فيما بعد . ويؤخذ الباع المصمم للعارضة ، مساويا للمسافة الفاصلة بين محورى العمودين الساندين للعارضة ، وفى الحالة الاولى عند استناد العارضة على الجدار ، يحسب الباع المصمم من محور المسند على الجدار الى محور العمود . ان الحمل المؤثر على العارضة والناجم عن الالواح الهيكلية ، قد يكون منتظم التوزيع (فى حالة الالواح الهيكلية ذات التجاويف او الالواح المصمتة) او يكون مركزا فى نقطة واحدة (فى حالة الالواح الهيكلية المضلعة) . واذا كان عدد القوى المركزة المؤثرة فى باع العارضة ، يزيد على الاربعة ، عندئذ يتم تحويلها الى حمل واحد مكافىء موزع بانتظام . وللتحديد المسبق لكتلة العارضة بالذات ، تؤخذ أبعاد مقطعها مساوية لما يلى :

$$h = (1/15 \text{ الى } 1/10 \text{ من })l \quad ؛ \quad b = (0{,}4 \text{ الى } 0{,}3 \text{ من })h$$

ان عزوم الانحناء وقوى القص فى العتبة المتواصلة ، فى حالة الابواع المتساوية الطول أو التى تختلف اطوالها بنسبة لا تزيد على ٢٠ ٪ ، تحدد بواسطة الجداول الخاصة بذلك (راجع الملحق XI فى آخر هذا الكتاب) :

للحمل الموزع بانتظام

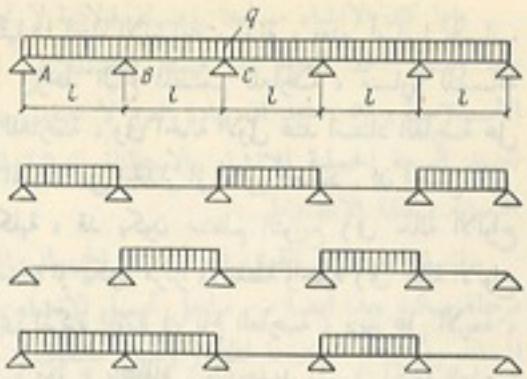
$$M = (\alpha g + \beta p)l^2; \quad Q = (\gamma g + \delta p)l \qquad (II - 11)$$

وللحمل المركز

$$M = (\alpha G + \beta P)l; \quad Q = \gamma G + \delta P \qquad (II - 12)$$

حيث α و β – معاملان يؤخذان من الجداول عند تحديد العزم M الناجم عن تأثير الحملين الساكن والمتحرك على التوالى ؛ γ و δ – معاملان يؤخذان من الجداول عند تحديد قوة القص Q الناجمة عن تأثير الحملين الساكن والمتحرك على التوالى .

وعند تأثير الحمل المتحرك عبر باع وباع ، نحصل على العزوم القصوى فى الابواع المعرضة للحمل ، وعند تأثير الحمل المتحرك على باعين متجاورين عبر باع واحد وهكذا ، نحصل على العزوم القصوى من حيث القيمة المطلقة عند المسند (شكل ٢ – ١٣) . وفى العارضة المتواصلة ، يكون من المفيد تقليل تسليح المقاطع الواقعة عند المساند وتبسيط الوصلات التركيبية . ولهذا السبب ، لاجل اعادة توزيع العزوم فى العارضة ، تضاف الى الرسم البيانى للعزوم الناجمة عن الاحمال الساكنة والرسوم البيانية المستقلة للاحمال المتحركة غير الملائمة الوضعية ، رسوم بيانية مثلثة ، ذات قيم افتراضية من حيث العلامة والقيمة للاحداثيات الواقعة فوق المساند (شكل ٢ – ١٤) . وفى هذه الحالة ، يجب ان تبلغ قيم احداثيات الرسم البيانى المتعادل ، ما لا يقل عن ٧٠ ٪ من القيم المحسوبة بطريقة اخرى . وترسم الرسوم البيانية الاجمالية لكل من M و Q باستخدام المجموعات المستقلة المختلفة من الاحمال .



شكل ٢ – ١٣ . مخططات تحميل العتبة المتواصلة

وتوجد ايضا طريقة مبسطة اخرى لحساب وتصميم العارضة المتواصلة بواسطة العزوم المتعادلة . وتتلخص هذه الطريقة بأن يعتبر الرسم البيانى المتعادل المصمم للعزوم ، ممثلا فى الرسم البيانى لعزوم العتبة المتواصلة المرنة ، المستخرج للعزوم القصوى فى الانواع (عند تسليط الحمل المتحرك عبر باع وباع) .

وسيكون مقطع العارضة المصمم عند المسند ، هو المقطع الواقع عند حافة او وجه العمود . وسيكون عزم الانحناء فى ذلك المقطع مساويا

$$M_f = M - Qh_{col}/2 \qquad (II - 13)$$

ومن حيث القيمة المطلقة نجد ان العزم M_f يكون اكبر من جهة الباع المحمل باحمال ساكنة فقط . ولهذا السبب يجب ان نعوض فى الصيغة (II-13) قيمة قوة القص Q المناظرة لتحميل هذا الباع . وبعد ذلك تراجع أبعاد المقطع العرضى للعارضة بواسطة العزم M_f ، واستنادا الى قيمة $\xi \approx 0{,}35$ تؤخذ القيمة التالية :

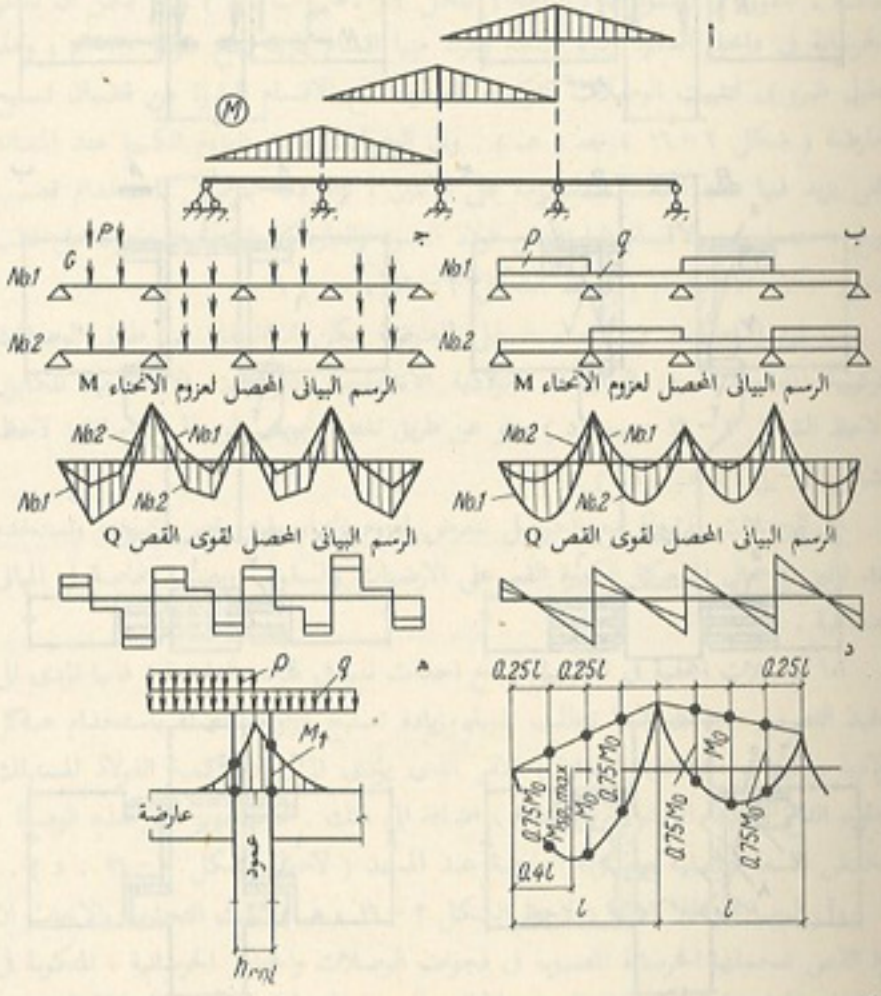
$$h_0 = 1{,}8\sqrt{M_f/R_{pr}b}$$

ويتم اختيار المقطع العرضى لفولاذ تسليح العارضة استنادا الى قيمة العزم M فى اربعة مقاطع عمودية : فى الباعين الاول والوسطانى ، عند المسند المتوسط الاول وعند المسند الوسطانى . ويجرى حساب وتصميم قضبان التسليح المستعرضة استنادا الى قوة القص Q بالنسبة لثلاثة مقاطع مائلة هى : عند المسند المتوسط الاول من اليسار واليمين وعند المسند الطرفى .

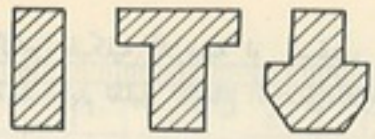
تصميم العارضة المتواصلة .ان المقطع العرضى للعارضة قد يكون مستطيل الشكل ، او على هيئة T مع وجود الشفهات فى الاعلى ، او على هيئة T مع وجود الشفهات فى

الاسفل (شكل ٢ – ١٥) . وعند استناد الالواح الهيكلية للارضية او السقف على الشفهات السفلى للعارضة التى مقطعها على هيئة T ، يتم تقليل الارتفاع الاجمالى للارضية (overall height) .

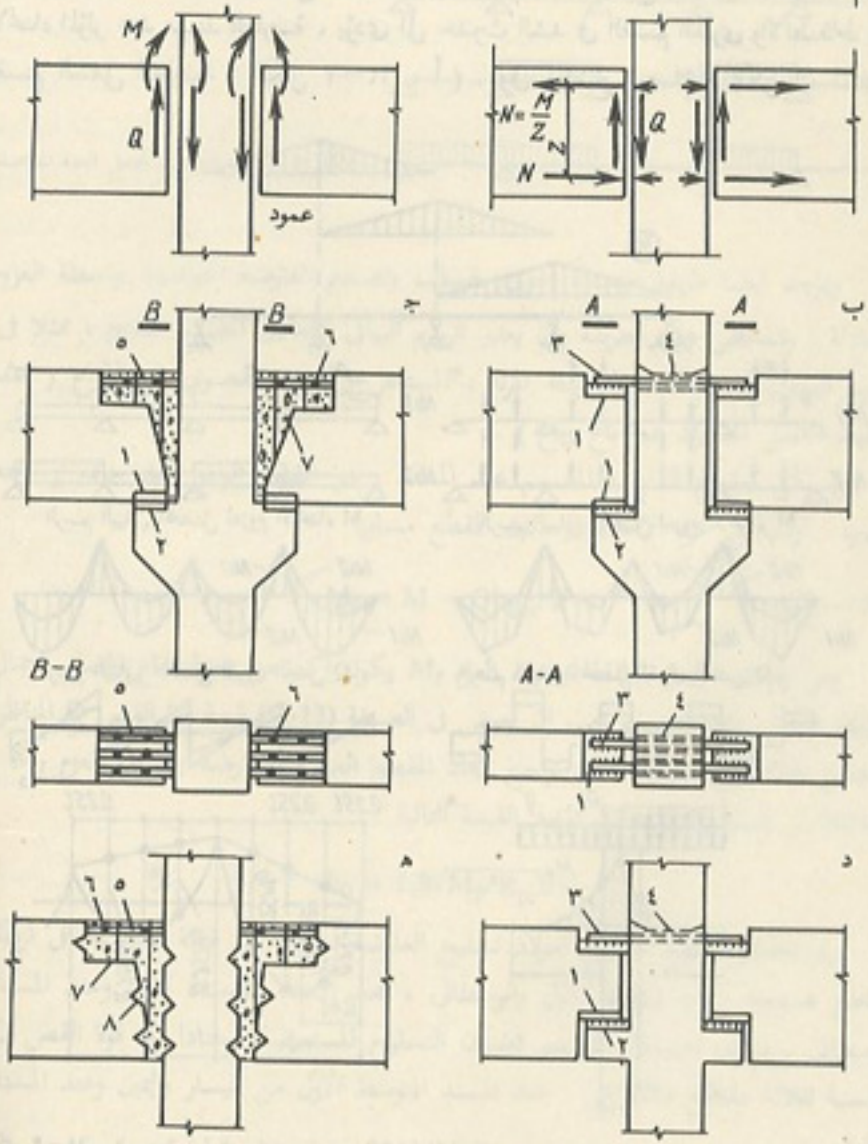
ان وصلات العوارض توضع عادة بصورة مباشرة عند السطح الجانبى للعمود . وعزم الانحناء المؤثر عند مسند العارضة ، يؤدى الى حدوث الشد فى القسم العلوى والانضغاط فى القسم السفلى للعارضة (شكل ٢ – ١٦ ، أ) . وفى مواضع الوصلات يمكن ان تستند



شكل ٢ – ١٤ . الرسوم البيانية التى توضح تصميم العارضة المتواصلة :
أ – الرسوم البيانية الاضافية للعزوم M ؛ ب – لتحديد الرسم البيانى للعزوم M الناجمة عن الحمل الموزع بانتظام ؛ جـ – لتحديد الرسم البيانى للعزوم M الناجمة عن الحمل المركز ؛ د – لتخطيط الرسم البيانى للعزوم الناجمة عن الحمل الموزع بانتظام ؛ هـ – لتحديد العزم التصميمى للعارضة فى سطوح ووجه العمود



شكل ٢ – ١٥ . اشكال المقطع العرضى للعارضة



شكل ٢ – ١٦ . تصاميم وصلة العارضة والعمود :
١ – القطعة التركيبية الاندماجية للعارضة ؛ ٢ – القطعة التركيبية الاندماجية للعمود ؛ ٣ – قضبان التوصيل ؛ ٤ – القنوات فى الاعمدة ؛ ٥ – وليجة معدنية ؛ ٦ – لحام حوضى فى قالب نحاسى ؛ ٧ – خرسانة تصب فى الموقع ؛ ٨ – احاديد موشورية لتكوين الجوابير الخرسانية

العارضة على الكابول الخرسانى المسلح البارز من العمود او على مقعد فولاذى قابل للفك والتركيب ، يستخدم مؤقتا اثناء عملية تركيب الانشاء .

ان قوة الشد فى القسم العلوى للعارضة فى كافة الوصلات ، تقاوم من قبل القضبان التوصيلية الملحومة عند التركيب مع التركيبات المعدنية الاندماجية او الملحومة مع الاقسام البارزة من قضبان التسليح فى العارضة .

ويمكن اثناء عملية التركيب ان تمد القضبان التوصيلية المشدودة فى داخل قنوات خاصة ، محفورة فى العمود اثناء انتاجه (شكل ٢ – ١٦ ، ب ، د) ، او يمكن ان تغطى بالخرسانة فى داخل العمود اثناء انتاجه وتترك منها اقسام بارزة يبلغ طولها ١٢٠ مم ، وهذا الطول ضرورى لتثبيت الوصلات التركيبية الملحومة مع الاقسام البارزة من قضبان تسليح العارضة (شكل ٢ – ١٦ ، جـ ، هـ) . وفى الوصلات ذات العزوم الكبيرة عند المساند والتى يزيد فيها عدد القضبان الملحومة على الاثنين ، تزاد دقة التوصيل باستخدام قضيب مولج ، متصل مع الاقسام البارزة من فولاذ العمود والعارضة بواسطة اللحام داخل قالب نحاسى متكرر الاستخدام (لاحظ الشكل ٢ – ١٦ ، جـ) .

ان قوة الانضغاط فى القسم السفلى للعارضة يمكن ان تنتقل عن طريق الوصلات التركيبية الملحومة ، بين التركيبات الفولاذية الاندماجية والتركيبات الاندماجية للكابول (لاحظ الشكل ٢ – ١٦ ، ب ، د) ، او عن طريق تغطية تجويف الوصلة بالخرسانة (لاحظ الشكل ٢ – ١٦ ، جـ ، هـ) .

ان الوصلات المرتبطة مع الكوابيل تتعرض لعزوم انحناء وقوى قص كبيرة ، وتستخدم عند تأثير الاحمال المتحركة الكبيرة القيم على الارضيات والسقوف وبصورة خاصة فى المبانى الصناعية .

اما الوصلات المخفية فى الكوابيل (مع احداث ثلم فى طرف العارضة) فانها تؤدى الى تعقيد التصميم ، وذلك لانها تتطلب تقوية وزيادة تسليح الزاوية المتصلة باستخدام هياكل فولاذية وتركيبات اندماجية اضافية ، الامر الذى يؤدى الى زيادة كمية الفولاذ المستهلك وتعقيد انتاج القطعة الانشائية المصممة ، اضافة الى ذلك . عند تجهيز مثل هذه الوصلة ، تنخفض السعة الحملية وجسوءة العارضة عند المسند (لاحظ الشكل ٢ – ١٦ ، د) .

وفى الوصلات اللاكابولية (لاحظ الشكل ٢ – ١٦ ، هـ) اثبتت التجارب والابحاث ان قوة القص تتحملها الخرسانة المصبوبة فى فجوات الوصلات والجوابير الخرسانية ، المتكونة فى التجاويف الموشورية الشكل على السطح الجانبى للعمود وفى طرف العارضة السابقة الصنع . وفى مثل هذا التصميم للوصلة ، يكون من الافضل ان تلحم الاطراف البارزة لقضبان التسليح السفلية فى العارضة مع زوايا مقعد الاستناد فى العمود (لاحظ الشكل ١ – ١٢) .

وتساوى مساحة المقطع العرضى لقضبان الشد التوصيلية ، ما يلى :

$$F_s = M_f/R_s z \qquad (II - 14)$$

حيث z – ذراع زوج القوى فى الوصلة ، الذى يساوى المسافة بين مركزى ثقل مقاطع التركيبات الاندماجية المبيتة او الوصلات الملحومة .

وفى الوصلات المصبوبة بالخرسانة (بفرش الخرسانة فى التجويف الموجود بين طرف العارضة وحافة العمود) يمكن ان تؤخذ مساحة المقطع العرضى للقضبان التوصيلية ، استنادا الى قضبان تسليح مساند العارضة تبعا لشرط تساوى المقاومة :

$$F_s = F_{s.sup} R_{s.sup}/R_s \qquad (II - 15)$$

حيث $R_{s.sup}$ – المقاومة التصميمية لقضبان التسليح عند المسند .

وعند لحام قضيب الوصل (connection bar) مع اللوح الفولاذى الاندماجى للعارضة ، يتم تحمل القوى من قبل وصلة اللحام الزاوية وحدها :

$$N_w = 0{,}85 h_w l_w R_w \qquad (II - 16)$$

ومن هنا ينتج ان الطول الاجمالى للوصلات الملحومة للقضبان التوصيلية ، يساوى ما يلى :

$$\Sigma l_w = 1{,}3N/0{,}85 h_w R_w \qquad (II - 17)$$

ويلحق المعامل 1,3 بالقوة N لغرض تأمين المقاومة المضمونة للوصلات الملحومة عند حساب العارضة وتصميمها بطريقة العزوم المتعادلة . وان الطول الاصغر للوصلة الملحومة l_w لقضيب التوصيل يكون اكبر او يساوى مقدارا تتراوح قيمته بين 4d و 5d .

وابعاد مقطع الكابول الساند (شكل ٢ – ١٧) تحدد استنادا الى قوة ضغط العارضة على المسند Q ، وفى هذه الحالة ، تعتبر العارضة مستندة على المساحة الواقعة عند الطرف الخالى للكابول التى يبلغ طولها ما يلى :

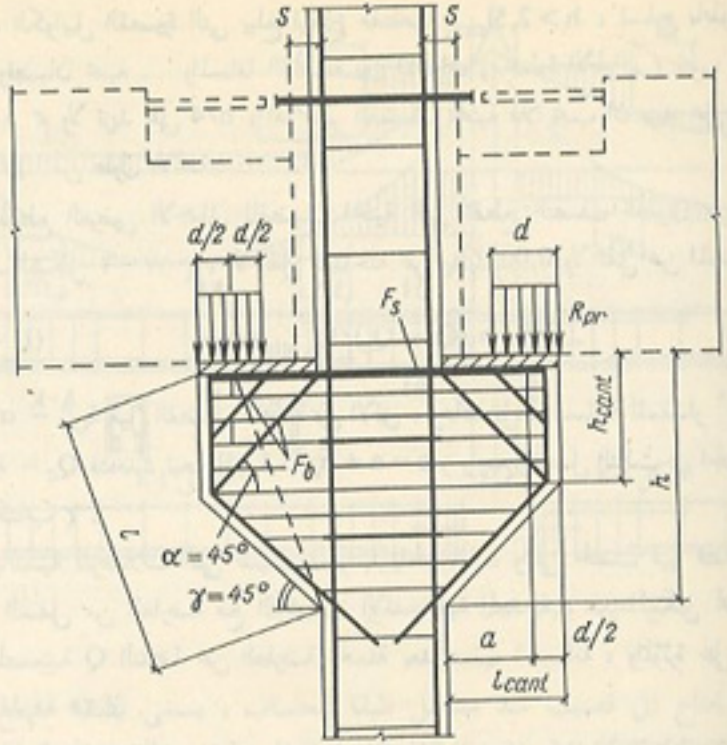
$$d = Q/b_g R_{pr} \qquad (II - 18)$$

حيث b_g – عرض العارضة .

والقسم المتدلى الاصغر (الذراع الاصغر) للكابول مع اخذ الخلوص s الموجود بين حافة العارضة وحافة العمود يساوى $l_{cant} = d + s$. ويؤخذ عادة الطول l_{cant} بحيث يتراوح بين ٢٠٠ و ٣٠٠ مم . وهنا تكون المسافة من حافة العمود الى القوة Q مساوية لما يلى :

$$a = l_{cant} - d/2 \qquad (II - 19)$$

وفى الكوابيل القصيرة ($l_{cant} \leqslant 0{,}9h_0$) يجب ان لا تزيد قيمة الزاوية γ المحصورة بين السطح المنضغط للكابول والخط الافقى على ٤٥° . ويجب ان يكون ارتفاع الكابول h_{cant} فى



شكل ٢ – ١٧ . تسليح كابول العمود

المقطع الواقع عند حافة العمود مساويا للمقدار الذى تتراوح قيمته بين $0{,}7h_g$ و $0{,}8h_g$ ، وعند الطرف الطليق $h_{cant} \geqslant h/2$.

وتتم مراجعة ارتفاع مقطع الكابول القصير فى المقطع الواقع عند المسند ، بواسطة الشرط :

$$Q \leqslant 1{,}25 k_3 R_{ten} b h_0^2/a \qquad (II - 20)$$

وهنا يجب ان لا تزيد قيمة Q على $2{,}5 R_{ten} b h_0$. حيث $k_3 = 1{,}2$ للخرسانة الثقيلة ، $k_3 = 0{,}8$ للخرسانة ذات الاخلاط المسامية .

ويتم اختيار مساحة مقطع القضبان الطولية للكابول استنادا الى عزم الانحناء الناجم عند حافة العمود ، مزادا بمقدار ٢٥ ٪ :

$$F_s = 1{,}25M/R_s \eta h_0 \qquad (II - 21)$$

حيث

$$M = Qa \qquad (II - 22)$$

ان الكوابيل القصيرة التى يبلغ ارتفاع مقطعها $h > 2,5l_{cant}$ ، تسلح باطواق فولاذية افقية وقضبان محنية . والمسافة الفاصلة بين الاطواق (خطوة الاطواق) يجب ان لا تزيد على ١٥٠ مم ولا تزيد على h/4 ، اما قطر القضبان المحنية فلا يجب ان يزيد على ٢٥ مم ولا على 1/15 من طول الانحناء .

والمقطع العرضى الاجمالى للقضبان المحنية التى تقطع النصف العلوى من القطعة I (لاحظ الشكل ٢ – ١٧) ، لا تقل مساحته عن $0,002bh_0$ ولا تقل عن المقدار التالى :

$$F_b = (Q - Q_c)/R_{s,\,stir} \sin \alpha \qquad (II - 23)$$

حيث α – زاوية ميل القضبان المحنية على الافق ، وعادة تؤخذ مساوية للمقدار $\alpha = 45^\circ$ ، اما قيمة Q_c فتحدد تبعا للقيمة $c = a + h_0/3$ (راجع الفصل الثالث فى الجزء الاول من هذا الكتاب) .

وبالنسبة للوصلات التى صبت فجواتها بالخرسانة ، والتى لحمت فيها قضبان تسليح القسم السفلى من العارضة مع التركيبات الاندماجية المعدنية ، من الممكن تخفيض قيمة القوة المصممة Q الناجمة عن العارضة المحملة بعد صب الخرسانة ، والمؤثرة على الكابول ، بنسبة قدرها ٢٥ ٪ .

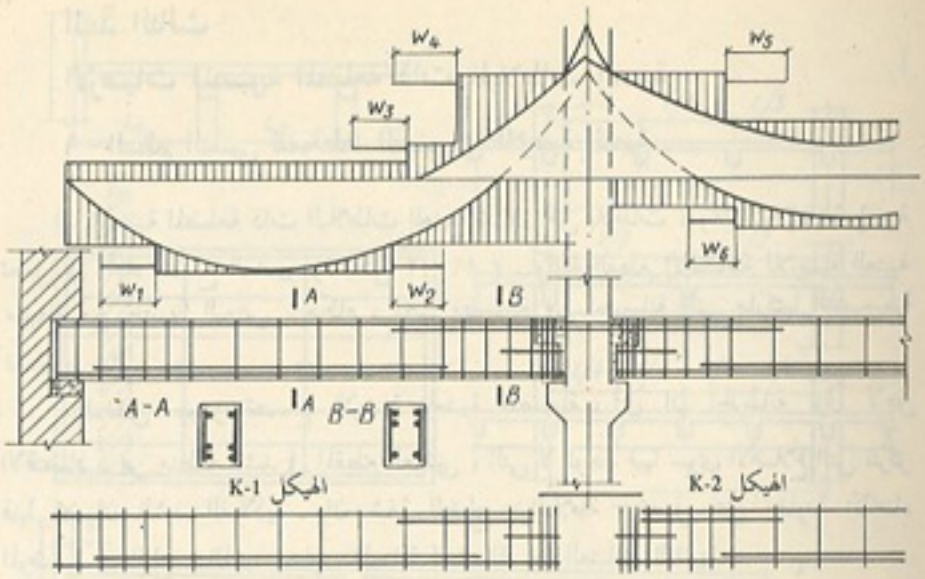
وفى الوصلات التى تغطى فجواتها بالخرسانة ، تنتقل قوة الانضغاط N عن طريق الوصلات الملحومة ، ويؤخذ طول وصلة تثبيت التركيبات الاندماجية السفلى للعارضة مع الصفيحة الفولاذية للكابول ، مساويا لما يلى :

$$\Sigma l_w = 1,3(N - T)/0,7h_w R_w \qquad (II - 24)$$

حيث $T = Qf$ تمثل قوة الاحتكاك ، $f \approx 0,15$ تمثل معامل احتكاك القطع الفولاذية فيما بينها .

ان العارضة تسلح عادة بهيكلين مستويين ملحومين (شكل ٢ – ١٨) . وعند وجود احمال كبيرة مؤثرة على العارضة ، يمكن وضع هيكل مستو ثالث فى وسط الباع . وتحدد مساحة مقطع قضبان الشد فى الهياكل وعدد تلك القضبان ، عند اختيار المقطع بالاستناد الى عزوم الانحناء فى المقاطع المصممة عند المسند وفى الباع . وكلما ابتعدنا عن هذه المقاطع تقل احداثيات الرسم البيانى المحصل للعزم M ، وبالتالى يمكن ان تقل مساحة المقطع العرضى لفولاذ التسليح ايضا .

ولاجل الاقتصاد فى كمية الفولاذ المستهلك ، يتم قطع قسم من القضبان الطولية تبعا لتغير الرسم البيانى المحصل لعزوم الانحناء (resultant diagram) . وان مقطع العارضة ،



شكل ٢ – ١٨ . تسليح العارضة والرسم البيانى لفولاذ التسليح

الذى لا يحتاج الى قصيب شد مستقل طبقا للحساب ، يسمى بنقطة القطع النظرى للقضيب (cut-off point) . وتمد القضبان المقطوعة الى ما وراء نقطة القطع النظرى بمسافة تساوى طول تركيبة التثبيت او الوصلة المبيتة w ، المستخرج من الصيغ الواردة فى الفصل الثالث من الجزء الاول للكتاب .

ولمراجعة الفائدة الاقتصادية لتسليح العارضة ومقاومة كافة مقاطعها العرضية يخطط الرسم البيانى لفولاذ التسليح (الرسم البيانى للمواد الانشائية) . وتحسب احداثيات الرسم البيانى لفولاذ التسليح ، مثل حساب عزم القوى الداخلية فى المقطع المبحوث من العارضة :

$$M_{sec} = R_s F_s z_c \qquad (II - 25)$$

حيث F_s – مساحة المقطع العرضى لقضبان الشد فى المقطع المبحوث ، z_c – ذراع زوج القوى الداخلى .

وعند نقاط القطع النظرى للقضبان ، يصبح شكل الرسم البيانى لفولاذ التسليح على هيئة سلم ذى درجات قائمة . وفى الموضع الذى يبتعد فيه الرسم البيانى لفولاذ التسليح ، لمسافة كبيرة ، عن الرسم البيانى لعزم الانحناء M ، نحصل فيه على احتياطى مقاومة زائد (زيادة فى فولاذ الشد) ، اما فى المواضع التى يقطع فيها الخط المدرج للرسم البيانى للفولاذ ، الرسم البيانى لعزوم الانحناء M ، فتكون مقاومة المقطع العرضى غير كافية .

الباب الثالث

الأرضيات المصبوبة المضلعة ذات البلاطات العتبية

١ – التنظيم النسبى للمخطط التصميمى للأرضية العتبية

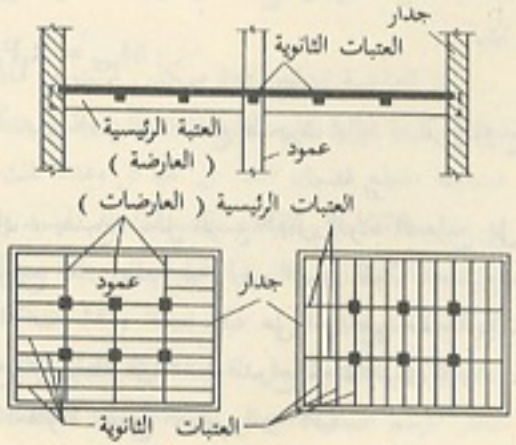
ان الأرضية المضلعة ذات البلاطات العتبية تتألف من بلاطات ، وعتبات رئيسية وثانوية تعمل فى اتجاه الضلع القصير (شكل ٢ – ١٩) . وكافة القطع الانشائية للأرضية العتبية مرتبطة مع بعضها البعض باحكام ، وهى مصنوعة من الخرسانة التى ماركتها التصميمية تساوى ٢٠٠ .

ويتلخص جوهر تصميم الأرضية العتبية المصبوبة ، فى ان الخرسانة تزال لاجل الاقتصاد ، من منطقة الشد فى المقطع العرضى ، التى لا توجد فيها سوى الاضلاع التى تتركز فيها قضبان الشد الفولاذية . ان شفة الضلع – البلاطة – تعمل على مقاومة الانحناء الموضعى فى الباع ، الذى يساوى المسافة الفاصلة بين العتبات الثانوية .

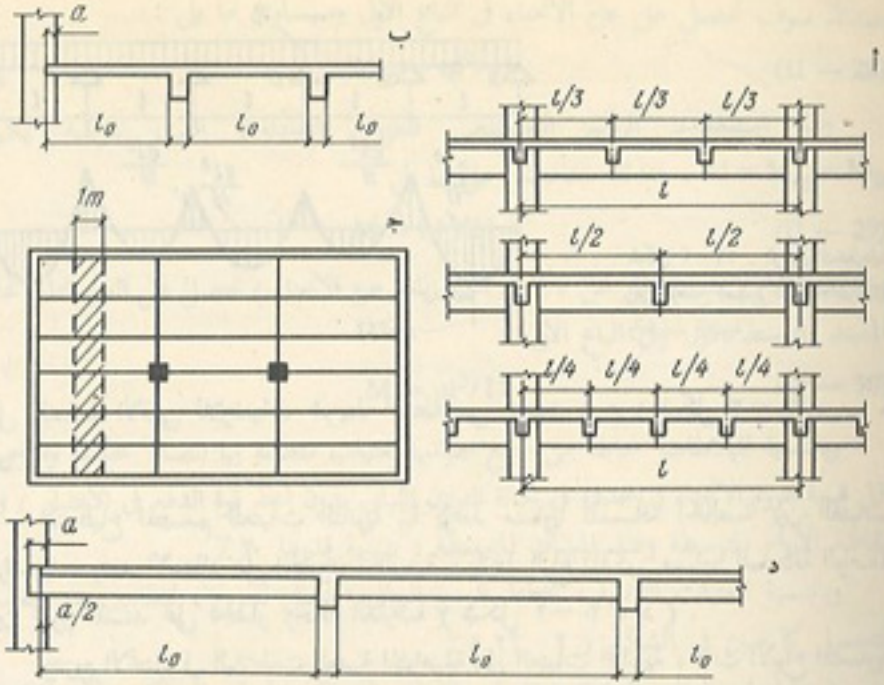
ان العتبات الثانوية ترتكز على العتبات الرئيسية المتصلة معها باحكام وتراص (المصبوبة) ، والتى تستند بدورها على الاعمدة والجدران الخارجية المحيطة .

والعتبات الرئيسية يمكن ان ترتب فى الاتجاهين الطولى او العرضى للمبنى ، الذى يتراوح باعه بين ٦ و ٨ م . وترتب العتبات الثانوية بالطريقة التى يكون فيها محور احدى العتبات منطبقا مع محور العمود (شكل ٢ – ٢٠ ، أ) . وقد يتراوح باع العتبات الثانوية بين ٥ و ٧ م ، وباع البلاطات بين ١٫٧ و ٢٫٧ م .

ولاسباب اقتصادية يؤخذ ثخن البلاطة اقل ما يمكن . والثخن الاصغر للبلاطة ، يساوى ما يلى : للارضيات الواقعة بين طوابق المبانى الصناعية – ٦ م ، للارضيات الواقعة



شكل ٢ – ١٩ . المخططات الانشائية للارضيات المضلعة



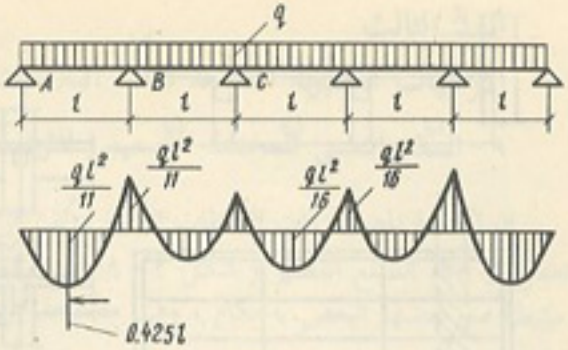
شكل ٢ – ٢٠ . الرسوم التخطيطية لعتبات وبلاطات الأرضيات المضلعة

يساوى ما يلى : للارضيات الواقعة بين طوابق المبانى الصناعية – ٦ سم ، للارضيات الواقعة بين طوابق المبانى السكنية والمدنية – ٥ سم . وعند وجود احمال متحركة كبيرة القيمة ، قد بين ١٠ و ١٥ كيلونيوتن /م^2 ويتراوح الباع بين ٢٫٢ و ٢٫٧ م ، يؤخذ ثخن البلاطة بحيث يتراوح بين ٨ و ١٠ سم (استنادا الى شرط الاقتصاد فى فولاذ التسليح) .

وعادة يبلغ ارتفاع مقطع العتبات الثانوية ما يتراوح بين $1/12l_b$ و $1/20l_b$ ، وفى العوارض يتراوح الارتفاع بين $1/8l_g$ و $1/15l_g$. اما عرض مقطع العتبات b فيتراوح بين 0,4h و 0,5h .

٢ – حساب وتصميم البلاطات ، والعتبات الثانوية ، والعتبات الرئيسية (العوارض)

يؤخذ الباع المصمم (الفعال) للبلاطة مساويا للمسافة الخالصة بين العتبات الثانوية l_0، وعند استناد البلاطة على الجدران الخارجية المحيطة ، يؤخذ الباع المذكور مساويا للمسافة الواصلة بين محور المسند على الجدار الى حافة الضلع . وعند حساب وتصميم البلاطة، يعزل



شكل ٢ – ٢١ . الرسوم التخطيطية التى توضح تصميم البلاطة المتواصلة والعتبات الثانوية

على المسقط الافقى للارضية ، شريط اصطلاحى عرضه ١ م (شكل ٢ – ٢٠ ، ب ، جـ) .

ان الباع المصمم للعتبات الثانوية l_0 يؤخذ مساويا للمسافة الخالصة بين العتبات الرئيسية ، وعند الاستناد على الجدران الخارجية ، يؤخذ الباع المذكور مساويا للمسافة الواصلة بين محور المسند على الجدار وحافة العارضة (شكل ٢ – ٢٠ ، د) .

وعزوم الانحناء فى البلاطات العتبية المتواصلة وفى العتبات الثانوية ، ذات الابواع المتساوية الاطوال او المختلفة عن بعضها البعض بما لا يزيد على ٢٠ ٪ ، تحدد مع الاخذ فى الاعتبار اعادة توزيع عزوم الانحناء ، وهنا يتم خلق نظام متعادل العزوم . وفى العتبة المتعددة الابواع (شكل ٢ – ٢١) تكون عزوم الانحناء ، عند المساند الوسطية M_{sup} ، فى حالة تأثير الحمل الموزع بانتظام ، متساوية مع بعضها . وباستخدام معادلة التوازن (II-5) تحصل بالنسبة للمقطع الواقع فى منتصف الباع على ما يلى :

$$M_{sp} + M_{sup}/2 + M_{sup}/2 = ql^2/8$$

ومنها نحصل على ما يلى :

$$M = M_{sp} = M_{sup} = ql^2/16 \qquad (II - 26)$$

وفى الباع الاول ، سيكون عزم الانحناء الاقصى موجودا فى المقطع الواقع على مسافة قدرها $a \approx 0{,}4251$ من المسند الطليق ، وفى هذه الحالة سنحصل على ما يلى :

$$M_0 = qa(l - a)/2 = 0{,}123ql^2$$

وباستخدام معادلة التوازن (II-5) والاخذ فى الاعتبار ان $M_A = 0$ ، نحصل على ما يلى :

$$M_{sp} = 0{,}123ql^2 - 0{,}425M_B$$

واذا فرضنا ان قيمة عزم الانحناء عند المسند المتوسط الاول ، هى :

$$M_B = ql^2/14 \qquad (II - 27)$$

عندئذ سوف نحصل على عزم الانحناء فى الباع الاول وسيساوى ما يلى :

$$M_{sp} = ql^2/11 \qquad (II - 28)$$

واذا استخدمنا الرسم التخطيطى للعزوم المتعادلة ، الذى بموجبه يكون $M = M_{sp} = M_B$ ، عندئذ سنحصل على ما يلى :

$$M = ql^2/11{,}6 \qquad (II - 29)$$

وبتقريب المقام (بنسبة تقل عن ٥ ٪ فى اتجاه زيادة عزم الانحناء) نحصل على العزم التالى عند المسند المتوسط الاول وفى الباع الاول :

$$M = ql^2/11 \qquad (II - 30)$$

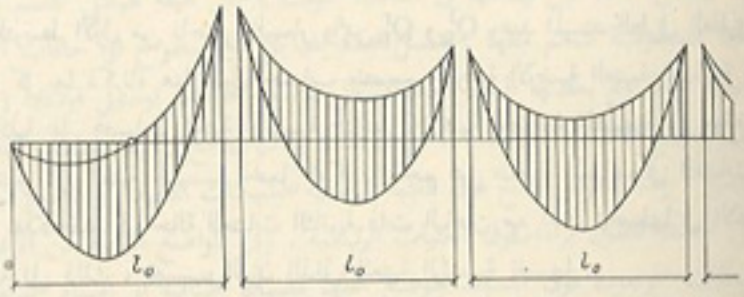
وبالنسبة للبلاطات المحاطة من جميع جوانبها بعتبات متصلة بها اتصالا محكما ومتراصا تقل قيمة عزوم الانحناء (المحددة فى حالة التوازن النهائى بدون اخذ قوة الدفع فى الاعتبار) فى مقاطع الابواع المتوسطة وعند المساند المتوسطة ، بنسبة قدرها ٢٠ ٪ .

وبالنسبة للعتبات الثانوية ، يخطط الرسم البيانى المحصل للعزوم ، لنظامين من انظمة التحميل كما مبين فى الشكل (٢ – ٢٢) :

١ – الحمل الكلى $q = g + p$ فى الابواع الفردية والحمل الساكن الاصطلاحى $g' = g + 1/4p$ فى الابواع الزوجية .

٢ – الحمل الكلى $q = g + p$ فى الابواع الزوجية والحمل الساكن الاصطلاحى $g' = g + 1/4p$ فى الابواع الفردية .

ان الحمل الاصطلاحى $g' > g$ يدخل فى الحساب لاجل تحديد العزوم السالبة الفعلية فى باع العتبة الثانوية . والعتبة الرئيسية (العارضة) تخلق مواضع تثبيت اضافية تعرقل الحركة الحرة لمساند العتبات الثانوية ، وبذلك تقلل من تأثير الحمل المتحرك فى الابواع المحملة على الابواع غير المحملة .



شكل ٢ – ٢٢ . الرسم البيانى المحصل لعزوم انحناء العتبة الثانوية

وعند تخطيط الرسم البيانى المحصل للعزوم M ، تستخرج قيم عزوم المساند وعزوم الانواع من الصيغ المذكورة اعلاه ، اما العزوم الصغرى فى الانواع ، فترسم استنادا الى القطوع المكافئة البيانية المناظرة لتأثير الحمل g والمارة فى قمة الاحداثى الرأسى لعزوم المساند .

وتؤخذ قوى القص فى العتبة الثانوية مساوية لما يلى :

عند المسند النهائى الطليق

$$Q_A = 0{,}4ql_0 \qquad (II - 31)$$

عند المسند المتوسط الاول من ناحية اليسار

$$Q_B^l = 0{,}6ql_0 \qquad (II - 32)$$

عند المسند المتوسط الاول من ناحية اليمين وعند كافة المساند الاخرى الباقية

$$Q_B^r = 0{,}5ql_0 \qquad (II - 33)$$

وعند اختيار المقاطع تدقق فى الدرجة الاولى مساحة المقطع العرضى للعتبة الثانوية بواسطة عزم المسند عند المسند المتوسط الاول . وبما ان الحساب يجرى بواسطة العزوم المتعادلة ، تؤخذ فى هذه الحالة $\xi = 0{,}35$. ويؤثر عند المسند عزم سالب ، وتكون البلاطة واقعة فى منطقة الشد ، ويجرى الحساب كما هو فى حالة المقطع العرضى المستطيل ، بافتراض ان الارتفاع الفعال للمقطع يساوى ما يلى :

$$h_0 = 1{,}8\sqrt{M/R_{pr}b}$$

وبعد التحديد النهائى للابعاد الموحدة للمقطع العرضى $b \times h$ ، يتم اختيار قضبان التسليح الفعالة فى اربعة مقاطع مصممة عمودية كما يلى : فى الباعين الاول والوسطانى – كما هى الحالة بالنسبة للمقطع شكل T ، عند المسند المتوسط الاول والمسند الوسطانى – كما هى الحالة بالنسبة للمقطع المستطيل . ويتم حساب تأثير العزم السالب فى الباع الوسطانى ، كما هى الحالة بالنسبة للمقطع المستطيل .

ان حساب القضبان المستعرضة يتم بالنسبة لثلاثة مقاطع مائلة هى : المقطع الواقع عند المسند المتوسط الاول من ناحيتى اليسار واليمين Q_B^l و Q_B^r وعند المسند الطرفى الطليق Q_A .

ان كل ما ذكرناه هنا حول حساب وتصميم عارضة الارضية العتبية السابقة الصنع ، ينطبق كليا على حساب العتبة الرئيسية التابعة للارضية المضلعة المصبوبة فى موقع البناء .

وينتقل الى العتبة الرئيسية الحمل المركز الناجم عن ضغط المساند فى العتبات الثانوية (الذى يحدد فقط فى حالة العتبات الثانوية ذات الباعين مع اخذ تواصلها فى الاعتبار) . وبالاضافة الى ذلك ، يحسب الوزن الذاتى للعتبة الرئيسية نفسها .

وفى اماكن تقاطع العتبة الثانوية مع العتبة الرئيسية فوق العمود ، توجد ثلاث طبقات

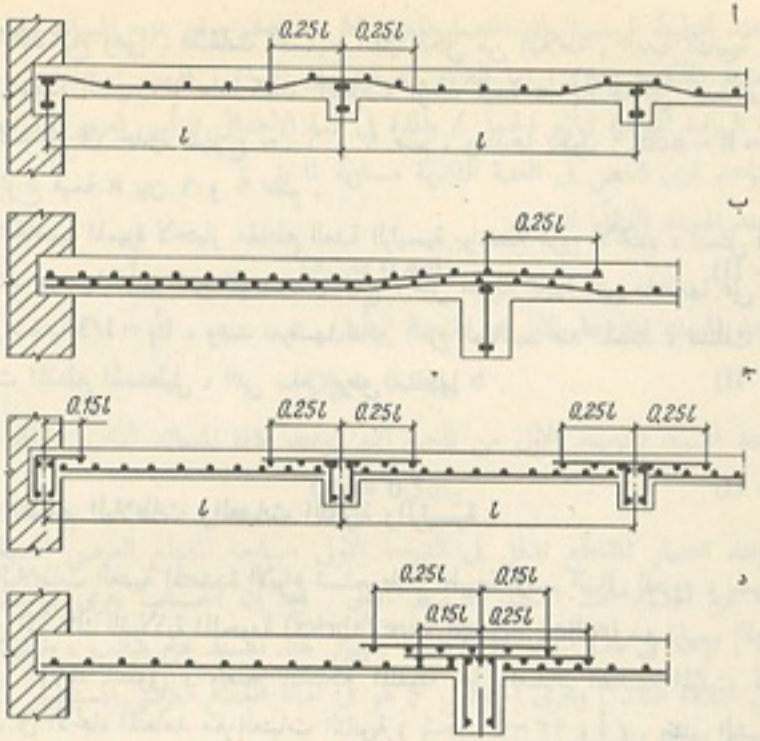
من فولاذ التسليح وهى : طبقات التسليح العليا لكل من البلاطة ، العتبة الثانوية والعتبة الرئيسية . ولهذا السبب ، عند مسند العارضة تؤخذ قيمة a استنادا الى عدد صفوف قضبان التسليح فى حدود تتراوح بين ٦ و ٩ سم ، وعندها يكون : $h_0 = h - acm$ ، حيث تتراوح قيمة a بين ٦ و ٩ سم .

ان الخاصية المميزة لاختيار مقاطع العتبة الرئيسية بواسطة عزوم الانحناء ، تتمثل فى أنها تسلك عند تعرضها لتأثير العزم الموجب فى الباع ، مثل سلوك العتبة التى مقطعها على شكل T وعرض شفتها $b'_f = l/3$ ، وعند تعرضها لتأثير العزم السالب عند المسند ، تسلك سلوك العتبة ذات المقطع المستطيل ، التى يبلغ عرض ضلعها b .

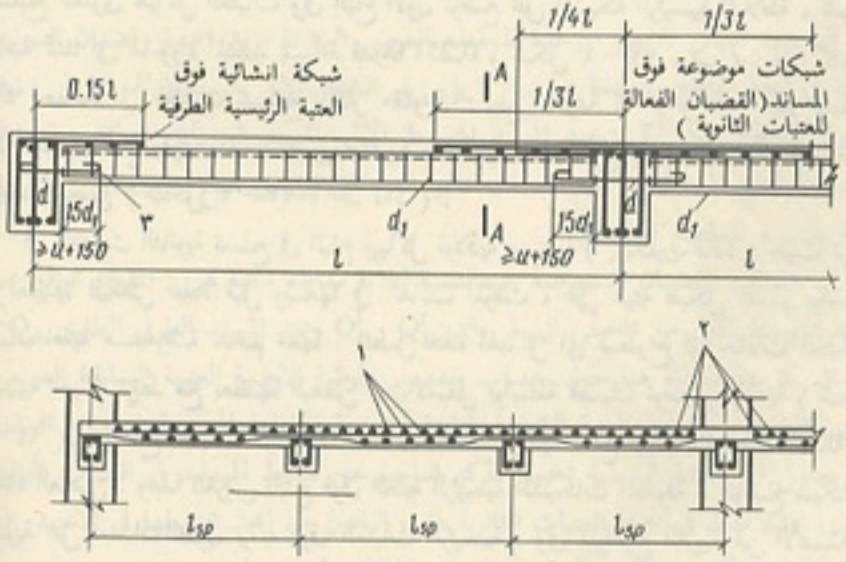
٣ – تصميم البلاطات والعتبات الثانوية والرئيسية

ان البلاطات العتبية المتعددة الانواع تسلح طبقا لطبيعة الرسم البيانى للعزوم ، بشبكات ملفوفة من الاسلاك الفولاذية الملحومة (rolled welded-wire fabrics) مع ترتيب القضبان الفعالة فى الاتجاه الطولى ، وتفتح الشبكة الملفوفة على امتداد القالب المؤقت لصب الخرسانة ، فى الاتجاه المتعامد مع العتبات الثانوية (شكل ٢ – ٢٣ ، أ) . وتثنى الشبكات بمسافة قدرها 0,25l من محور المسند (فى اماكن العزوم الصغرية) وتوضع على فولاذ التسليح العلوى لهياكل العتبات وفى الباع الاول توضع على الشبكة الرئيسية للبلاطة ، شبكة اضافية تمتد الى ما وراء المسند بمسافة قدرها 0,25l (شكل ٢ – ٢٣ ، ب) . واذا كانت هناك حاجة الى قضبان تسليح اكثر مقاومة – يبلغ قطرها ٦ مم واكثر – يتم تسليح البلاطات فى الباع وفوق المسند بصورة منفردة بشبكات ملفوفة مع ترتيب القضبان الفعالة فى الاتجاه العرضى (شكل ٢ – ٢٣ ، جـ ، د) .

ان العتبات الثانوية تسلح فى الباع بهياكل فولاذية مستوية (بهيكلين عادة) حيث تربط مع بعضها البعض عادة قبل وضعها فى القالب المؤقت ، على هيئة هيكل مجسم بواسطة قضبان افقية مستعرضة تلحم معها . وتصل هذه الهياكل الى سطوح او حافات العتبات الرئيسية حيث تربط مع بعضها البعض من الاسفل بواسطة قضبان توصيل فولاذية (شكل ٢ – ٢٤) . وتسلح العتبات فوق المساند ، بشبكات فولاذية ، مع ترتيب القضبان الفعالة فى الاتجاه العرضى . ولهذا الغرض تفتح فوق العتبة الرئيسية الشبكات الملفوفة او توضع شبكات مستوية على امتداد الطول برمته فوق العتبات الرئيسية . وفى المواضع القريبة من الاعمدة ، تقطع الشبكات الموجودة فوق المساند وتوضع محلها قضبان اضافية او اقسام اضافية من الشبكات المقطوعة ، مساحتها تساوى مساحة القضبان الفعالة للشبكة الواقعة فوق المسند ،

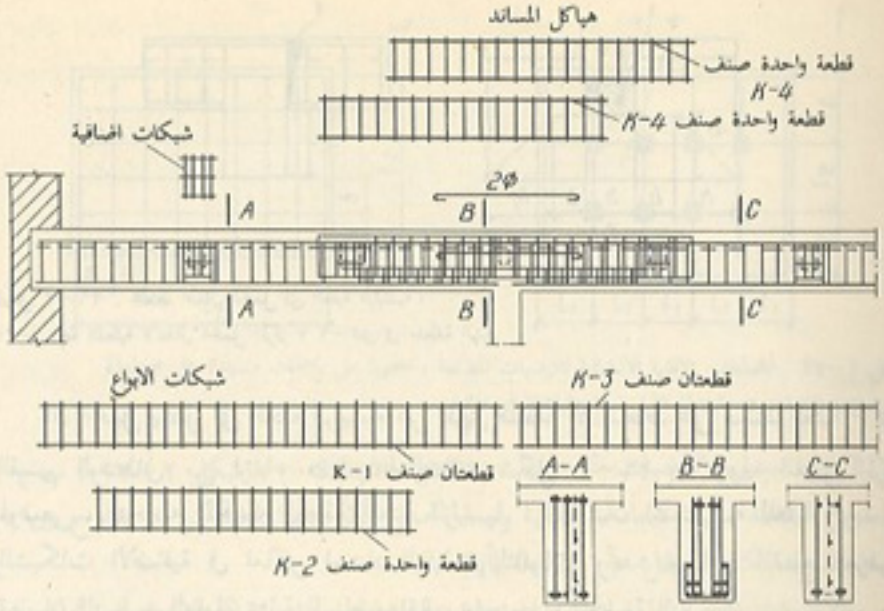


شكل ٢ – ٢٣ . الرسوم التخطيطية لتسليح البلاطات العتبية



شكل ٢ – ٢٤ . تسليح العتبة الثانوية:

١ – القضبان الفعالة للشبكة الواقعة فوق المسند ؛ ٢ – قضبان اضافية عند العمود ؛ ٣ – قضبان قطرها $d \geq \frac{1}{2} d_1$ ولا يقل عن ١٠ م

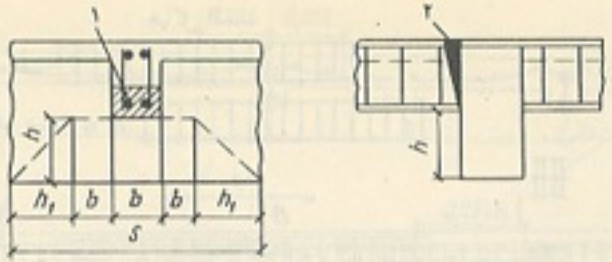


شكل ٢ – ٢٥ . تسليح العتبة الرئيسية

بما يناسب عرض أو قطر العمود . وتؤخذ المساحة المصممة لقضبان الشد فى العتبة فوق المسند ، مساوية للمساحة الاجمالية لكافة القضبان الفعالة للشبكات الموجودة فوق المساند ، الواقعة بين محاور العتبات الثانوية المتجاورة .

وفى حالة الابواع الطويلة للعتبات الثانوية ، يمكن ان يتكون فولاذ التسليح فوق المساند ، من شبكتين فولاذيتين تغطيان بعضهما البعض جزئيا . وعند المسند الطرفى ، يتم تسليح العتبات الثانوية بشبكات انشائية . وان موضع قطع الشبكات الموجودة فوق المساند ، يحدد طبقا للرسم البيانى للعزوم السالبة . وعندما تكون نسبة الحمل المتحرك الى الحمل الساكن هى $p/q \leqslant 3$ تقطع احدى الشبكتين على مسافة 1/4ℓ من محور المسند ، بينما تقطع الشبكة الثانية على مسافة 1/3ℓ من محور المسند . وان العزوم السالبة فى الباع ، خلف موضع قطع الشبكات ، تقاوم من قبل القضبان الفولاذية العليا لهياكل العتبة .

وتسلح العتبة الرئيسية فى الباع بهيكلين او ثلاثة هياكل مستوية ، يتم ربطها مع بعضها البعض قبل وضعها فى القالب ، على هيئة هيكل مجسم واحد . ويمد هيكلان مستويان الى حافة العمود ، اما الهيكل الثالث (اذا وجد) فيقطع تبعا للرسم البيانى للعزوم . ويمكن ايضا قطع قسم من قضبان الهياكل فى باع العارضة . وعند المسند ، يتم تسليح العتبة الرئيسية بهياكل فولاذية منفردة ممتدة عبر هيكل تسليح الاعمدة (شكل ٢ – ٢٥) . وتحدد اماكن قطع الهياكل والقضبان المنفردة ، على الرسم البيانى الخاص بفولاذ التسليح .



شكل ٢ – ٢٦ . مخطط انتقال الحمل الى العتبة الرئيسية :
١ – المساحة الفعلية لانتقال الحمل المركز ؛ ٢ – شق فى منطقة الشد

ان الحمل ينتقل الى العتبة الرئيسية عن طريق منطقة الانضغاط على مسند العتبة – فى القسم الوسطانى من ارتفاع مقطع العارضة (شكل ٢ – ٢٦) . وهذا الحمل المركز الموضعى ، تتحمله الاقسام المعلقة للعتبة الرئيسية : القضبان المستعرضة للعتبة الرئيسية والشبكات الاضافية فى اماكن استناد العتبات الثانوية . وتحدد مساحة المقطع العرضى لقضبان التسليح العاملة بمثابة اقسام معلقة ، باستخدام الصيغة التالية :

$$F_{susp} = P/R_s \qquad (II - 34)$$

وطول المنطقة التى تحسب ضمنها القضبان المستعرضة التى تتحمل الحمل المركز ، يحدد بواسطة الصيغة التالية (لاحظ الشكل ٢ – ٢٦) :

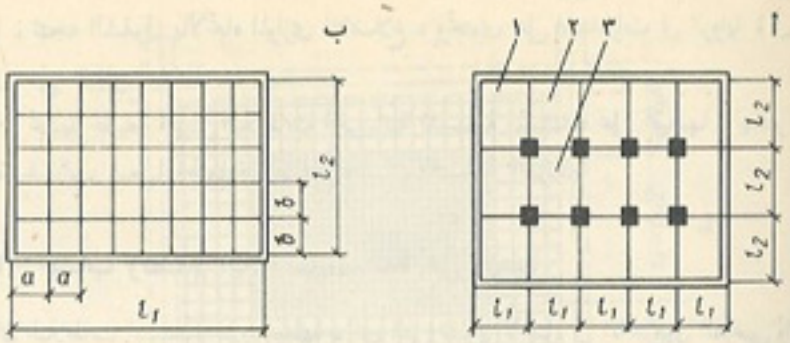
$$s = 2h_1 + 3b \qquad (II - 35)$$

البند الرابع
الارضيات المضلعة المصبوبة فى الموقع ، ذات البلاطات المستندة على محيطها

١ – المخططات الانشائية للارضيات

تدخل ضمن المخطط الانشائى للارضيات ، البلاطات التى تعمل على مقاومة الانحناء فى اتجاهين ، والعتبات الساندة لتلك البلاطات . وكافة عناصر الارضية ترتبط مع بعضها البعض ارتباطا محكما ومتراصا .

ان أبعاد اضلاع البلاطة فى كل اتجاه من الاتجاهين تتراوح بين ٤ – ٦ م ، والنسبة الممكنة عمليا للضلعين l_2/l_1 تتراوح بين ١ و ١ر٥ . وتكون ارتفاعات المقطع العرضى للعتبات متساوية وترتب على امتداد محاور الاعمدة فى اتجاهين متعامدين (شكل ٢ – ٢٧ ، أ) . ان الارضيات الخالية من الاعمدة المتوسطة والمحتوية على بلاطات صغيرة الابعاد (اقل



شكل ٢ – ٢٧ . المخططات الانشائية للارضيات المضلعة ، المحتوية على بلاطات مستندة على محيطها :
١ – البلاطة الزاوية ؛ ٢ – البلاطة الاولى ؛ ٣ – البلاطة الوسطانية

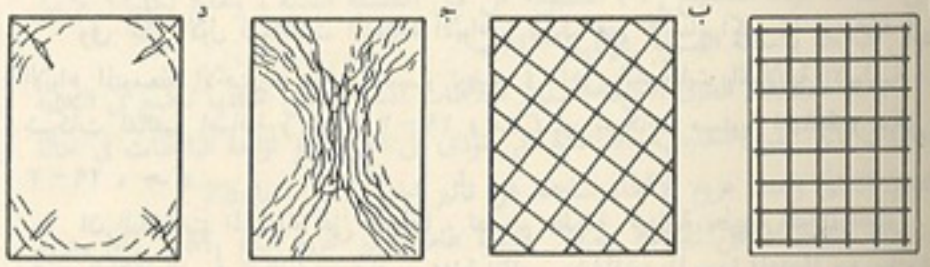
من ٢ م) تسمى بالارضيات القيسونية – caisson floors – (شكل ٢ – ٢٧ ، ب) . اما ثخن البلاطة ، تبعا لابعادها الافقية وقيمة الحمل المؤثر عليها ، فيمكن ان يتراوح بين ٥ و ١٤ سم ، ولكنه لا يقل عن $0{,}021_1$ بأية حال .

والارضيات المحتوية على بلاطات مستندة على محيطها ، اى تقاوم الانحناء فى اتجاهين ، تستخدم بصورة رئيسية تلبية للضرورات المعمارية ، وعلى سبيل المثال تستخدم فى ارضيات الأبهاء (lobbies) والقاعات (halls) وغير ذلك .

وتعتبر هذه الارضيات اقل فائدة اقتصادية من الارضيات ذات البلاطات العتبية ، فيما يتعلق باستهلاك الفولاذ والخرسانة ، مع وجود نفس شبكة الاعمدة المتماثلة .

وقد بينت التجارب ان حمل الانهيار الاقصى ، يبقى نفسه فى حالة الترتيب العمودى والمائل لقضبان التسليح (شكل ٢ – ٢٨ ، أ ، ب) . ولكن الشبكات المستطيلة تعتبر ابسط من حيث الصنع ، ولذلك فانها تستخدم فى تسليح البلاطات .

ان طبيعة انهيار البلاطات المستندة على محيطها ، تحت تأثير الحمل الموزع بانتظام ، موضحة فى الشكل (٢ – ٢٨ ، جـ ، د) . ونجد ان الشقوق فى السطح السفلى للبلاطة ، متجهة بامتداد منصفات الزوايا (bisectors) وفى السطح العلوى عند تثبيت البلاطة من



شكل ٢ – ٢٨ . مخططات التسليح وطبيعة الانهيار عند اختبار البلاطات المستندة على محيطها

محيطها ، تتجه الشقوق بالاتجاه الموازى للاضلاع ، وتحتوى على استدارات فى الزوايا ، فى اتجاه عمودى على اقطار البلاطة .

ان تحديد طبيعة انهيار البلاطات الخرسانية المسلحة المستندة على محيطها ، يعتبر مهما بالنسبة لحساب سعتها الحملية وتصميم قضبان التسليح الفولاذية .

٢ – حساب وتصميم البلاطات المستندة على محيطها

ان البلاطات المستندة على محيطها ، اى التى تقاوم الانحناء فى الاتجاهين العرضى والطولى (شكل ٢ – ٢٩) مثلها مثل البلاطات العتبية ، تسلح بواسطة الشبكات الفولاذية الملحومة . وعندما تزيد ابواع البلاطات على ٢٫٥ م ، تسلح تسليحا منفردا بواسطة شبكات فولاذية توضع فى الباع وفوق المسند . اما فى الباع فتوضع فى اسفله شبكات مستوية ملحومة او اجزاء مقتطعة من اللفات الفولاذية ، متصلة فى الاتجاه العرضى بوصلات فعالة ، وفوق المسند تفتح على امتداد العتبات شبكات فولاذية تحتوى على قضبان مستعرضة فعالة . ولغرض الاقتصاد فى كمية الفولاذ المستهلكة ، توضع فى الباع اسفل البلاطة ، شبكتان مختلفتا الابعاد ولكن متساويتا المقطع العرضى للفولاذ (شكل ٢ – ٢٩ ، أ) . والشبكة الاصغر لا تمتد الى المسند بمسافة تساوى :

$$l_{sh} = 1/4 l_1$$

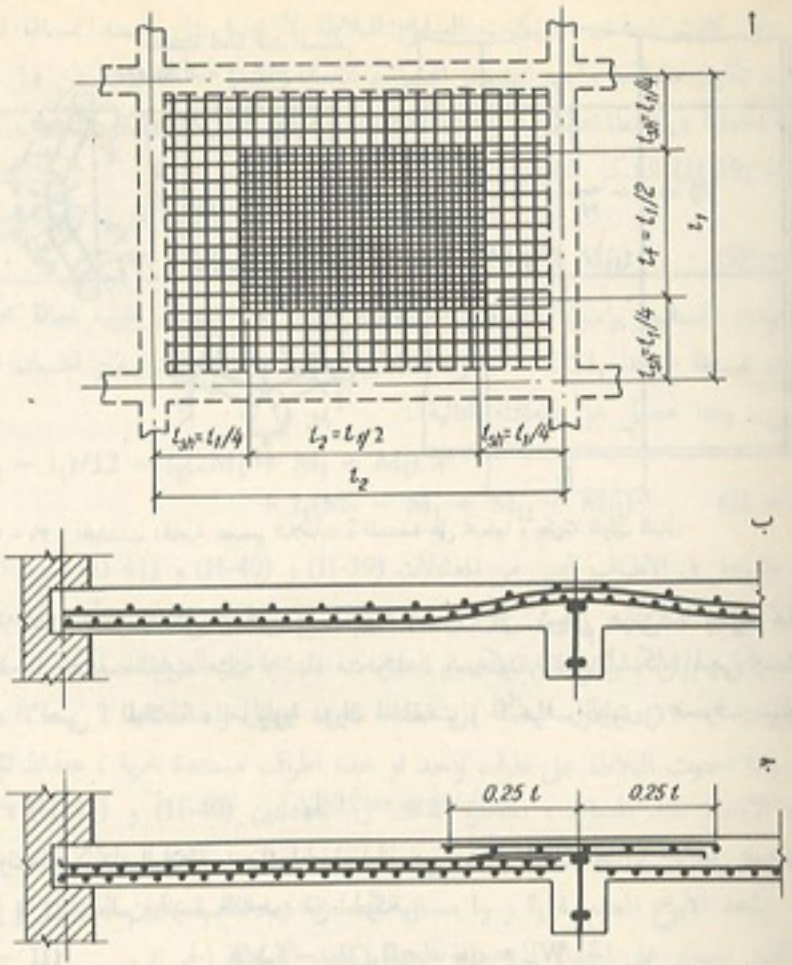
(حيث l_1 تمثل الباع الاصغر للبلاطة) . وعند الاستناد الطليق للبلاطة ، نجد ان المسافة المذكورة تساوى ما يلى :

$$l_{sh} = 1/8 l_1$$

وعندما تقل ابواع البلاطات عن ٢٫٥ م يتم تسليحها بشبكات فولاذية ملفوفة . وتوضع الشبكات الحاوية على قضبان طولية فعالة يصل قطرها الى ٥ مم فى اتجاه الضلع الاصغر للبلاطة المستندة على محيطها ، تماما مثل تسليح البلاطة العتبية (لاحظ الشكل ٢ – ٢٣ ، أ) وتحسب مقاومة القضبان التركيبية فى اتجاه الضلع الاكبر .

وفى الباع الاول للبلاطات المتعددة الابواع ، يكون عزم الانحناء اكبر مما هو عليه فى الابواع المتوسطة الاخرى ، ولهذا السبب توضع فى اعلى الشبكات الفولاذية الاساسية ، شبكات لفائفية اضافية (شكل ٢ – ٢٩ ، ب) او شبكات مستوية اضافية (شكل ٢ – ٢٩ ، جـ) .

ان البلاطات المستندة على محيطها ، تصمم بطريقة كينماتية بطريقة التوازن النهائى . وتعتبر البلاطة التى فى حالة توازن نهائى ، بمثابة نظام من الحلقات المستوية المترابطة مع بعضها

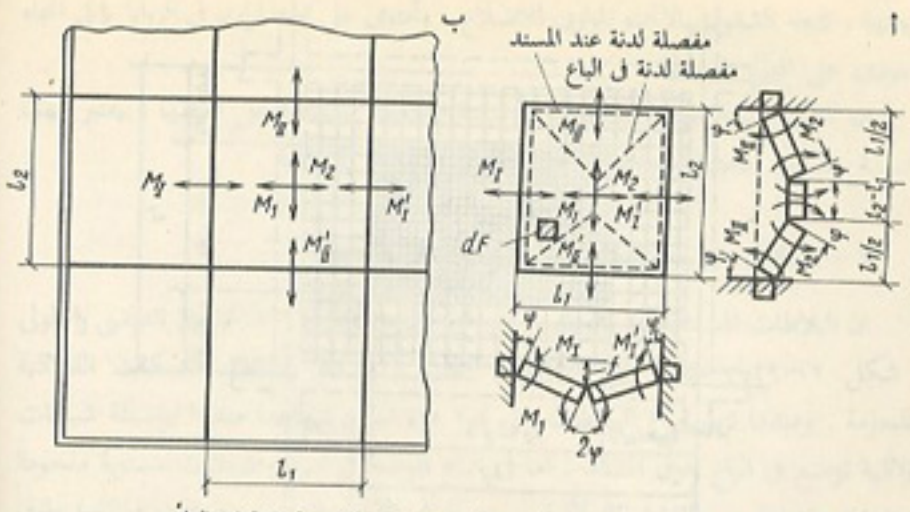


شكل ٢ – ٢٩ . تسليح البلاطات المستندة على محيطها

البعض بخطوط انكسار المفصلات اللدنة الناشئة فى الباع على امتداد منصفات الزوايا وعند المساند على امتداد العتبات (شكل ٢ – ٣٠ ، أ) . وتعتمد اكبر عزوم انحناء البلاطة M على مساحة فولاذ التسليح F_s ، المقطوعة من قبل المفصلة اللدنة ، وتحدد لكل ١ م من عرض البلاطة بواسطة الصيغة $M = R_s F_s z_c$.

وعند استخدام الطرق المختلفة لتسليح البلاطات المستندة على محيطها توضع فى البداية معادلات تأثير القوى الخارجية والداخلية التى تؤدى الى انحراف او ازاحة البلاطات فى حالة التوازن النهائى وتحدد عزوم الانحناء الناجمة عن تأثير الحمل الموزع بانتظام .

ان اللوح الهيكلى للبلاطة يتعرض بصورة عامة لتأثير عزوم الباع M_1 و M_2 وعزوم المساند M_I ، M_{II} ، M_{III} (شكل ٢ – ٣٠ ، ب) . وفى حالة التوازن النهائى ، ترتخى



شكل ٢ – ٣٠ . المخططات الخاصة بتصميم البلاطات ، المستندة على محيطها ، بطريقة التوازن النهائى

البلاطة تحت تأثير الحمل وبتحول سطحها المستوى الى شكل هرمى ، تكون سطوحه الجانبية على هيئة حلقات مثلثة واشباه منحرف . وسيكون ارتفاع الشكل الهرمى متمثلا فى الارتخاء الاقصى f للبلاطة ، اما زاوية دوران الحلقات (الانحراف الزاوى) فسوف يساوى ما يلى :

$$\varphi = \operatorname{tg}\varphi = 2f/l_1 \qquad (II - 36)$$

ونتيجة لارتخاء البلاطة يتحرك الحمل الخارجى وينجز شغلا مساويا لحاصل ضرب شدة الحمل q فى حجم الجسم الناجم عن الحركة :

$$W_q = q\nu = qfl_1(3l_2 - l_1)/6 \qquad (II - 37)$$

وهنا يحدد شغل القوى الداخلية بشغل عزوم الانحناء عند قيم زوايا الدوران ، المناظرة (لاحظ الشكل ٢ – ٣٠ ، جـ) :

$$W_M = \Sigma M\varphi = (2\varphi M_1 + \varphi M_1 + \varphi M'_1)l_2 + (2\varphi M_2 + \varphi M_{II} + \varphi M'_{II})l_1 \qquad (II - 38)$$

واستنادا الى شرط توازن شغل القوى الخارجية والداخلية $W_q = W_M$ ، نساوى المعادلتين (II-37) و (II-38) اما زاوية الدوران φ فنعوض عنها بقيمتها فى المعادلة (II-36) ، عندئذ سوف نحصل على ما يلى :

$$ql_1^2(3l_2 - l_1)/12 = l_2(2M_1 + M_1 + M'_1) + l_1(2M_2 + M_{II} + M'_{II}) \qquad (II - 39)$$

واذا كانت احدى الشبكات السفلى للبلاطة لا تصل الى المسند بمسافة 0,25l ، فسوف تكون مساحة مقطع قضبان التسليح الفعالة السفلى ، المقطوعة من قبل المفصلة اللدنة الخطية فى المنطقة الطرفية (marginal zone) اقل بمرتين ، أى الى النصف ، وتأخذ الصيغة (II-39) الشكل التالى :

$$ql_1^2(3l_2 + l_1)/12 = l_2(2M_1 + M_1 + M'_1) + l_1(3M_2/2 - M_1/2 + M_{II} + M'_{II}) \qquad (II - 40)$$

وعند التسليح بواسطة الشبكات اللفائفية تحتوى على قضبان طولية فعالة محنية على المساند بمسافة قدرها $0,25l_1$ ، تكون المناطق الطرفية عندئذ خالية من قضبان التسليح السفلى ، وهنا نحصل على المعادلة التالية :

$$ql_1^2(3l_2 - l_1)/12 = l_2(2M_1 + M_1 + M'_1) + l_1(M_2 - M_1 + M_{II} + M'_{II}) \qquad (II - 41)$$

وتدخل فى الاطراف اليمنى من المعادلات (II-39) و (II-40) و (II-41) العزوم المصممة لوحدة عرض البلاطة ، وهى : عزمان من عزوم الباع M_1 ، M_2 واربعة من عزوم المساند M'_1 ، M_{II} ، M_1 ، M'_{II} . وباستخدام العلاقات المقترحة بين العزوم المصممة ، استنادا الى الجدول (٢ – ٢) تتحول المسألة الى معادلة ذات مجهول واحد فقط .

واذا احتوت البلاطة على طرف واحد او عدة اطراف مستندة بحرية ، عندئذ تؤخذ قيم عزوم الانحناء عند المساند ، المناظرة لذلك فى المعادلتين (II-40) و (II-41) ، مساوية للصفر .

وتؤخذ الابواع المصممة l_1 و l_2 مساوية للمسافة (الخالصة) بين العتبات او للمسافة من محور المسند على الجدار الى حافة العتبة (عند الاستناد الحر) .

وفى البلاطات المحاطة من كافة اطرافها بعتبات مرتبطة باحكام معها ، تنشأ فى حالة التوازن النهائى قوى دفع تزيد على سعتها الحملية . ولهذا السبب عند اختيار مقاطع فولاذ تسليح البلاطات ، يجب تخفيض قيم عزوم الانحناء المستخرجة بواسطة الحساب ، كما يلى : فى

جدول ٢ – ٢

العلاقات بين العزوم المصممة فى البلاطات المستندة على محيطها

l_2/l_1	M_2/M_1	M'_1/M_1 ، M_1/M_1	M'_{II}/M_1 ، M_{II}/M_1
١ – ١,٥ ١,٥ – ٢	٠,٢ – ١ ٠,١٥ – ٠,٥	١,٣ – ٢,٥ ١ – ٢	١,٣ – ٢,٥ ٠,٢ – ٠,٧٥

مقاطع الابواع المتوسطة وعند المساند المتوسطة ، تخفض العزوم بنسبة ٢٠ ٪ ، فى مقاطع الابواع الاولى وعند المساند المتوسطة الاولى عندما $l_{cd}/l < 1,5$ بنسبة ٢٠ ٪ وعندما $1,5 \leqslant l_{cd}/l \leqslant 2$ بنسبة ١٠ ٪ ، حيث l تمثل الباع المصمم للبلاطة فى الاتجاه العمودى على حافة الارضية .

ويتم اختيار مقطع فولاذ تسليح البلاطات مثلما يتم بالنسبة للمقاطع المستطيلة الشكل . وترتب قضبان التسليح الفعالة فى اتجاه الباع الاصغر ، تحت القضبان المتجهة فى اتجاه الباع الاكبر . واستنادا الى مثل هذا الترتيب لقضبان التسليح ، يختلف ارتفاع مقطع البلاطة بالنسبة لكل اتجاه من الاتجاهين ، ويكون الاختلاف مساويا لقطر قضيب التسليح .

٣ – حساب وتصميم العتبات

ان الحمل ينتقل من البلاطة الى العتبات والعوارض عن طريق مساحات التحميل التى تكون على شكل مثلثات او اشباه منحرف (شكل ٢ – ٣١ ، أ) .

ولتحديد هذا الحمل ، تمدد منصفات زوايا الالواح الهيكية الى حد تقاطعها (شكل ٢ – ٣١ ، ب) . وان حاصل ضرب الحمل $g + p$ (لكل ١ م^2 من المساحة) فى مساحة التحميل المناظرة له ، يعطينا الحمل الكلى المؤثر على باع العتبة المحملة من طرفيها بالالواح الهيكلية .

وبالنسبة للعتبة التى باعها l_1 نحصل على المعادلة التالية :

$$R_1 = (g + p)l_1^2/2 \qquad (II - 42)$$

وللعتبة التى باعها l_2 :

$$R_2 = (g + p)l_1(2l_2 - l_1)/2 \qquad (II - 43)$$

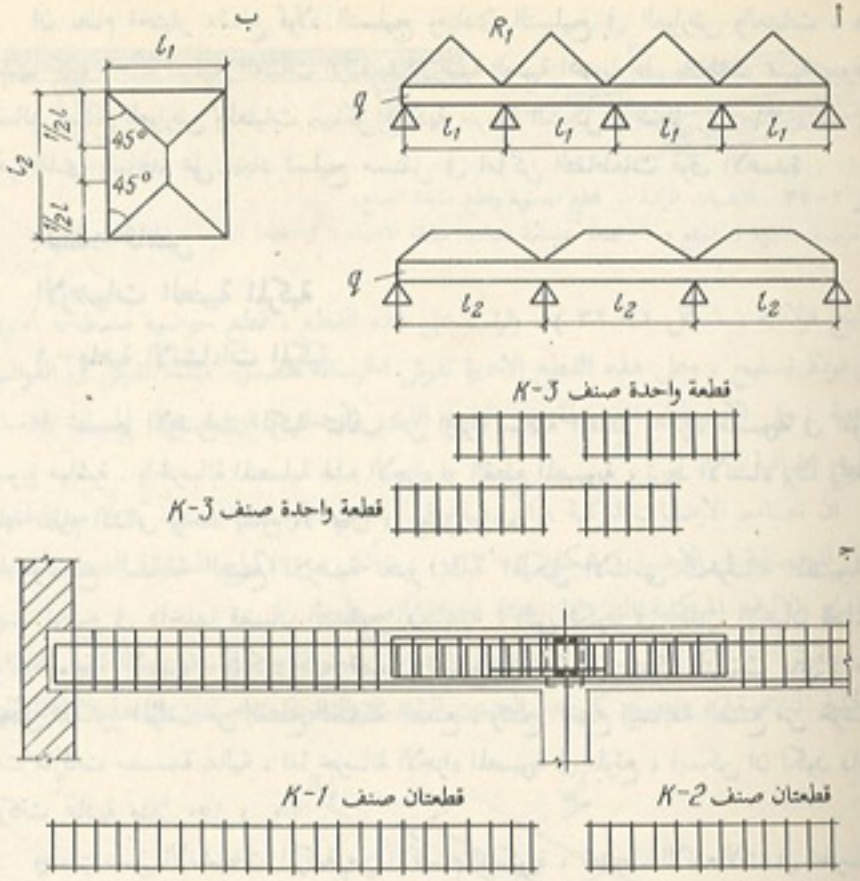
وفى العتبة الحرة الاستناد ، نجد ان عزوم الانحناء الناجمة عن مثل هذا الحمل ، ستساوى ما يلى على التوالى :

$$M_1 = (g + p)l_1^3/12 \qquad (II - 44)$$

$$M_2 = (g + p)l_1(3l_2^2 - l_1^2)/24 \qquad (II - 45)$$

وبالاضافة الى ذلك ، يجب ان نأخذ فى الاعتبار الحمل الموزع بانتظام q الناجم عن الوزن الذاتى للعتبة وقسم من الارضية مع الحمل المتحرك المؤثر عليها ، والمحدد بواسطة شريط التحميل الذى يساوى عرض العتبة b .

ان الابواع المصممة للعتبات تؤخذ مساوية للمسافة الخالصة بين الاعمدة او للمسافة الواصلة بين محور المسند على الجدار (فى حالة الاستناد الحر) وحافة العمود الاول . ولاجل السهولة يؤخذ الباع المصمم للعتبة مساويا للباع الخالص للبلاطة بين الاضلاع (باختلاف بسيط من ناحية زيادة الباع المصمم للعتبة) .



شكل ٢ – ٣١ . المخططات التصميمية ومخططات تسليح عتبات الارضيات المضلعة ، ذات البلاطات المستندة على محيطها

وبعد الاخذ فى الاعتبار اعادة توزيع عزوم الانحناء ، فانها ستساوى ما يلى :

فى الباع الاول وعند المسند المتوسط الاول :

$$M = 0,7M_0 + ql^2/11 \qquad (II - 46)$$

وفى الابواع الوسطية وعند المساند الوسطية :

$$M = 0,5M_0 + ql^2/16 \qquad (II - 47)$$

حيث تحدد قيمة M_0 بواسطة الصيغتين (II-44) و (II-45) .

وفى العارضة او العتبة الثلاثية الابواع ، يجب أن لا تقل قيمة عزم الانحناء فى الباع الوسطى عن قيمة عزم انحناء العارضة او العتبة المثبتة تماما فى مساندها :

$$M = 0,4M_0 + ql^2/24 \qquad (II - 48)$$

ان نظام اختيار مقطع فولاذ التسليح ومبادئ التسليح فى العوارض والعتبات ، هى نفسها كما فى حالة تسليح العتبات الرئيسية للارضية العتبية المحتوية على بلاطات عتبية . وعند المساند تسلح العوارض والعتبات بهياكل فولاذية سرجية الشكل (شكل ٢ – ٣١ ، جـ) ، الامر الذى يساعد على ايجاد تسليح مستقل فى اماكن التقاطعات فوق الاعمدة .

البند الخامس

الارضيات العتبية المركبة

١ – ماهية الانشاءات المركبة

ان تصميم الارضيات المركبة تتألف من اجزاء سابقة الصنع واجزاء مصبوبة فى الموقع بصورة مباشرة . والخرسانة المتصلبة لهذه الاجزاء او القطع المصبوبة ، تربط الانشاء برته وتجعله بمثابة نظام انشائى واحد يقاوم الاحمال فى وقت واحد .

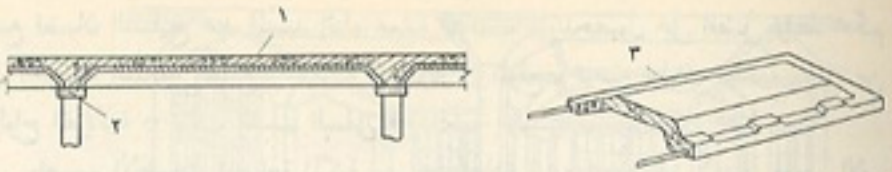
والقطع السابقة الصنع للارضية تعتبر بمثابة الهيكل الاساسى للخرسانة المصبوبة ، حيث توضع فى داخلها قضبان التسليح الاساسية ، التى تكون فى اغلب الاحيان قضبان فولاذية سابقة الاجهاد . ويمكن وضع قضبان تسليح اضافية اثناء عملية التركيب ، فى داخل الهيكل المذكور المؤلف من القطع السابقة الصنع . وتنتج القطع السابقة الصنع من خرسانة ذات ماركات مصممة عالية ، اما خرسانة الاجزاء المصبوبة فى الموقع ، فيمكن ان تكون ذات ماركات عادية مثلا ١٥٠ و ٢٠٠ .

ويتميز عمل الانشاءات المركبة من الاقسام المذكورة ، بحدوث الانفعالات فى الخرسانة المصبوبة بعد حدوثها فى خرسانة القطع السابقة الصنع ، والشقوق فى الخرسانة المصبوبة لا يمكن ان تتطور او تظهر الا بعد ظهور الشقوق فى الخرسانة السابقة الاجهاد للقطع السابقة الصنع . وقد اثبتت التجارب ان العمل الموحد للقطع السابقة الصنع السابقة الاجهاد والاجزاء المصبوبة ، يمكن ان يتحقق ايضا فى حالة استخدام الخرسانة ذات الاخلاط المسامية .

ويجب ان نأخذ فى الاعتبار ان استخدام الانشاءات المركبة يحتاج الى تنظيم نوعين من عمليات الانتاج فى موقع البناء بتكنولوجية مختلفة واستخدام آليات مختلفة أيضا : تركيب القطع السابقة الصنع ونصب القطع الاخرى فى الموقع . ولهذا السبب نجد ان استخدامها يتطلب ادلة مقنعة تبرر ذلك الاستخدام .

٢ – تصاميم الارضيات المركبة

عند وصول الابواع الى ٩ م ، يمكن انتاج ارضيات تحتوى على قطع سابقة الصنع تكون على هيئة الواح خرسانية مسلحة وتعتبر بمثابة الهيكل ومنطقة الشد فى العتبة المزودة بقضبان

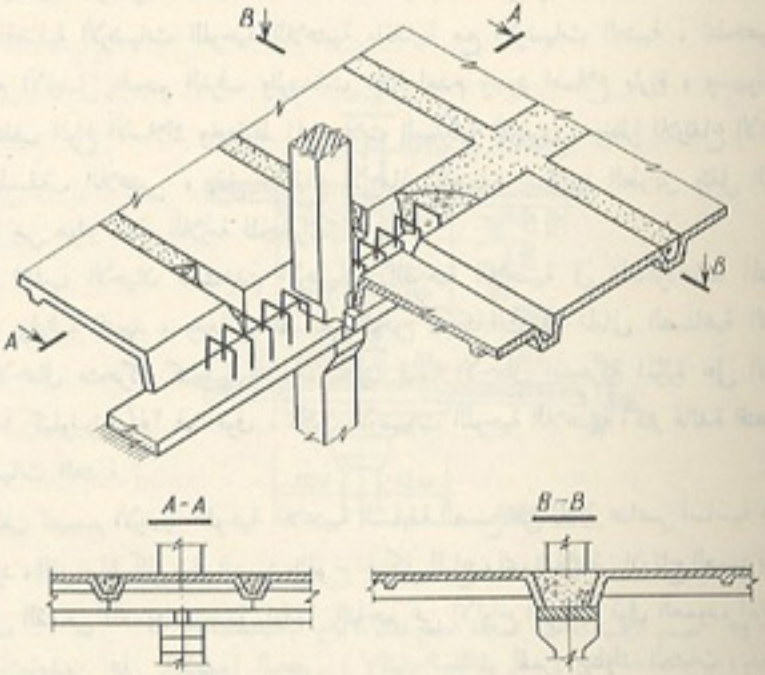


شكل ٢ – ٣٢ . الارضيات المركبة من قطع مصبوبة وقطع سابقة الصنع:
١ – خرسانة مصبوبة فى الموقع ؛ ٢ – قطعة خرسانية مسلحة سابقة الاجهاد ؛ ٣ – قطعة انشائية سابقة الصنع

تسليح فولاذية (شكل ٢ – ٣٢) . وترتب على هذه القطع ، قطع حوضية مسطحة تحتوى على فولاذ تسليح ، وعلى هذه القطع الاخيرة تفرش الخرسانة المصبوبة مثلما تفرش فى القوالب العادية . وفى الارضيات المتواصلة من النوع الذى شرحناه ، توضع فوق المساند قضبان تسليح اضافية .

ان تصاميم الارضيات المركبة ، التى يبلغ فيها حجم الخرسانة المصبوبة ٣٠٪ من الحجم الكلى للخرسانة فى الارضية (شكل ٢ – ٣٣) ، تتألف من الالواح السابقة الصنع السابقة الاجهاد والالواح الهيكلية التى على هيئة احواض مسطحة .

وتفرش خرسانة الصب فى الاخاديد والقنوات المكونة بين السطوح الجانبية للالواح الهيكلية المتلاصقة . وتصبح كل من العتبتين الرئيسية والثانوية متواصلتين فى هذه الحالة بعد



شكل ٢ – ٣٣ . ارضيات مصلحة مركبة من قطع مصبوبة وقطع سابقة الصنع ، مع هيكل انشائى مؤلف من بلاطات خرسانية مسلحة

وضع قضبان التسليح عند المسند اثناء عملية التركيب . وللحصول على افضل ترابط محكم بين الخرسانة السابقة الصنع والخرسانة المصبوبة فى الموقع ، توضع اطواق فولاذية تتدلى من الالواح الفولاذية – تؤلف القسم السفلى من العتبة الرئيسية .

وتصمم الارضيات المضلعة المركبة مع أخذ اعادة توزيع العزوم فى الاعتبار ، وهو الامر الذى يمكن من تقليل كمية الفولاذ عند المساند ، الذى يوضع اثناء التركيب . وقد اثبتت التجارب العملية الخاصة ، امكانية معادلة العزوم فى القطع الانشائية المركبة المتواصلة .

البند السادس
الأرضيات اللاعتبية

١ – الارضيات اللاعتبية السابقة الصنع

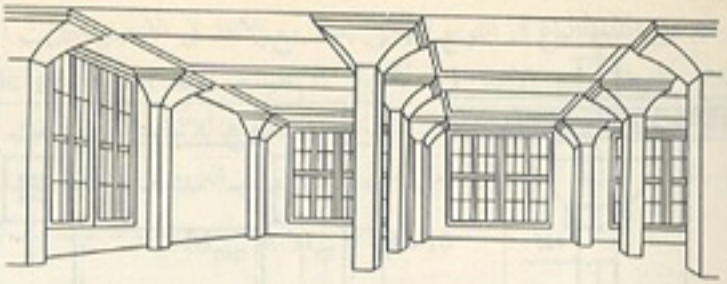
ان الارضيات اللاعتبية السابقة الصنع هى عبارة عن مجموعة من الالواح الهيكلية السابقة الصنع ، المستندة مباشرة على تيجان الاعمدة – column capitals – (شكل ٢ – ٣٤) . والغاية الانشائية الاساسية من تيجان الاعمدة ، هى تأمين الارتباط الجاسىء المحكم للارضية مع الاعمدة ، وتقليل اطوال الابواع المصممة للالواح الهيكلية وخلق مسند للالواح الهيكلية . وتكون شبكة الاعمدة عادة مربعة الشكل وابعادها ٦×٦ م .

ان افضلية الارضيات اللوحية اللاعتبية بالمقارنة مع الارضيات العتبية ، تتلخص فى الاستخدام الافضل لحجم الغرف والردهات نظرا لعدم وجود اضلاع بارزة ، وسهولة مد وتنظيم مختلف انواع الاسلاك وخطوط المواصلات السلكية الاخرى . ونظرا للارتفاع الانشائى الاصغر للسقف اللاعتبى ، يقل الارتفاع الاجمالى للعمارة المتعددة الطوابق وتقل الكمية المستهلكة من مواد البناء اللازمة للجدران .

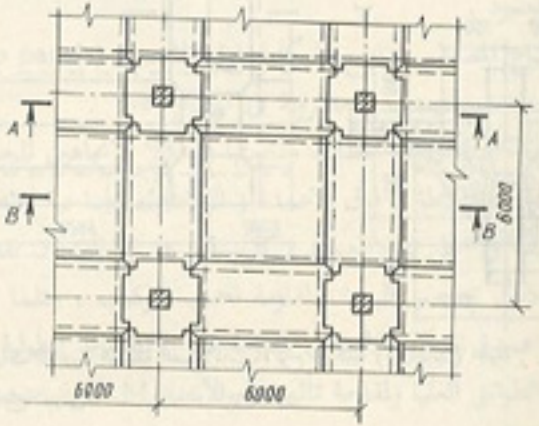
وفى اغلب الاحيان تستخدم الارضيات اللوحية اللاعتبية فى المستودعات المتعددة الطوابق ، وغرف التبريد ، ومعامل تصنيع اللحوم ، وكذلك فى المبانى الصناعية الاخرى المعرضة لاحمال متحركة كبيرة . وعندما تكون قيمة الاحمال المتحركة المؤثرة على الارضية مساوية ١٠ كيلونيوتن /م٢ فما فوق ، تكون الارضيات اللوحية اللاعتبية اكثر فائدة اقتصادية من الارضيات العتبية .

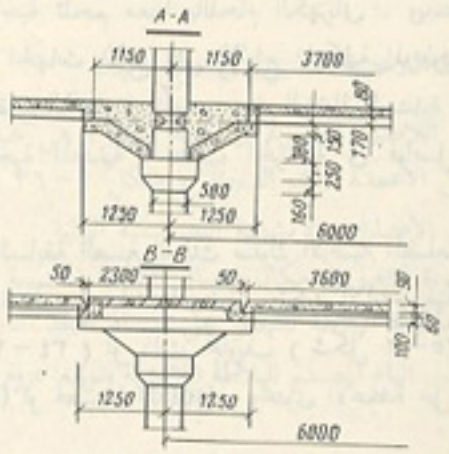
ويتألف تصميم الارضية اللوحية اللاعتبية السابقة الصنع من ثلاثة عناصر اساسية هى : تابع العمود ، اللوح الهيكلى فوق العمود واللوح الهيكلى للبلاع ، اى البلاطة . ان تاج العمود يستند على الرأس القمعى للعمود ويتحمل الحمل الناجم عن الالواح الهيكلية فوق العمود، المرتبة فى اتجاهين متعامدين على بعضهما البعض ، والتى تسلك نفس سلوك العتبات . ولكى

أ

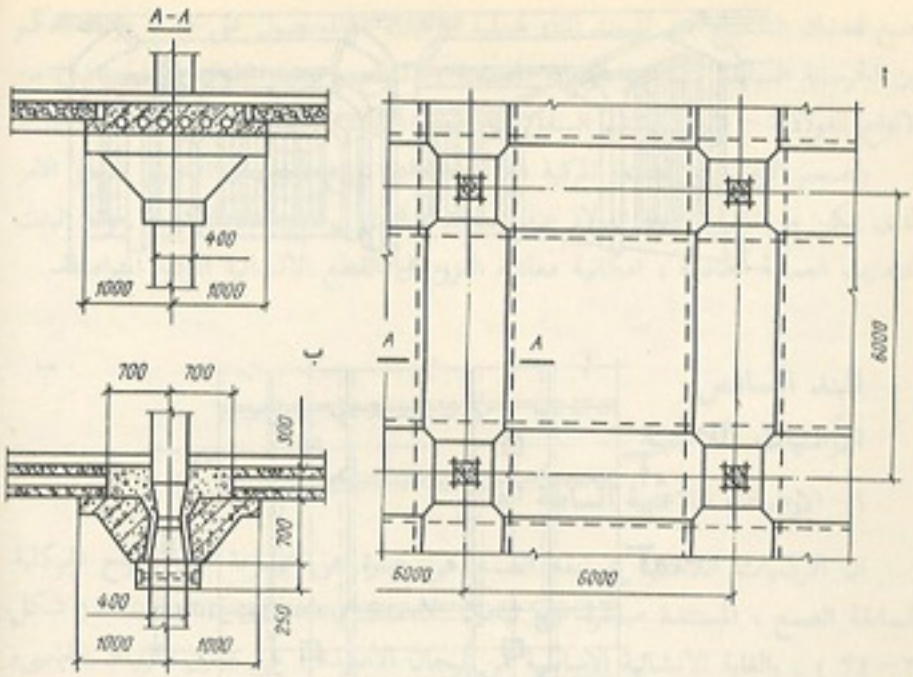


ب





شكل ٢ – ٣٤ . تصميم الارضية اللاعتبية السابقة الصنع ذات الالواح الهيكلية المضلعة :
أ – منظر عام ؛ ب – المسقط الافقى الانشائى والمقاطع العرضية



شكل ٢ – ٣٥ . تصميم الارضيات اللاعتبية السابقة الصنع ذات الالواح الهيكلية (البلاطات) المرفقة :
أ – المسقط الافقى الانشائى والمقطع العرضى ؛ ب – مركبات تاج العمود

تجعل الالواح الهيكلية او البلاطات فوق الاعمدة ، متواصلة تماما ، تقوم بتثبيتها من الاعلى بواسطة قطع معدنية اندماجية تلحم معها باللحام الكهربائى . ويستند اللوح الهيكلى للباع – بلاطة الباع – من الجهات الاربع على الالواح الهيكلية الموجودة فوق الاعمدة ، المحتوية على شفهات والتى تقاوم الانحناء فى اتجاهين مثل البلاطة المستندة على محيطها تماما . وبعد لحام القطع الاندماجية المعدنية ، تصب الخرسانة فى فواصل الالواح الهيكلية المتجاورة .

ان الارضية اللاعتبية السابقة الصنع تسلك سلوك الارضية المضلعة ، التى تقوم فيها الالواح الهيكلية فوق الاعمدة بدور العتبات العريضة . وتكون الالواح الهيكلية للارضيات اما مضلعة (لاحظ الشكل ٢ – ٣٤) او ذات تجاويف (شكل ٢ – ٣٥) ، اما التيجان فتكون اما جوفاء (hollow) او مصمتة (solid) . وتحتوى الاعمدة على فواصل تبعا لعدد طوابق المبنى .

وقد اثبتت الابحاث التجريبية للارضيات اللاعتبية السابقة الصنع ، ان الالواح الهيكلية فوق الاعمدة تتميز بانفعال قليل فى الاتجاه العرضى ، ويمكن ترتيب قضبان التسليح الطولية الفعالة فيها ، فى كافة انحاء المقطع العرضى بصورة منتظمة التوزيع .

ان عزم انحناء الباع فى اللوح الهيكلى يحدد مع الاخذ فى الاعتبار التثبيت الجزئى للوح فى الاضلاع المحيطة ومع الاخذ فى الاعتبار الانطوائية المرنة (elastic pliability) لمحيط الاستناد . وتحدد عزوم الانحناء عند المساند وفى الابواع للالواح الهيكلية فوق الاعمدة ، كما تحدد بالنسبة للعتبة المتواصلة ، مع اخذ اعادة توزيع العزوم فى الاعتبار :

$$M_{sup} = M_{sp} = ql^2/16$$

حيث q تمثل الحمل المصغر (reduced load) الموزع بانتظام على كل ١ م من طول اللوح الهيكلى فوق العمود .

ويؤخذ الباع المصمم للالواح الهيكلية فوق الاعمدة (drop panels) مساويا للمسافة الخالصة بين حافات التيجان ، مضروبة فى المقدار ١,٠٥ .

وتصمم تيجان الاعمدة بحساب مقاومتها فى كلا الاتجاهين للحمل الناجم عن ضغوط المساند وعزوم انحناء البلاطات فوق الاعمدة (البلاطات الجناحية للاعمدة) . وترتب قضبان التسليح المصممة فى اعلى تابع العمود ، كما تسلح جدران التيجان بقضبان تسليح انشائية . وبالاضافة الى ذلك تصمم التيجان لمقاومة احمال التركيب ، مثلما يصمم الكابول تماما .

وتصمم اعمدة الهيكل الانشائى لمقاومة قوة الانضغاط الطولية N الناجمة عن الحمل الموضوع على الطوابق العليا ولمقاومة تأثير عزم الانحناء M الناجم عن الحمل المتحرك فى اتجاه واحد على الارضية .

٢ – الارضيات اللاعتبية المصبوبة فى موقع البناء

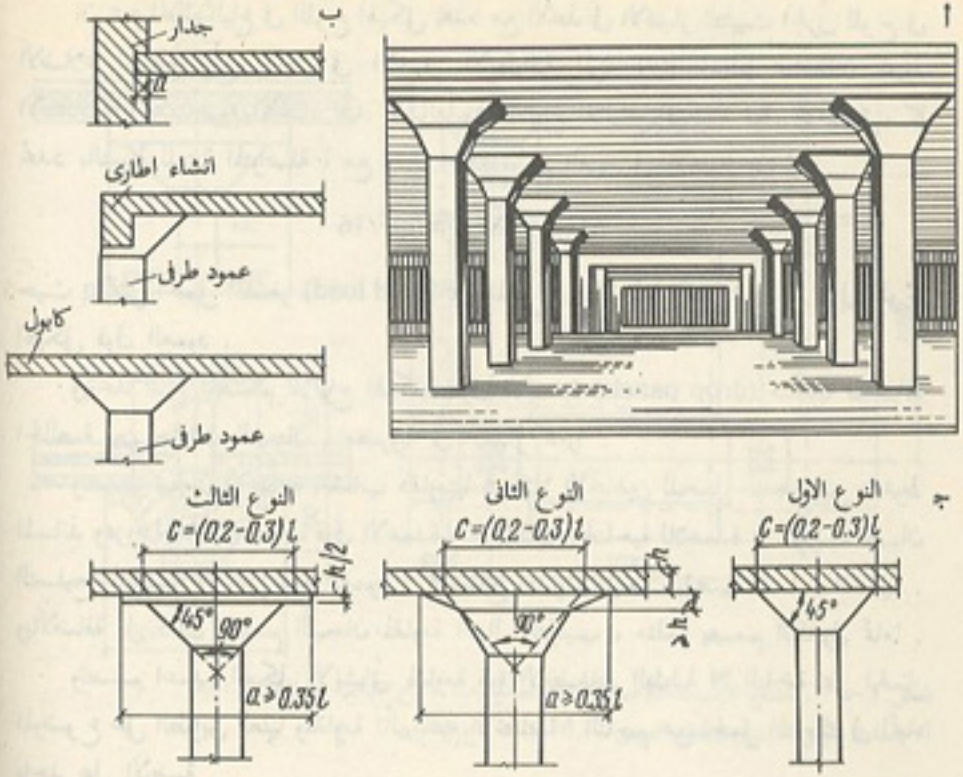
ان الارضيات اللاعتبية المصبوبة فى موقع البناء ، هى عبارة عن بلاطات مصمتة ، مستندة مباشرة على الاعمدة ذات التيجان (شكل ٢ – ٣٦ ، أ) . ويعود سبب انشاء تيجان الاعمدة الى الاعتبارات الانشائية التصميمية التالية :

أ – خلق جسوءة كافية فى مكان اتصال البلاطة المصبوبة مع العمود ،

ب – ضمان مقاومة البلاطة للتهصر على امتداد محيط التابع ،

جـ – تقليل طول الباع المصمم للبلاطة اللاعتبية وتوزيع عزوم الانحناء بصورة اكثر انتظاما على عرض البلاطة .

وتصمم الارضيات اللاعتبية ، بحيث تكون شبكة الاعمدة مربعة او مستطيلة ، متساوية الابواع . وتحدد النسبة بين الباعين الاكبر والاصغر فى حالة شبكة الاعمدة المستطيلة ، بالعلاقة التالية $l_2/l_1 \leqslant 1,5$. وافضل أبعاد للشبكة المربعة للاعمدة هى ٦ × ٦ م . ويمكن ان



شكل ٢ – ٣٦ . تصميم الارضية اللاعتبية المصبوبة فى الموقع:
أ – منظر عام ؛ ب – الرسم التفصيل لاستناد البلاطة على المحيط الخارجى للمبنى ؛ جـ – الرسم التفصيل لاستناد البلاطة على تيجان الاعمدة

تستند البلاطة اللاعتبية حول محيط المبنى ، على الجدران الداعمة (bearing walls) ، وعلى الانشاء الهيكلى المحيط او يمكن ان تبرز على هيئة كوابل وتمتد الى ما وراء تيجان الاعمدة الطرفية (شكل ٢ – ٣٦ ، ب) .

ولاجل استناد البلاطة اللاعتبية على الاعمدة ، تنشأ فى المبانى الصناعية ثلاثة انواع من تيجان الاعمدة (شكل ٢ – ٣٦ ، جـ) وهى : النوع الاول – يستخدم فى حالة الاحمال الخفيفة ، النوعين الثانى والثالث ويستخدمان فى حالة الاحمال الثقيلة . وعند استخدام كافة الانواع الثلاثة المذكورة من تيجان الاعمدة ، يؤخذ طول الجزء المحصور بين تقاطعات اتجاهات الحافات المائلة (المشدوفة) مع السطح السفلى للبلاطة ، استنادا الى توزيع رد فعل المساند فى الخرسانة ، بزاوية قدرها ٤٥° . ويؤخذ طول الجزء المذكور c مساويا لما يتراوح بين 0,21 و 0,31 . ان ابعاد وشكل التيجان يجب ان تختار بالطريقة التى تمنع تهصر (تحطم) البلاطة اللاعتبية على امتداد محيط التاج . ولهذا الغرض ، يجب مراعاة شرط المقاومة التالى ، على اية

مسافة x وبالتناظر مسافة y من محور العمود (شكل ٢ – ٣٧)

$$Q \leqslant R_{ten} b h_0$$

حيث

$$Q = q[l_1 l_2 - 4(x + h_0)(y + h_0)] \qquad (II - 49)$$

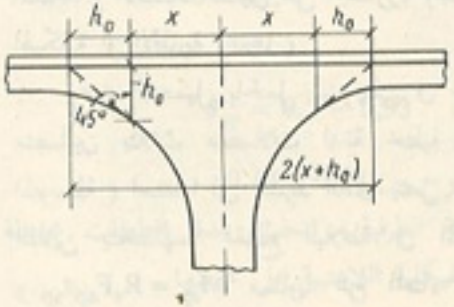
$$b = 4(x + y + h_0) \qquad (II - 50)$$

وفى حالة التيجان المربعة تكون x = y .

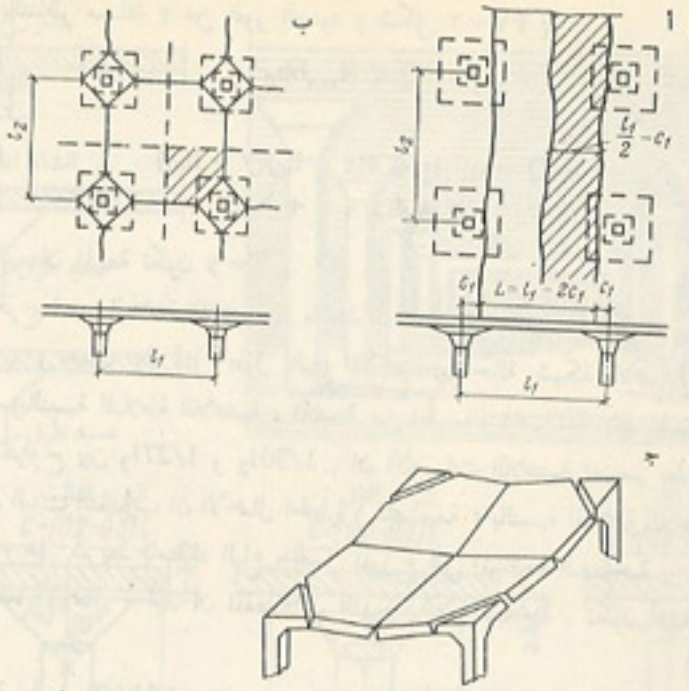
ويستخرج ثخن البلاطة اللاعتبية h من شرط الجسوءة الكافية لها ويتراوح بين $1/32l_2$ و $1/35l_2$. (حيث l_2 تمثل طول الباع الاكبر فى حالة شبكة الاعمدة المستطيلة الشكل) ، وبالنسبة للبلاطة اللاعتبية ، المنتجة من الخرسانة ذات الاخلاط المسامية ، نجد ان قيمة h تتراوح بين $1/27l_2$ و $1/30l_2$. ان الارضيات اللاعتبية تصمم بطريقة التوازن النهائى . وقد اثبتت التجارب ان الاحمال الخطرة (المصممة) بالنسبة للبلاطة اللاعتبية هى : الحمل الموزع على شريط بامتداد الباع والحمل الموزع على المساحة السطحية برمتها . وعند تأثير مثل هذه الاحمال ، نجد ان المفصلات اللدنة الخطية للبلاطة ، تكون مرتبة بشكلين مختلفين .

فى حالة الحمل الشريطى ، تظهر عند التوازن النهائى ثلاث مفصلات لدنة خطية تصل بين الحلقات فى مواضع الكسر (شكل ٢ – ٣٨ ، أ) . وان المفصلة اللدنة تتكون فى الباع على امتداد محور الالواح الهيكلية المحملة ، وتتفتح الشقوق من الاسفل . وعند المساند ، تبعد المفصلات اللدنة عن محاور الاعمدة بمسافة قدرها c_1 ، تعتمد على شكل وابعاد التيجان ، اما الشقوق فتتفتح من الاعلى . وفى الالواح الهيكلية الطرفية ، فى حالة الاستناد الطليق على الجدار ، تظهر على السطح الجانبى الخارجى ، مفصلتان خطيتان فقط – الاولى فى الباع والثانية عند المسند بالقرب من الصف المتوسط الاول للاعمدة .

وفى حالة التحميل الشامل على المساحة السطحية كلها للارضية اللاعتبية ، تظهر فى الالواح الهيكلية المتوسطة مفصلات لدنة خطية متعامدة مع بعضها البعض وموازية لصفوف



شكل ٢ – ٣٧ . الرسم التخطيطى الخاص بتحديد ابعاد تاج العمود



شكل ٢ – ٣٨ . الرسم التخطيطى الخاص لحساب وتصميم الإطبة اللاعتبية بطريقة التوازن النهائى

الاعمدة فى الاتجاهين ، مع تفتح الشقوق من الاسفل ، وفى هذه الحالة يقسم كل لوح هيكلى بواسطة المفصلات اللدنة الى اربع حلقات (فقرات) تدور حول المفصلات اللدنة الخطية الواقعة عند المساند ، ومحاورها واقعة فى منطقة التيجان وتميل عادة بزاوية قدرها ٤٥° على صفوف الاعمدة (شكل ٢ – ٣٨ ، ب ، جـ) . اما فى الالواح الهيكلية الوسطية ، فان الشقوق تتفتح فوق المفصلات اللدنة للمساند ، من الاعلى فقط ، وتقطع ثخن البلاطة برمته على امتداد خطوط الاعمدة .

وفى الالواح الهيكلية الطرفية ، يتغير مخطط ظهور المفصلات اللدنة الخطية تبعا لتصاميم المساند (الاستناد الطليق على الجدار ، وجود اشباه التيجان على الاعمدة ووجود العتبات الهيكلية او الاطارية وغيرها) .

وعند التحميل بالحمل الشريطى فى حالة انكسار شريط منفرد مع ظهور حلقتين متصلتين بثلاث مفصلات لدنة خطية ، يصمم اللوح الهيكلى المتوسط (البلاطة المتوسطة) استنادا الى الشرط الذى ينص على ان يكون مجموع عزم المسند وعزم الباع ، اللذين يتحملهما مقطع البلاطة فى المفصلات اللدنة وهما $M_{sup} = R_s F_{sup} z_{sup}$ و $M_{sp} = R_s F_{sp} z_{sp}$ مساويا عزم انحناء عتبة البلاطة التى عرضها l_2 وطول باعها

$l_1 - 2c_1$ ، اى كما يلى :

$$ql_2(l_1 - 2c_1)^2/8 \leqslant R_s(F_{sup}z_{sup} + F_{sp}z_{sp}) \qquad (II - 51)$$

وينطبق نفس الشىء على الاتجاه الآخر للبلاطة :

$$ql_1(l_2 - 2c_2)^2/8 \leqslant R_s(F_{sup}z_{sup} + F_{sp}z_{sp}) \qquad (II - 52)$$

حيث $q = g + p$ – مقدار يمثل الحمل المؤثر على كل ١ م^2 من البلاطة ، c_1 و c_2 – المسافتان من المفصلتين اللذيتين عند المسندين الى محور اقرب صفين اليهما من صفوف الاعمدة فى الاتجاهين l_1 و l_2 ، F_{sup} – مساحة مقطع فولاذ التسليح فى المفصلة اللدنة ضمن حدود بلاطة واحدة فقط ، F_{sp} – مساحة مقطع الفولاذ فى المفصلة اللدنة عند الباع ضمن حدود بلاطة واحدة فقط ، z_{sup} و z_{sp} – ذراعا زوجى القوى الداخلية فى المفصلات اللدنة عند المسند وفى الباع .

والآن نرمز بالرمزين التاليين $\theta_{sup} = F_{sup}/F_{s1}$ و $\theta_{sp} = F_{sp}/F_{s1}$ لكل من المعاملين المميزين للعلاقة بين مساحة فولاذ التسليح فى المقطعين الواقعين عند المسند وفى الباع (وهنا نجد ان $F_{s1} = F_{sup} + F_{sp}$ تمثل المساحة الاجمالية لمقطع فولاذ التسليح) . وبتعويض قيمتى θ_{sup} و θ_{sp} فى الصيغة (II-51) سوف نحصل على ما يلى :

$$ql_2(l_1 - 2c_1)^2/8 \leqslant R_sF_{s1}z_{sp}(\theta_{sup}z_{sup}/z_{sp} + \theta_{sp}) \qquad (II - 53)$$

وعند التحميل الشامل للوح المربع ذى التسليح المتساوى فى كلا الاتجاهين $F_s = F_{s1} = F_{s2}$ يأخذ شرط التوازن الشكل التالى :

$$ql^3[1 - 2c/l + 4(c/l)^3/3]/8 \leqslant R_sF_sz_{sp}(\theta_{sup}z_{sup}/z_{sp} + \theta_{sp}) \qquad (II - 54)$$

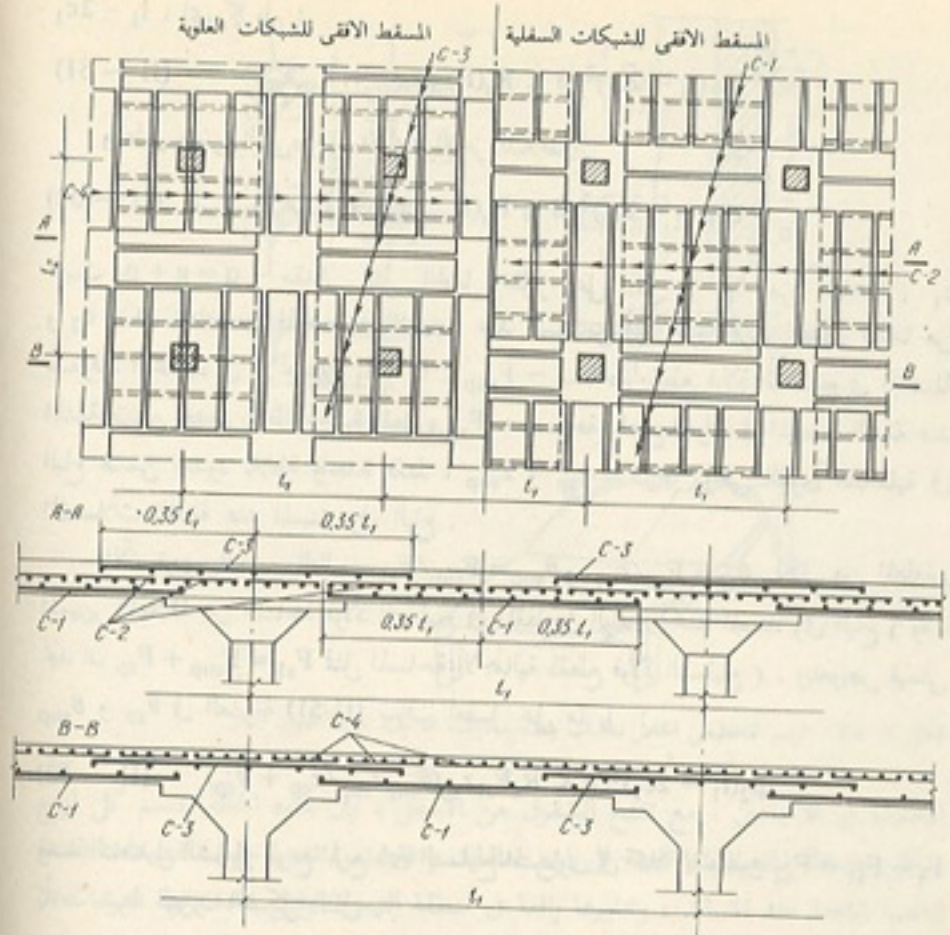
حيث c تمثل طول الضلع القائم فى المثلث القائم الزاوية ، الذى يقتطع من ربع اللوح الهيكل .

وعند حساب وتصميم الالواح الوسطية ينصح باتخاذ القيم المذكورة اعلاه مساوية لما يلى :

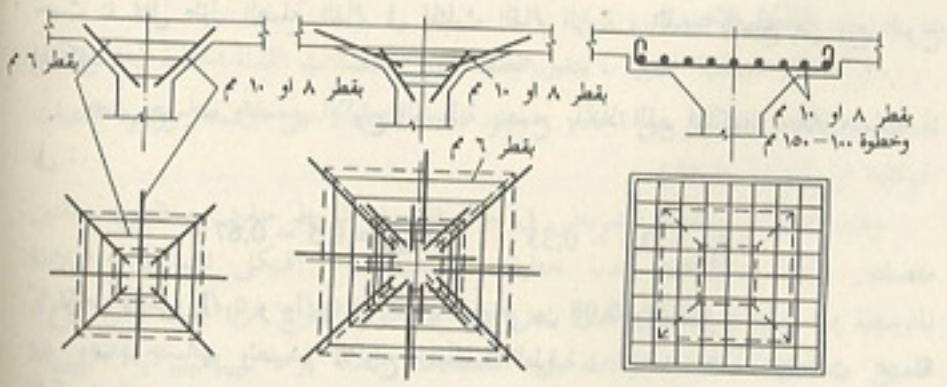
$$\theta_{sup} = 0,5 - 0,67 \quad ، \quad \theta_{sp} = 0,5 - 0,33$$

كما تؤخذ قيمتى c_1/l_1 و c_2/l_2 فى حدود تتراوح بين 0,08 و 0,12 .

وعند حساب وتصميم الالواح الهيكلية الطرفية ، تبحث عدة مخططات محتملة لانكسارها تبعا لطريقة استناد تلك الالواح الهيكلية اللاعتبية على محيطها .



شكل ٢ – ٣٩ . تسليح الأرضية اللاعتبية بشبكات فولاذية ضيقة



شكل ٢ – ٤٠ . تسليح تيجان الاعمدة

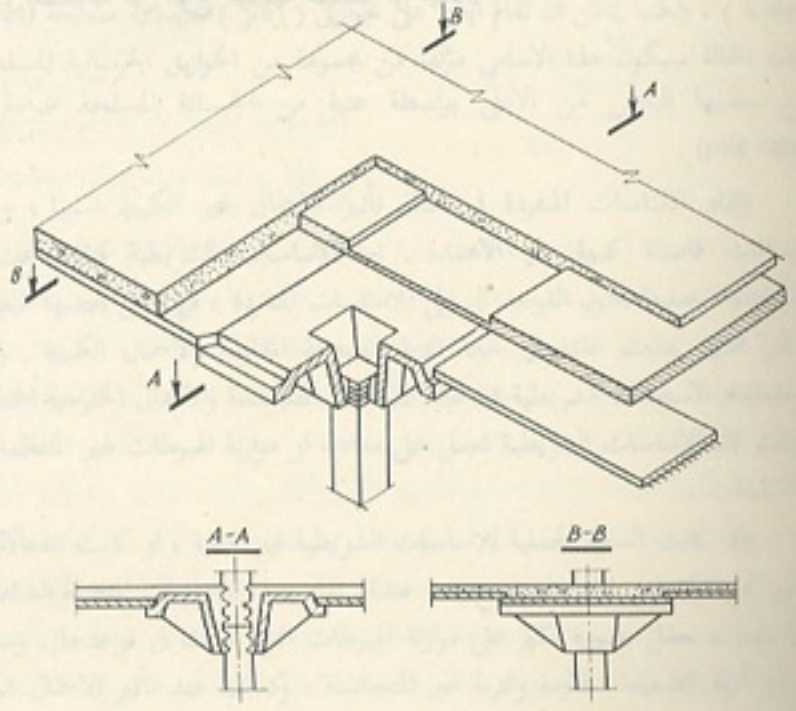
وتسلح البلاطة اللاعتبية المصبوبة فى الموقع بشبكات فولاذية ملفوفة او مستوية ملحومة . وعزوم الانحناء فى الباع تقاوم من قبل الشبكات الموضوعة فى الاسفل ، اما عزوم الانحناء عند المساند فتقاوم من قبل الشبكات الموضوعة فى الاعلى .

ان الشبكات الضيقة المستخدمة فى تسليح البلاطة اللاعتبية وهى الشبكات المحتوية على قضبان طولية فعالة فى الاماكن التى تظهر فيها قوى الشد فى اتجاهين ، ترتب فى طبقتين باتجاهين متعامدين مع بعضهما البعض (شكل ٢ – ٣٩) . وبالقرب من الاعمدة يتم فصل وتفريق الشبكات العليا ، او تستحدث فتحات فى الشبكات مع وضع قضبان فولاذية اضافية تعوض عن القضبان المقطوعة .

وان تيجان الاعمدة تسلح تبعا للاعتبارات الانشائية ، وبالدرجة الاساسية لتحمل قوى الانكماش والقوى الناجمة عن تغير درجة الحرارة (شكل ٢ – ٤٠) .

٣ – الارضيات اللاعتبية المركبة

فى هذا النوع من الارضيات اللاعتبية المركبة ، يتألف قالب الخرسانة المصبوبة من القطع السابقة الصنع – وهى الالواح الهيكلية الموجودة فوق الاعمدة وفى الابواع (شكل



شكل ٢ – ٤١ . تصميم الارضية اللاعتبية المركبة

٢ – ٤١) . ومن الطرق الممكنة للتثبيت هو التثبيت الموقت للتيجان مع الاعمدة باستخدام اطواق فولاذية قابلة للفك . ويتم الرباط التام بين العمود والتابع بعد صب الارضية بالخرسانة وتكوين الخوابير الخرسانية على سطح العمود .

وتوضع على تيجان الاعمدة البلاطات التى يتراوح ثخنها بين ٥–٦ سم فى اتجاهين متعامدين على بعضهما البعض . وتوضع فى المركز بلاطة الباع التى لها نفس الثخن ايضا وتكون مرتكزة على محيطها . وان البلاطات السابقة الصنع تكون سابقة الاجهاد ايضا ومسلحة بقضبان فولاذية عالية المقاومة .

والهيكل السابق الصنع للارضية مصبوب بطبقات من الخرسانة يتراوح ثخنها بين ٤ و ٥ سم فى البلاطة الموجودة فى الباع ، وبين ٩ و ١٠ سم فى البلاطات الموجودة فوق الاعمدة . ولغرض خلق ارضية متواصلة توضع فى اماكن تأثير عزوم انحناء المساند ، قضبان فولاذية عليا على هيئة شبكات ملحومة . وفى هذا النوع من الارضية يبلغ حجم الخرسانة المصبوبة حوالى ٥٠ ٪ من الحجم العام لخرسانة الارضية المركبة برمتها .

ان الكمية الاجمالية المستهلكة من الخرسانة والفولاذ فى الارضيات المركبة او الارضيات اللاعتبية المصبوبة ، تزيد على الكمية المناظرة لها المستخدمة فى الارضيات اللاعتبية السابقة الصنع ، المصنوعة من الواح هيكلية مضلعة او جوفاء .

الفصل الثالث

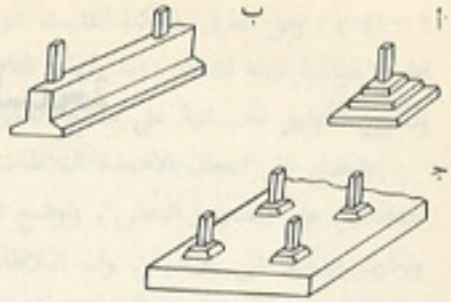
الأساسات الخرسانية المسلحة

البند الاول
معلومات عامة

ان الاساسات الخرسانية المسلحة تستخدم على نطاق واسع فى الانشاءات الهندسية والمبانى الصناعية والمدنية . وهناك ثلاثة انواع من الاساسات (شكل ٣–١) هى : الاساسات المنفردة – isolated foundations – (المقامة تحت كل عمود على انفراد) ، والاساسات الشريطية – strip foundations – (المقامة تحت صفوف من الاعمدة فى اتجاه واحد او اتجاهين ، وكذلك تحت الجدران الحاملة) ، والاساسات المتصلة الشاملة – raft foundations – (المقامة تحت الانشاء أو المبنى برمته) . وغالبا ما تقام الاساسات على قواعد ارضية طبيعية (وهى الاساسات التى سنبحثها هنا بصورة خاصة) ، ولكنها يمكن ان تقام ايضا على خوازيق (ركائز) خرسانية مسلحة (piles) ، وفى هذه الحالة سيكون هذا الاساس مؤلفا من مجموعة من الخوازيق الخرسانية المسلحة المرتبطة مع بعضها البعض من الاعلى بواسطة عتبة من الخرسانة المسلحة ضامة للخوازيق (pile cap) .

وتقام الاساسات المنفردة فى حالة تأثير الاحمال غير الكبيرة نسبيا ، وعند وجود مسافات فاصلة كبيرة بين الاعمدة . اما الاساسات الشريطية فتقام تحت صفوف الاعمدة ، عندما تكون القواعد السفلى للاساسات المنفردة ، قريبة من بعضها البعض ، وهو الامر الذى يحدث عادة فى حالة التربة الضعيفة المقاومة والاحمال الكبيرة . ومن الملائم استخدام الاساسات الشريطية فى حالة التربة غير المتجانسة والاحمال الخارجية المختلفة القيم ، وذلك لان الاساسات الشريطية تعمل على معادلة او موازنة الهبوطات غير المنتظمة فى قواعد الاساسات .

واذا كانت السعة الحملية للاساسات الشريطية غير كافية ، او كانت انفعالات القواعد التى تحتها اكثر من الحد المسموح به ، عندئذ تقام بدلها الاساسات المتصلة الشاملة . وهذه الاساسات تعمل بصورة اكبر على موازنة الهبوطات التى تحدث فى قواعدها . وتستخدم فى حالة التربة الضعيفة المقاومة والتربة غير المتجانسة ، وكذلك عند تأثير الاحمال الكبيرة القيم والاحمال غير المنتظمة التوزيع .



شكل ٣-١ . انواع الاساسات الخرسانية المسلحة :
١ – اساس منفرد ؛ ٢ – اساس شريطى ؛ ٣ – اساس متصل

وتتراوح تكاليف الاساسات بين ٤-٦٪ من التكاليف العامة للانشاء او المبنى . وبالتصميم الدقيق المثالى للاساسات ، يمكن تقليل تكاليف انشاء الاساسات بصورة ملحوظة . وبالنسبة لاساسات المبانى الضخمة ، يتم اختيار التصميم الافضل لها من مقارنة التكاليف الانشائية ، وكمية مواد البناء المستهلكة ومصاريف العمل عند مختلف انواع التصاميم المقترحة .

ومن حيث طريقة الانتاج العامة ، تكون الاساسات اما سابقة الصنع (precast) او مصبوبة فى موقع البناء (in-situ) .

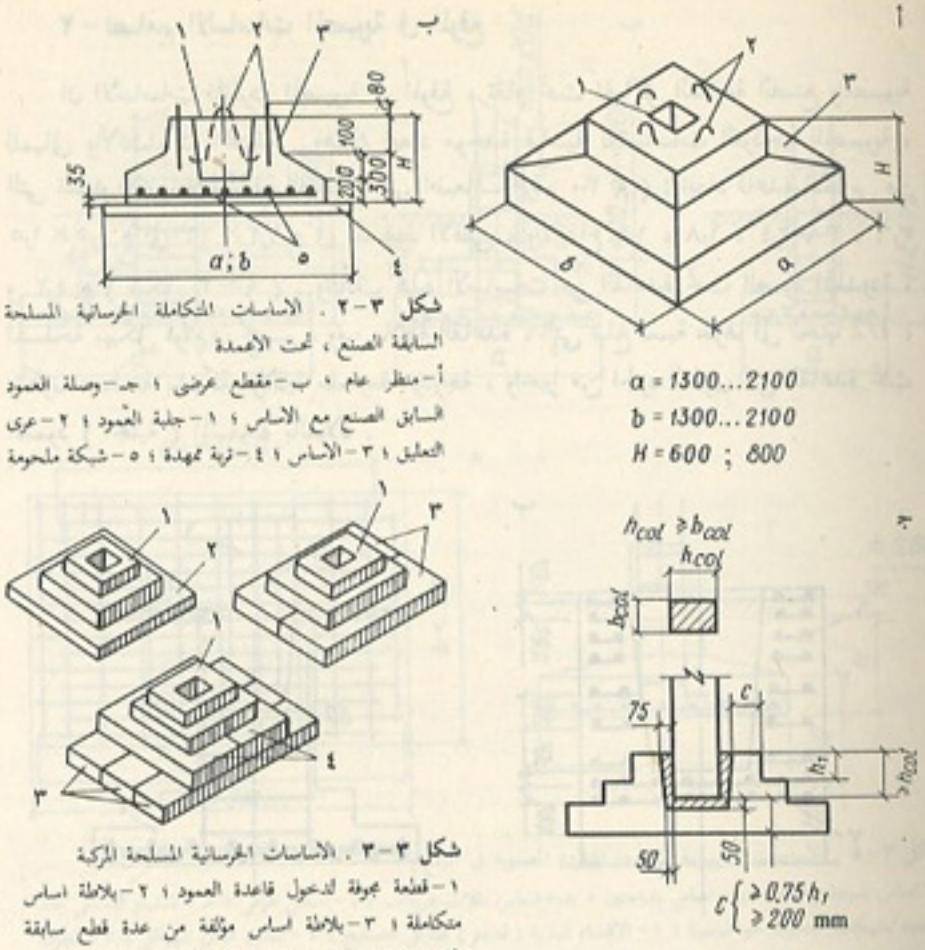
البند الثانى

الاساسات المنفردة تحت الاعمدة

١ – تصاميم الاساسات السابقة الصنع

تكون الاساسات السابقة الصنع للاعمدة ، تبعا لحجومها ، اما متكاملة الصنع ، أى مكونة من قطعة واحدة فقط ، أو مركبة من عدة قطع . وان حجوم الاساسات المتكاملة السابقة الصنع (شكل ٣-٢) تكون صغيرة نسبيا ، وتنتج من الخرسانة الثقيلة ذات الماركات التالية : ١٥٠ و ٢٠٠ و ٣٠٠ ، وتوضع على طبقة ممهدة من التربة الرملية الحصباوية يبلغ ثخنها ١٠ سم . وتحتوى هذه الاساسات على فولاذ تسليح يوضع فى قاعدة الاساس على هيئة شبكات فولاذية ملحومة . ويبلغ الثخن الاصغر للطبقة الخرسانية الواقية لفولاذ التسليح ٣٥ مم . اما اذا لم توجد هناك طبقة من التربة الممهدة تحت الاساس عندئذ يجب ان لا يقل ثخن الطبقة الواقية عن ٧٠ مم .

وتثبت الاعمدة السابقة الصنع فى جلب – sockets – (اقداح) خاصة موجودة فى الاساسات . ويتراوح عمق التثبيت فى الجلبة بين h_{col} و $1{,}5h_{col}$ (شكل ٣-٢ ، جـ) . كما يجب ان لا يقل ثخن بلاطة الجلبة عن ٢٠٠ مم . اما الخلوصات بين العمود



شكل ٣-٢ . الاساسات المتكاملة الخرسانية المسلحة السابقة الصنع ، تحت الاعمدة
أ – منظر عام ؛ ب – مقطع عرضى ؛ جـ – وصلة العمود السابق الصنع مع الاساس ؛ ١ – جلبة العمود ؛ ٢ – عرى التعليق ؛ ٣ – الاساس ؛ ٤ – تربة ممهدة ؛ ٥ – شبكة ملحومة

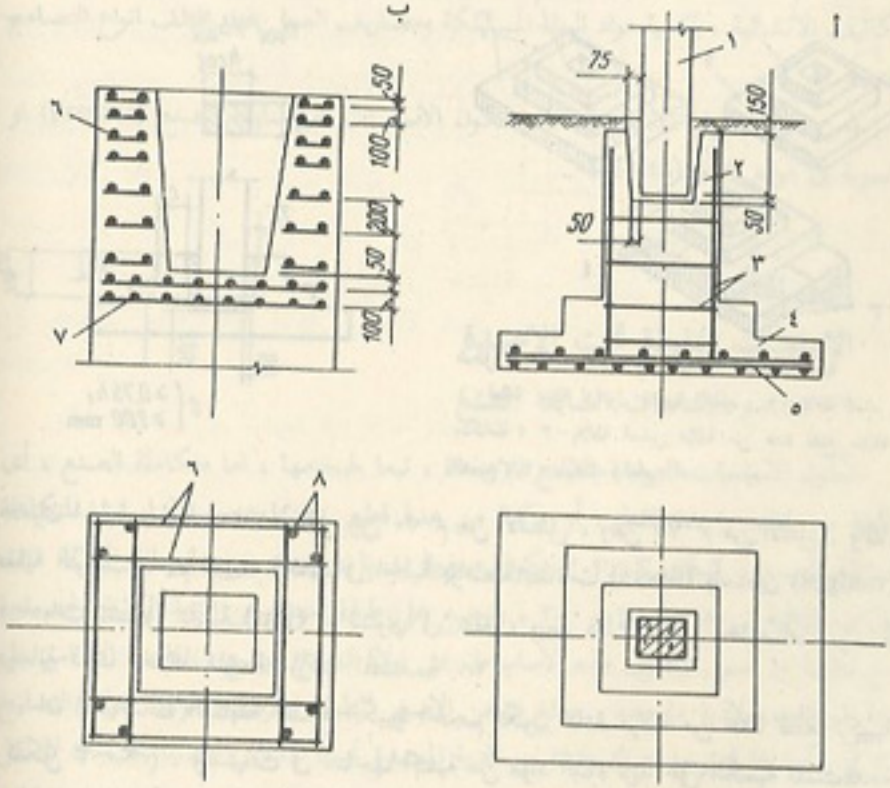
شكل ٣-٣ . الاساسات الخرسانية المسلحة المركبة
١ – قطعة مجوفة لادخول قاعدة العمود ؛ ٢ – بلاطة اساس متكاملة ؛ ٣ – بلاطة اساس مؤلفة من عدة قطع سابقة الصنع ؛ ٤ – بلوكات (قطع) تحت العمود

وجدران الجلبة ، فيجب ان لا تقل عن ٥٠ مم من الاسفل ، وعن ٧٥ مم من الاعلى . واثناء عملية التركيب ، يتم تثبيت العمود فى الجلبة بواسطة بطانات (liners) وأسافين (wedges) او ادوات تشغيل دليلية (jigs) ثم يسوى فى محله ، وبعد ذلك تغطى الخلوصات بواسطة خرسانة ذات اخلاط ناعمة ماركتها المصممة ٢٠٠ .

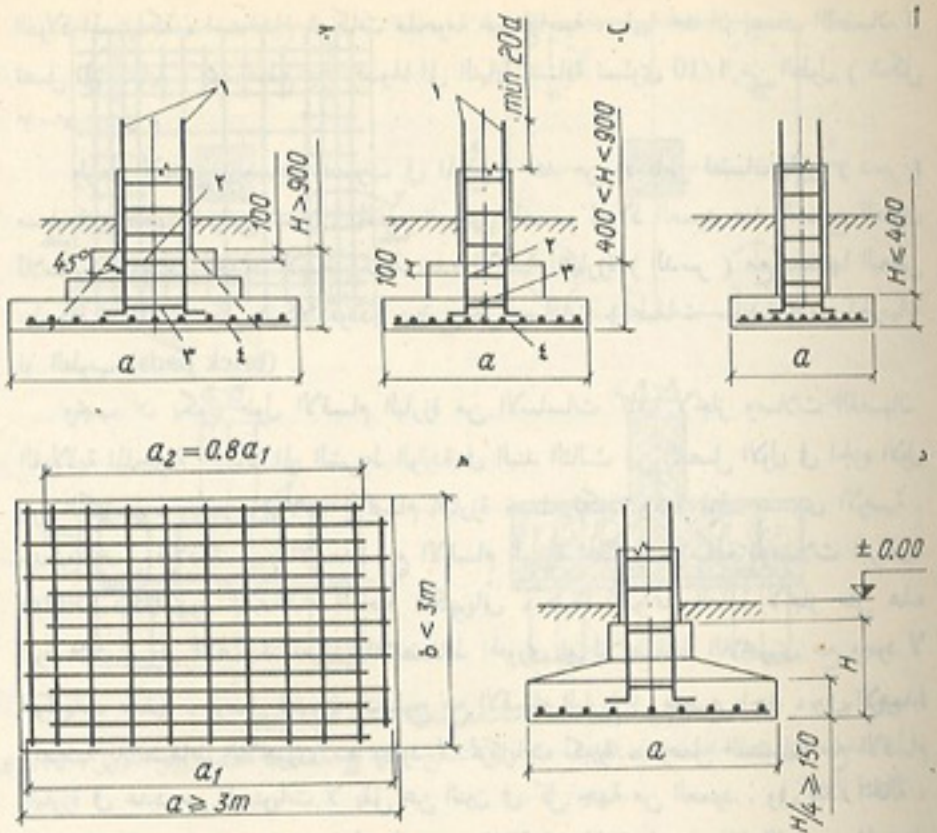
ان الاساسات السابقة الصنع الكبيرة الحجم تكون عادة مركبة من عدة قطع تركيبية (شكل ٣-٣) . وتستهلك فى انتاجها كمية من مواد البناء تزيد على الكمية المستخدمة فى الاساسات المتكاملة المساوية لها فى الحجم . وفى حالة العزوم الكبيرة وقوى الدفع الافقية الكبيرة ، يجب ان تربط القطع المتكاملة المكونة للاساسات المركبة ، ربطا جيدا مع بعضها البعض بواسطة الدسر البارزة ، والمثبتات المعدنية ولحام القطع الاندماجية المعدنية وغير ذلك .

٢ – تصاميم الاساسات المصبوبة فى الموقع

ان الاساسات المنفردة المصبوبة فى الموقع ، تقام تحت الهياكل السابقة الصنع والمصبوبة للمبانى والانشاءات المختلفة . وهناك ابعاد موحدة قياسية للاساسات النموذجية المصبوبة ، التى تسند الاعمدة السابقة الصنع (هى اضعاف الرقم ٣٠٠ مم) : ابعاد قاعدة الاساس من ١٫٥ × ١٫٥ م الى ٦٫٦ × ٧٫٢ م فى المسقط الافقى ، والارتفاع ١٫٥ ، ١٫٨ ، ٢٫٤ ، ٣ ، ٣٫٦ و ٤٫٢ م (شكل ٣ – ٤) . وتتألف هذه الاساسات من القاعدة تحت العمود الممدودة ، المسلحة بهيكل فولاذى مجسم ، ومن بلاطة القاعدة ، التى تبلغ نسبة طولها الى ثخنها 1/2 ، وتكون مسلحة بشبكة فولاذية ملحومة مزدوجة ، واخيرا من الجزء العلوى من القاعدة تحت العمود (الجلبة) المسلحة بالفولاذ .



شكل ٣ – ٤ . تصميم اساس منفرد مصبوب فى الموقع ، مرتبط مع عمود سابق الصنع :
أ – منظر عام مع مخطط التسليح ؛ ب – مخطط تسليح القطعة المجوفة لدخول قاعدة العمود ؛ ١ – عمود سابق الصنع ؛ ٢ – قطعة مجوفة لدخول العمود ؛ ٣ – هيكل تسليح القطعة المجوفة ؛ ٤ – بلاطة الاساس ؛ ٥ – شبكات تسليح بلاطة الاساس ؛ ٦ – الشبكات الملحومة لتسليح قدح احتواء العمود ؛ ٧ – شبكات التسليح الثانوى للقدح ؛ ٨ – القضبان الرأسية لهيكل القطعة المجوفة لدخول قاعدة العمود



شكل ٣ – ٥ . الاساسات الخرسانية المسلحة المنفردة المصبوبة فى الموقع :
أ – اساس بدرجة واحدة ؛ ب – اساس بدرجتين ؛ جـ – اساس بثلاث درجات ؛ د – اساس هرمى ؛ هـ – تسليح الاساس عند قاعدته بشبكات ملحومة غير قياسية ؛ ١ – الاقسام البارزة (الدسر) لهياكل التسليح ؛ ٢ – الطوق الثانى للهيكل ؛ ٣ – الطوق الاول للهيكل ؛ ٤ – شبكات ملحومة

ان اكثر انواع الاساسات المصبوبة فى الموقع المتصلة بالاعمدة المصبوبة والمستخدمة فى الانشاءات والمبانى ، مبينة فى الشكل (٣ – ٥) . وهى على نوعين من حيث الشكل الخارجى : مدرجة وهرمية ، وتكون الاساسات المدرجة اسهل من حيث القوالب المؤقتة المستخدمة فى صبها . ويؤخذ الارتفاع الاجمالى للأساس H ، بحيث لا يحتاج الى تسليح باطواق وقضبان محنية . ان الحمل ينتقل من العمود الى الاساس ، بشكل يصنع زاوية قدرها ٤٥° مع الخط الرأسى النازل . ويسترشد بهذه القاعدة دائما عند تحديد ابعاد الدرجات العليا للاساس (شكل ٣ – ٥ ، جـ) .

والاساسات المصبوبة تسلح مثل الاساسات السابقة الصنع أيضا ، بشبكات فولاذية ملحومة فى قاعدتها فقط . وعندما تزيد ابعاد القاعدة على ٣ م يمكن لاجل الاقتصاد فى كمية

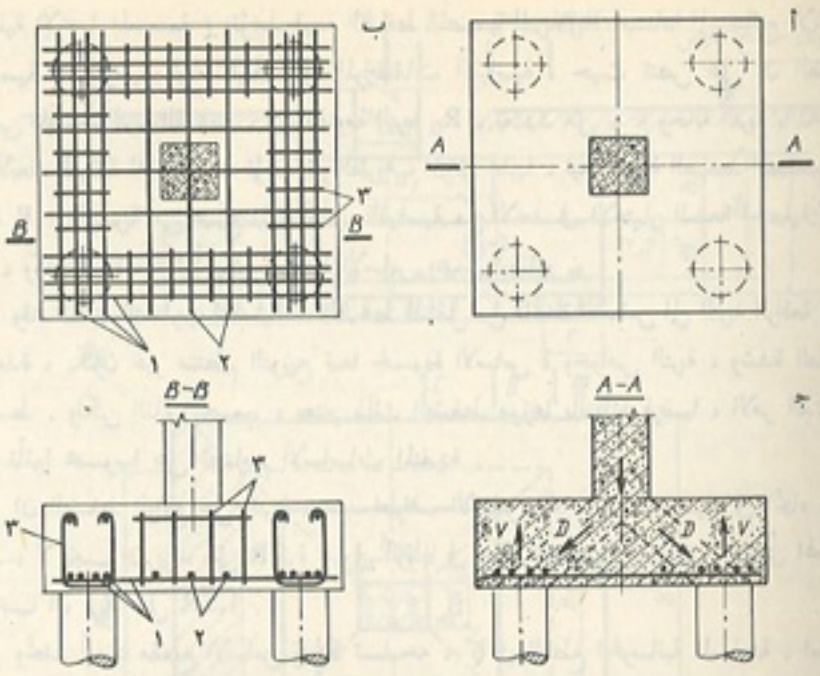
الفولاذ المستهلكة ، استخدام شبكات ملحومة غير قياسية ، وفيها نجد ان نصف القضبان لا تصل الى النهاية ، اى تقطع قبل وصولها الى النهاية بمسافة تساوى 1/10 من الطول (شكل ٣ – ٥ ، هـ) .

ولربط الاساس بالعمود المصبوب فى الموقع ، تمتد من الاساس قضبان بارزة (دسر) مساحة مقطعها العرضى تساوى المقطع العرضى المصمم لفولاذ العمود عند السطح العلوى للاساس . وضمن حدود الاساس تربط هذه الاقسام البارزة (الدسر) مع بعضها البعض بواسطة اطواق لتشكل هيكلا فولاذيا يوضع على وسادات (طبقات ساندة) من الخرسانة او الطوب (brick pads) .

ويجب ان يكون طول الاقسام البارزة من الاساسات كافيا لانجاز وصلات القضبان الفولاذية الملحومة استنادا الى الشروط الواردة فى البند الثالث من الفصل الاول فى الجزء الاول من الكتاب . وتنجز وصلات الاقسام البارزة بحيث تكون واقعة فوق مستوى الارضية . ويمكن وصل فولاذ تسليح الاعمدة مع الاقسام البارزة المذكورة بواسطة الوصلات التراكبية (lap joints) دون استخدام اللحام الكهربائى ، طبقا للقواعد العامة لانجاز مثل هذه الوصلات . وفى الاعمدة المعرضة للانضغاط المحورى او للانضغاط اللامحورى مع وجود لا تمركزيات صغيرة ، توصل قضبان التسليح مع الاقسام البارزة فى موضع واحد ، وفى الاعمدة المعرضة للانضغاط اللامحورى مع وجود لا تمركزيات كبيرة ، توصل القضبان مع الاقسام البارزة فى عدد من المستويات لا يقل عن اثنين فى كل جهة من العمود . وفى هذه الحالة ، اذا وجد فى جهة واحدة من مقطع العمود ، ثلاثة قضبان تسليح ، فان القضيب المتوسط يجب ان يوصل قبل غيره .

وافضل طريقة لوصل قضبان تسليح العمود مع القضبان البارزة من الاساس ، هى اللحام الكهربائى القوسى . ويجب ان يكون تصميم الوصلة الملحومة سهلا ومناسبا للتركيب واللحام . واذا كان المقطع برمته مسلحا باربعة قضبان فولاذية فقط ، عندئذ تنجز الوصلات باللحام الكهربائى فقط .

وفى الاساسات القائمة على الخوازيق (الركائز) توجد عتبة ضامة فى رؤوس الخوازيق تقوم بنقل الاحمال من المساند الى الخوازيق . وهذه العتبة التى تصل بين رؤوس الخوازيق (pile cap) هى عبارة عن بلاطة جاسئة (شكل ٣ – ٦) تنتقل فيها قوة الضغط D من المسند الى كافة الاتجاهات فى المسقط الافقى . وفى الاتجاهات الخارجة من مركز المسند الى الخوازيق ، تنتقل هذه القوى مباشرة الى الخوازيق ، اما فى الباع الواقع بين الخوازيق (شكل ٣ – ٦ ، ب) فيجب ان تتعادل هذه القوى مع القوى V ، التى يجب ان تؤثر على منطقة انضغاط العتبة الضامة لرؤوس الخوازيق وبالتالى تنتقل الى الخوازيق بالذات . وتصمم العتبة



شكل ٣ – ٦ . عتبة ضامة لرؤوس الخوازيق لاحد الاساسات المفردة القائمة على الخوازيق:
أ – المسقط الافقى ؛ ب – مخطط القوى الداخلية ؛ ١ ، ٢ – فولاذ تسليح المنطقة الوسطية للعتبة الضامة لرؤوس الخوازيق ؛ ٣ – اطواق الاحزمة الحيطية

الضامة لرؤوس الخوازيق استنادا الى هذا النظام التحميلى : ان قضبان التسليح الجانبية تتحمل قوة الدفع الناجمة عن القوى D ، والاطواق المحيطة بها تتحمل القوى V وهى مثبتة فى منطقة انضغاط العتبة الضامة لرؤوس الخوازيق ، اما فولاذ الشد الواقع فى المنطقة المتعادلة ، فى اسفل العتبة الضامة ، فيقاوم قوى الشد الناشئة بين الخوازيق بالذات (شكل ٣ – ٦ ، جـ) .

٣ – حساب وتصميم الاساسات

ان ابعاد قواعد الاساسات (حجومها) تحدد بصورة عامة استنادا الى شروط المواصفات القياسية للبناء ، لتناسب السعة الحملية للتربة وانفعالاتها ، وهذه الشروط مشروحة بالتفصيل فى كتب القواعد والاساسات . والتحديد الاولى لابعاد قواعد الاساسات فى الاتحاد السوفييتى ، للمبانى والانشاءات من الصنفين I و II وكذلك تحديدها النهائى بالنسبة للمبانى والانشاءات من الصنفين III و IV ، فى حالة القواعد الارضية التى لا تزداد انضغاطيتها بزيادة عمقها ، يتم استنادا الى الشرط الذى ينص على ان لا يزيد معدل الضغط المؤثر على التربة تحت قاعدة الاساس ، على قيمة الضغط الاسمى المصمم للتربة R_0 (السعة

الحملية الاسمية المسممة) وتؤخذ قيمة الضغط المصمم للتربة R_0 استنادا الى نتائج الابحاث الهندسية الجيولوجية لموقع البناء والى المواصفات القياسية ، حيث تنص على ان الضغط الاسمي المصمم لتربة القاعدة ، اى مقاومة التربة R_0 ، تعتمد على نوع وحالة التربة بالذات . ان الابعاد النهائية للاساسات تؤخذ فى الظروف المتفق عليها ، تبعا لقيمة الضغط المصمم على التربة R ، المحسوبة من صيغ المواصفات القياسية مع الاخذ فى الاعتبار السعة الحملية للتربة R_0 ، وكذلك الابعاد المأخوذة لقاعدة الاساس وعمق ارسائه .

وقد أثبتت التجارب العملية ان الضغط المنتقل من قاعدة الاساس الى التربة الواقعة تحت القاعدة ، يكون غير منتظم التوزيع تبعا لجسوءة الاساس ، وخواص التربة ، وشدة الضغط المتوسط . ولكن اثناء التصميم ، يعتبر ذلك الضغط موزعا بانتظام فرضيا ، الامر الذى لا يؤثر تأثيرا محسوسا على تصاميم الاساسات المنفردة .

ان الضغط الواقع على التربة ، عند اطراف الاساس اللامحورى التحميل فى اتجاه واحد فقط ، لا يجب ان يزيد على 1,2R ، وفى الزوايا فى حالة التحميل اللامركزى الثنائى المحور ، لا يجب ان يزيد على 1,5R .

وتحدد أبعاد مقطع الاساس وفولاذ تسليحه ، كما فى القطع الخرسانية المسلحة ، استنادا الى مقاومتها للاحمال المصممة ، اى احمال الخدمة .

الاساسات المحورية التحميل . ان المساحة الضرورية لقاعدة الاساس المحورى التحميل (شكل ٣ – ٧) تستخرج بصورة اولية من المعادلة التالية :

$$F_f = ab = N/(R_0 - \gamma_{av}H_1) \qquad (III - 1)$$

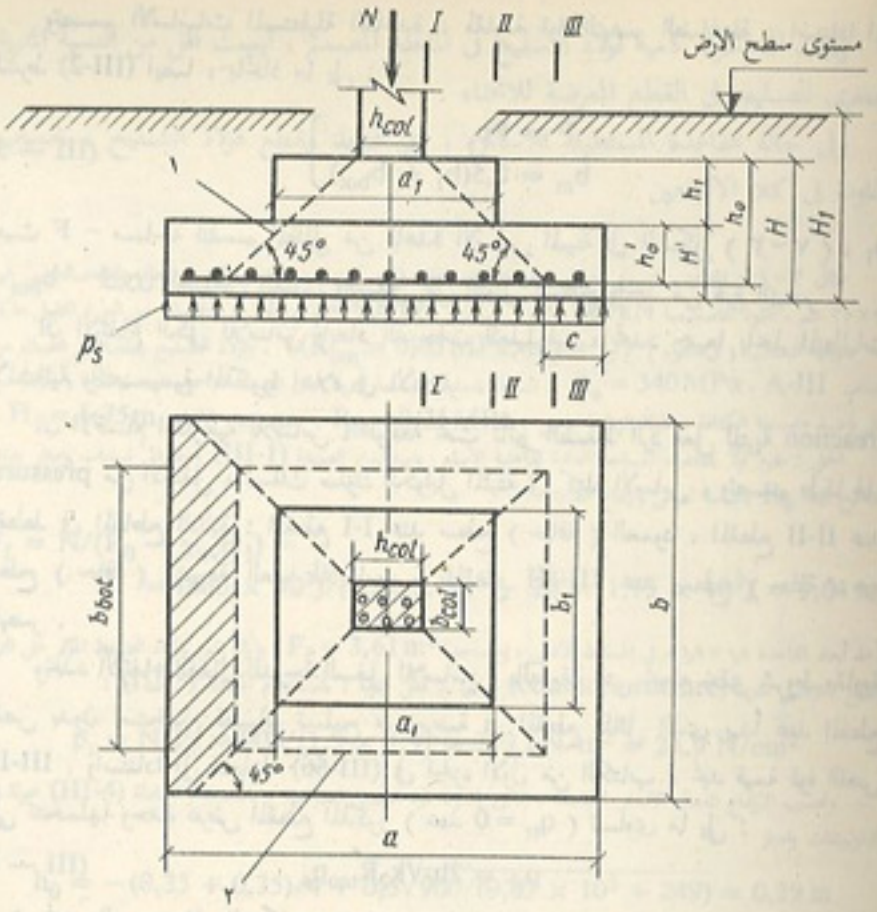
حيث N – القوة المصممة (عند عامل التحميل n = 1) المؤثرة على الاساس ، H_1 – عمق ارساء الاساس ، $\gamma_{av} \approx 20 kN/m^3$ – الحمل المتوسط الناجم عن وحدة حجم الاساس والتربة ، المؤثر على درجات قاعدة الاساس .

وعند عدم وجود اية شروط اخرى ، تصمم الاساسات المحورية التحميل على هيئة مربعات فى المسقط الافقى ، او باشكال تشبه المربعات .

ان الارتفاع الاصغر للاساس ذى القاعدة المربعة الشكل ، يحدد من شرط مقاومته للتهصر على فرض ان هذا التهصر قد يحدث فى قمة سطح الهرم ، الذى تبدأ سطوحه الجانبية من اسفل العمود وتصنع زاوية قدرها ٤٥° مع قاعدة الاساس ويعبر عن هذا الشرط بواسطة المعادلة التالية (للخرسانة الثقيلة) :

$$P \leqslant R_{ten}h_0b_m \qquad (III - 2)$$

حيث R_{ten} – مقاومة الشد التصميمية للخرسانة ، $b_m = 2(h_{col} + b_{col} + 2h_0)$ الوسط الحسابى بين محيطى القاعدتين العليا والسفلى لهرم التهصر ضمن حدود الارتفاع الفعال للاساس h_0 .



شكل ٣ – ٧ . الرسوم التخطيطية لتصميم الأساس المحورى التحميل:
١ – هرم التهصر ، ٢ – قاعدة هرم التهصر

ان قوة التهصر التصميمية الضاغطة (punching force) تؤخذ مساوية للقوة التصميمية الطولية N (عند n>1) المؤثرة فى العمود عند السطح العلوى للاساس ، مع طرح ضغط التربة عند قاعدة هرم التهصر :

$$P = N - F_bp_s \qquad (III - 3)$$

حيث $F_b = (h_{col} + 2h_0)(b_{col} + 2h_0)$ ، $p_s = N/F_f$.

وفى الصيغة (III-3) لا تؤخذ فى الاعتبار كتلة الاساس والتربة الموجودة فوقه ، وذلك لانها لا تشارك فى مقاومة الاساس للتهصر . ويمكن حساب الارتفاع الفعال للاساس بواسطة الصيغة التقريبية التالية ، المستنتجة من الصيغتين (III-2) و (III-3) :

$$h_0 = -(h_{col} + b_{col})/4 + 0,5\sqrt{N/(R_{ten} + p_s)} \qquad (III - 4)$$

وتصمم الاساسات المستطيلة القاعدة ، لمقاومة قوة التهصر الضاغطة ، استنادا الى الشرط (III-2) ايضا ، باتخاذ ما يلى :

$$\left.\begin{aligned} P &= Fp_s \\ b_m &= 0{,}5(b_1 + b_{bot}) \end{aligned}\right\} \qquad (III - 5)$$

حيث F – مساحة القسم المظلل من قاعدة الاساس المبينة فى الشكل (٣–٧) ، b_1 و b_{bot} – تمثلان الضلعين العلوى والسفلى على التوالى لسطح واحد من هرم التهصر .

ان الارتفاع الكلى للاساس وابعاد الدرجات العليا فيه ، تحدد جميعا باخذ المتطلبات الانشائية والتصميمية المذكورة اعلاه فى الاعتبار .

ان الاقسام الخارجية للاساس ، الواقعة تحت تأثير الضغط الرد فعلى للتربة (reaction pressure) من الاسفل ، تسلك سلوك الكوابل المثبتة فى كتلة الاساس ، وتصمم طبقا لهذا المخطط فى المقاطع التالية : المقطع I-I عند سطح (حافة) العمود ، المقطع II-II عند سطح (حافة) الدرجة العليا للاساس ، والمقطع III-III عند سطح (حافة) هرم التهصر .

ويحدد الارتفاع الفعال للدرجة السفلى للاساس ، بالطريقة التى تجعله يحقق شروط مقاومة القص بدون استخدام قضبان تسليح مستعرضة فى المقطع المائل الذى يبدأ عند المقطع III-III . واستنادا الى المعادلة (III-66) فى الجزء الاول من الكتاب ، نجد قيمة قوة القص التى تتحملها وحدة عرض المقطع المذكور (عند $q_{tr} = 0$) تساوى ما يلى :

$$p_s c = 2h_0\sqrt{k_2 R_{ten} p_s} \qquad (III - 6)$$

حيث نجد بالرجوع الى الشكل (٣–٧) ما يلى :

$$c = 0{,}5(a - h_{col} - 2h_0)$$

وبالاضافة الى ذلك ، يجب مراجعة الارتفاع الفعال للدرجة السفلى ، بالنسبة لمقاومة التهصر استنادا للشرط (III-2) .

ان فولاذ تسليح قاعدة الاساس يحدد بواسطة حساب مقاومة المقطعين العموديين I-I و II-II . وقيم عزوم الانحناء التصميمية فى هذين المقطعين ، هى :

$$\left.\begin{aligned} M_I &= 0{,}125p_s(a - h_{col})^2 b \\ M_{II} &= 0{,}125p_s(a - a_1)^2 b \end{aligned}\right\} \qquad (III - 7)$$

ويمكن حساب وتصميم مقطع فولاذ التسليح الفعال على امتداد عرض الاساس برمته ، من الصيغتين التاليتين :

$$F_{sI} = M_I/0{,}9h_0 R_s; \quad F_{sII} = M_{II}/0{,}9h_0' R_s \qquad (III - 8)$$

ويجب ان تكون كمية فولاذ التسليح فى المقطع المصمم ، ليست اقل من النسبة المئوية الصغرى للتسليح فى القطع المعرضة للانحناء .

وفى حالة القاعدة المستطيلة للاساس ، يتم تحديد مقطع فولاذ التسليح ، بحساب المقاومة فى كلا الاتجاهين .

مثال ٣–١ : المطلوب تصميم اساس منفرد محورى التحميل ، تحت عمود سابق الصنع ابعاد مقطعه العرضى هى ٣٥×٣٥ سم ، القوة التصميمية $N_{n=1} = 800\,kN$ و $N_{n>1} = 900\,kN$ ، والخرسانة من النوع الثقيل ماركة ١٥٠ طبيعية التصلب (فى الهواء) $((R_{ten} = 0{,}63\,MPa,\ m_c = 1))$ ، وفولاذ التسليح يتألف من قضبان من الصنف A-III ، $R_s = 340\,MPa$ ، السعة الحملية المصممة للتربة ، اى الضغط الاسمى المصمم للتربة (المؤلفة من رمال ناعمة متوسطة الكثافة ، قليلة الرطوبة) هى : $R_0 = 0{,}25\,MPa$ ، عمق ارساء الاساس $H_1 = 1{,}75\,m$.

الحل : نقوم اولا بتحديد المساحة العامة لقاعدة الاساس باستخدام الصيغة (III-1) محولة الى نيوتنات وامتار بدون تصحيح قيمة R_0 بالنسبة لعرض وارتفاع القاعدة :

$$F_f = N/(R_0 - \gamma_{av}H_1) = \\ = (800 \times 10^3)/(0{,}25 \times 10^6 - 20 \times 1{,}75 \times 10^3) = 3{,}64\ m^2$$

نأخذ أبعاد القاعدة ١٫٩ × ١٫٩ م فى المسقط الافقى ، ومساحتها $F_f = 3{,}61\,m^2$. والآن نقوم بايجاد الضغط المؤثر على التربة والدفع التلاعسى للتربة (contact pressure) ، اى رد فعل التربة ، باستخدام المعادلة (III-3) :

$$p_s = N/F_f = 900/(1{,}9 \times 1{,}9) = 249\ kN/m^2 = 24{,}9\ N/cm^2$$

ولحساب الارتفاع الفعال الاصغر للقاعدة ، اللازم لمقاومة قوة التهصر الضاغطة ، باستخدام المعادلة (III-4) محولة الى كيلونيوتنات وامتار :

$$h_0 = -(0{,}35 + 0{,}35)/4 + 0{,}5\sqrt{900/(0{,}63 \times 10^3 + 249)} = 0{,}39\ m$$

حيث ينتج من ذلك ان

$$H_{min} = h_0 + a_c = 39 + 4 = 43\ m$$

والارتفاع الاصغر اللازم لقاعدة الاساس بالنسبة للاعتبارات الانشائية التصميمية (راجع الشكل ٣–٢ ، جـ) يساوى ما يلى :

$$H_{min} = h_{col} + 25\ m = 35 + 25 = 60\ cm$$

نأخذ اذن $H = 60\,cm$ حيث $(h_0 = 56\,cm)$ ، وتصمم الاساس بالطريقة المبينة فى الشكل (٣–٨) .

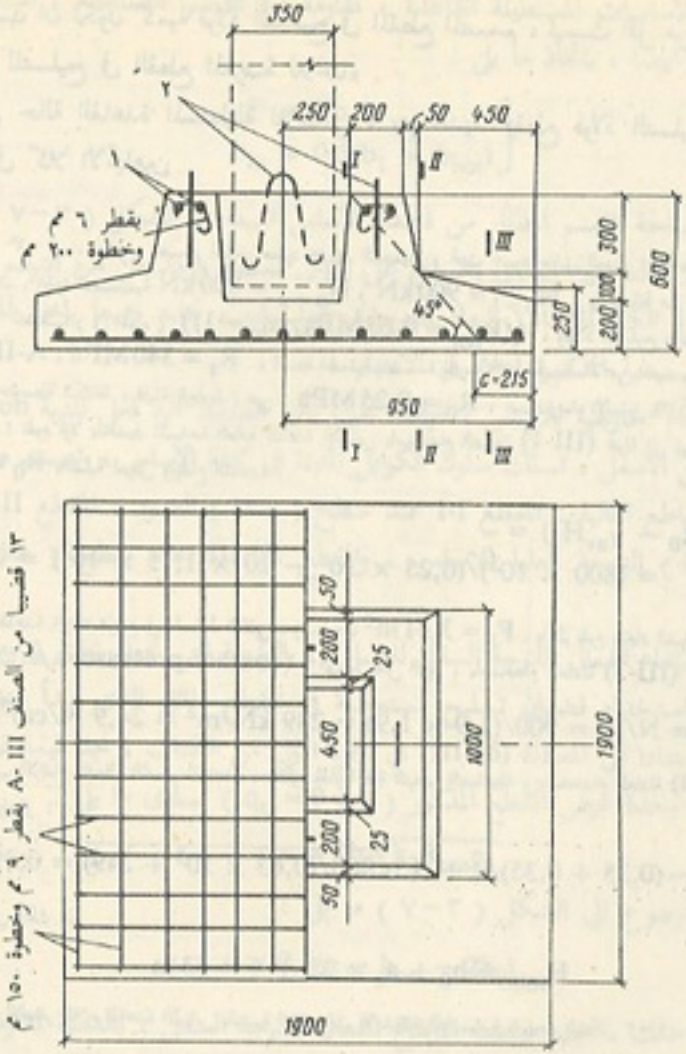
نراجع مقاومة الدرجة السفلى من قاعدة الاساس ، التى يبلغ ارتفاعها فى المقطع المصمم $h_0' = 30 - 4 = 26\,cm$.

أ) لقد تحققت صحة الشرط (III-6) – (لقد اهملنا الحسابات التفصيلية هنا) . وهكذا سوف لا نحتاج الى اية قضبان تسليح مستعرضة هنا .

ب) ينتج من المعادلة (III-3) ما يلى :

$$F_b = (h_{col} + 2h_0)^2 = (0{,}35 + 2 \times 0{,}56)^2 = 2{,}16\ m^2$$

$$P = N - F_b p_s = 900 - 2{,}16 \times 249 = 362\ kN$$



شكل ٣ – ٨ . الرسوم التخطيطية التابعة للمثال (٣ – ١)

واستنادا الى الشرط (III-2) نحصل على ما يلى :

$$P = 362\,000\ N < R_{ten}h_0'b_m = 0,63 \times 26 \times 504(100) = 825\,000\ N$$

حيث $b_m = 4(a_1 + h_0') = 4(100 + 26) = 504\,cm$ ويتضح من هنا ان الشرط (III-2) قد تحقق تماما .

والان نقوم بتحديد عزوم الانحناء فى المقطعين I-I و II-II باستخدام المعادلة (III-7) ، محولة الى نهايات ومستمرات :

$$M_I = 0,125p_s(a - h_{col})^2b =$$
$$= 0,125 \times 24,9(190 - 35)^2190 = 142 \times 10^5N \times cm;$$

$$M_{II} = 0,125p_s(a - a_1)^2b =$$
$$= 0,125 \times 24,9(190 - 100)^2190 = 48 \times 10^5N \times cm$$

وباستخدام المعادلة (III-8) نستخرج مساحة المقطع العرضى للفولاذ :

$$F_{sI} = M_I/0,9h_0R_s = [142 \times 10^5(0,01)]/(0,9 \times 56 \times 340) = 8,29\ cm^2$$
$$F_{sII} = M_{II}/0,9h_0'R_s = [48 \times 10^5(0,01)]/(0,9 \times 26 \times 340) = 6,05\ cm^2$$

نستخدم هنا شبكة تسليح فولاذية غير قياسية مؤلفة من ١٣ قضيب من الصنف A-III قطر كل منها يساوى ٩ مم والمسافة الفاصلة بينها تساوى ١٥ سم فى كل اتجاه ($F_s = 8,27\,cm^2$) . وان النسبة المئوية للتسليح فى المقطعين المصممين تساوى ما يلى على التوالى :

$$\mu_I = (F_s \times 100)/b_1h_0 = (8,27 \times 100)/(100 \times 56) = 0,15\%$$
$$\mu_{II} = (F_s \times 100)/bh_0' = (8,27 \times 100)/(190 \times 26) = 0,17\%$$

وهذه النسبة اكبر من النسبة الصغرى 0,1 % المسموح بها طبقا للمواصفات القياسية الخاصة .

واذا بينت الحسابات المذكورة اعلاه ان الابعاد الاولية المأخوذة لقاعدة الاساس ، تعتبر غير كافية ، عندئذ يجب تصحيح ومراجعة تصميم القاعدة من جديد .

الاساسات اللامحورية (اللامركزية) التحميل . من الافضل ان تكون قاعدة هذه الاساسات مستطيلة الشكل ، ممتدة فى مستوى تأثير العزم . وتحدد الضغوط الطرفية الاولية تحت قاعدة الاساس (شكل ٣ – ٩) فى حالة التحميل اللامركزى الاحادى المحور (uniaxial eccentrical loading) ، باعتبار انتشار الضغط فى التربة ، انتشارا خطيا فى اتجاه تأثير العزم ، وذلك بواسطة الصيغ التالية :

$$p_{1,2} = (N_f/ab)(1 \pm 6e/a) \qquad (III - 9)$$

عند قيمة $e = M_f/N_f \leqslant a/6$

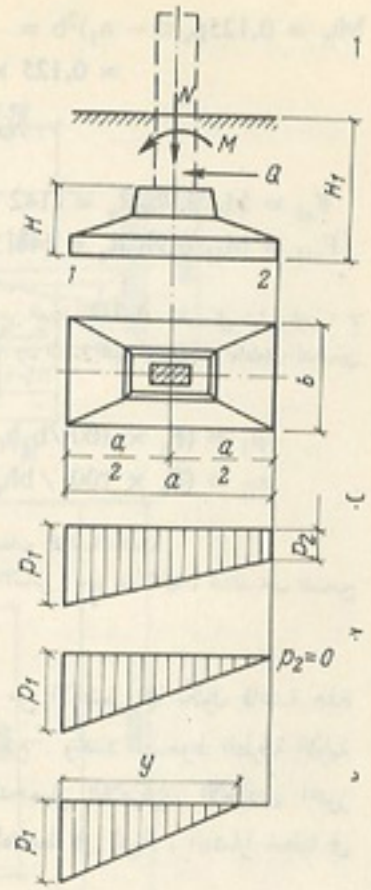
$$p_1 = 2N_f/by = 2N_f/3b(0,5a - e) \qquad (III - 10)$$

عند قيمة $e = M_f/N_f > a/6$

وتساوى قيم N_f و M_f فى هذه الصيغ ، كما يلى :

$$\left.\begin{aligned} N_f &= N + \gamma_{av}H_1F_f \\ M_f &= M + QH \end{aligned}\right\} \qquad (III - 11)$$

حيث N, M, Q – تمثل من اليسار الى اليمين على التوالى القوة العمودية المصممة ، وعزم الانحناء وقوة القص (عند n = 1) ، المؤثرة فى العمود فى مستوى سطح الاساس ، M_f و N_f – تمثلان من اليسار الى اليمين على التوالى القوة العمودية وعزم الانحناء فى مستوى قاعدة الاساس .



شكل ٣ – ٩ . الرسوم التخطيطية لحساب وتصميم الاساس اللامحورى التحميل

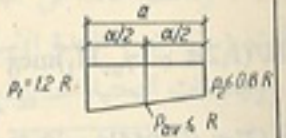
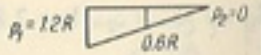
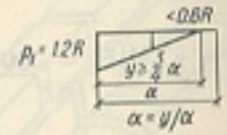
واستنادا الى المواصفات القياسية ، يجب ان لا تزيد قيم الضغوط الطرفية المؤثرة على التربة ، على المقدار 1,2R ، اما معدل الضغط ، فيجب ان يساوى ما يلى :

$$p_{av} = N/F_f \leqslant R$$

ان درجة عدم انتظام الضغوط الطرفية (edge pressures) تعتمد على طبيعة الانشاءات المستندة على الاساس . وفى المبانى الوحيدة الطابق ، المزودة بمرافيع تزيد حمولتها على ٧٥ طنا ، وفى الجسور القنطرية المكشوفة (open trestles) تؤخذ القيمة التالية المستندة الى التجربة العملية للتصميم $p_2 \geqslant 0,25p_1$ (شكل ٣ – ٩، بـ) ، وفى المبانى التى تحتوى على مرافيع تقل حمولتها عن ٧٥ طنا ، يكون الرسم البيانى للضغوط مشابها للرسم البيانى المأخوذ فى الشكل (٣ – ٩ ، جـ) ، وفى المبانى الخالية من المرافيع ، يمكن عند حساب مقاومة الانشاء للمجموعات المؤتلفة من الاحمال الاضافية ، ان يستخدم الرسم البيانى الموضح فى الشكل

جدول ٣ – ١

الصيغ الحسابية الخاصة بتحديد ابعاد قاعدة الاساسات
المستطيلة المفردة ، اللامحورية (اللامركزية) التحميل فى اتجاه واحد

رقم الرسم البيانى	الرسم البيانى للاجهادات تحت قاعدة الاساس	الصيغ الحسابية لتحديد ابعاد القاعدة
١		$a = e_0(2 + \sqrt{1,055K - 2,5})$ $K = N/(1,2R - \gamma_{av}H_1)me_0^2$ $b = ma, \quad m < 1$
٢		$a = 6e_0(1 - \gamma_{av}H_1/0,6R)$ $b = N/a(0,6R - \gamma_{av}H_1)$
٣		$a = 5e_0(0,6R\alpha - \gamma_{av}H_1)R\alpha(1,5 - \alpha)$ $b = N/a(0,6R\alpha - \gamma_{av}H_1)$

وفى الجدول اعلاه نجد ان : m – النسبة المعلومة بين اضلاع القاعدة ، $\gamma_{av} = 20kN/m^3$ ثقل الحمل المتوسط لما لوحدة الحجم للاساس والتربة المهالة فوق سطوح قاعدته المدرجة ، H_1 – عمق ارساء الاساس ، e_0 – لا تمركزية القوة عند مستوى قاعدة الأساس (بدون حساب كتلة الأساس والتربة المهالة فوق القاعدة) ، ولقد عبر عن كافة الكميات الواردة فى المعادلات بوحدة (طن قوة) و (متر) .

٣ – ٩ ، د أيضا ، على ان يستثنى من التحميل قسم لا يزيد على ربع (1/4) قاعدة الاساس ($y \geqslant 3/4a$) .

وعند اختيار ابعاد قاعدة الاساسات باخذ الشروط السابقة الذكر فى الاعتبار ، يمكن استخدام الصيغ الحسابية المدرجة فى الجدول ٣ – ١ .

ويتم حساب وتصميم الاساس اللامحورى التحميل ، بنفس طرق حساب وتصميم الاساس المحورى التحميل ايضا . وفى حالة استخدام طرق الحساب هذه ، يحدد الضغط المؤثر على التربة نتيجة للقوى المصممة ، دون اخذ كتلة الاساس والتربة المهالة على قاعدته فى الاعتبار ، أى بحذف الحد الثانى فى المعادلة الاولى من المعادلتين رقم (III-11) .

ويمكن حساب عزوم الانحناء المؤثرة فى الاقسام الكابولية للاساس ، وذلك باستبدال الرسم البيانى شبه المنحرف للضغوط ، بمستطيلات صغيرة مساوية له فى المساحة .

مثال ٣ – ٢ : لدينا قاعدة لاساس لا محورى التحميل ، مع المعطيات التالية : $N_{n=1} = 2000\,kN$ (اى ٢٠٠ طن قوة) ، $e_0 = 0,15\,m$ ، $Q = 0$ ، السعة الحملية الاحية (الضغط التصميمى) للتربة المؤلفة من رمال ناعمة متوسطة الكثافة وقليلة الرطوبة ، تساوى $R_0 = 0,25\,MPa\,(25\,tf/m^2)$ ، $H_1 = 2\,m$ ، $p_2 \geqslant 0,25\,p_1$. المطلوب تحديد الابعاد الاولية (التجريبية) لقاعدة الاساس .

الحل : نفرض ان $\gamma_{av} = 20kN/m^3(2tf/m^3)$.

وشروط المسألة مناظرة للرسم البيانى رقم ١ فى الجدول (٣ – ١) .

والآن نأخذ $m = 0,8$ ، وبعد ذلك نأخذ القيم التالية . [استنادا الى كون المعادلات المدرجة فى الجدول (٣ – ١) تقاس نتائجها بوحدة طن قوة ومتر ، اى t_f و m] :

$$k = N/(1,2R - \gamma_{av}H_1)me_0^2 = $$
$$= 200/[(1,2 \times 25 - 2 \times 2)0,8 \times 0,15^2] = 426$$
$$a = e_0(2 + \sqrt{1,055k - 2,5}) = 0,15(2 + \sqrt{1,055 \times 426 - 2,5}) = 3,48\,m$$
$$b = ma = 0,8 \times 3,48 = 2,79\,m$$

نأخذ الابعاد الاولية لقاعدة الاساس كما يلى : $a = 3,5\,m$ و $b = 2,8\,m$ بدون تصحيح قيمة R_0 بالنسبة لعرض وعمق القاعدة المذكورة .

والآن نقوم بالمراجعة الحسابية لمعرفة مدى واقعية الابعاد المأخوذة لقاعدة الاساس . ان القوة المصممة عند مستوى قاعدة الاساس ، تساوى ما يلى استنادا الى المعادلة (III-11) :

$$N_f = N + \gamma_{av}H_1F_f = 200 + 2 \times 2 \times 3,5 \times 2,8 = 239\,tf\ (2390\,kN)$$

واللامركزية عند ذلك المستوى تساوى ما يلى :

$$e = Ne_0/N_f = (200 \times 0,15)/239 = 0,126 < a/6 = 350/6 = 0,583\,m$$

وعند تحويل نتائج المعادلة (III-9) الى نيوتنات وسنتمترات ، نحصل على قيمة الضغوط الطرفية عند مستوى قاعدة الاساس ، الناجمة عن تأثير الحمل عليها

$$p_1 = N_f(1 + 6e/a)/ab = 2390000(1 + 6 \times 126/350)/(350 \times 280)$$
$$= 29,7\,N/cm^2$$

وهذا المقدار اصغر من القيمة

$$1,2R_0 = 1,2 \times 0,25 = 0,3\,MPa$$

$$p_2 = N_f(1 - 6e/a)/ab = 2390000(1 + 6 \times 125/350)/(350 \times 280) =$$
$$= 19,1\,N/cm^2$$

وهذا المقدار اكبر من القيمة

$$0,25R_0 = 0,25 \times 0,255 = 0,062\,MPa$$

والآن نقوم بحساب قيمة الضغط المتوسط :

$$p_{av} = N_f/ab = 2390000/350 \times 280 = 24,4\,N/cm^2$$

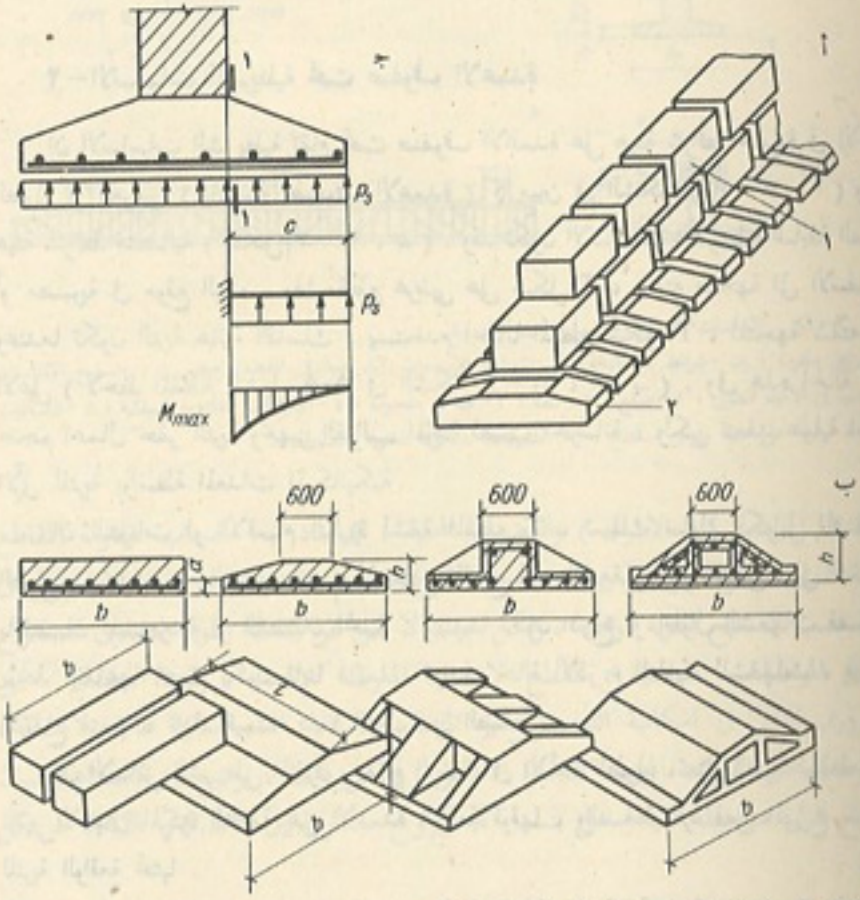
وهذا المقدار اصغر من القيمة $R_0 = 0,25\,MPa$ وهكذا نرى ان الابعاد الاولية المأخوذة لقاعدة الاساس تحقق الشروط الموضوعة . وسوف نستخدم هذه الابعاد فيما بعد فى حساب وتصميم الاساس وكذلك تصميم قاعدة الاساس حسب المواصفات القياسية الخاصة بذلك ، وعند الضرورة يمكن تصحيح تلك الابعاد الاولية المأخوذة هنا .

البند الثالث

الأساسات الشريطية

١ – الاساسات الشريطية تحت الجدران الحاملة

ان الاساسات الواقعة تحت الجدران الحاملة ، تكون شريطية التصميم فى اكثر الحالات . وتتألف عادة من البلاطات (البلوكات) التحتية الساندة (pad-slabs) ومن بلاطات (بلوكات) قاعدة الاساس (footing blocks) كما مبين فى الشكل (٣ – ١٠ ، أ) . والبلاطات التحتية الساندة قد تكون ثابتة او متغيرة الشخن ، ومصمتة ومضلعة ، ومجوفة (شكل ٣ – ١٠ ، ب). وتوضع بطريقة ملاصقة تماما لبعضها البعض او منفصلة بفواصل



شكل ٣ – ١٠ . الاساسات الشريطية السابقة الصنع تحت الجدران :
أ – منظر عام ؛ ب – انواع البلاطات دعم الأساس تحت الجدار ؛ جـ – الرسم التخطيطى لتصميم بلاطة دعم الأساس ؛
١ – بلوكات الأساس ؛ ٢ – بلاطات دعم الأساس

معينة عن بعضها البعض . ويتم الحساب والتصميم فقط بالنسبة للبلاطات التحتية الساندة ، التى تسلك نتوءاتها سلوك الكوابل المعرضة لتأثير الضغط الرد فعلى للتربة p_s ، اى المقاومة لذلك الضغط (بدون اخذ كتلة البلاطة الساندة والتربة الواقعة فوقها فى الاعتبار) . ويتم اختيار المقطع العرضى لفولاذ تسليح البلاطات التحتية الساندة ، تبعا لقيمة عزم الانحناء التالية :

$$M = 0{,}05 p_s c^2$$

حيث c تمثل ذراع (طول) الكابول (شكل ٣ – ١٠ ، جـ) . ويحدد ثخن البلاطة الساندة المتواصلة h ، تبعا لمقاومة قوة القص $Q = p_s c$. ويجب ان يكون ذلك الثخن كافيا تماما لتحمل احمال الخدمة المصممة بدون استخدام اية قضبان تسليح مستعرضة .

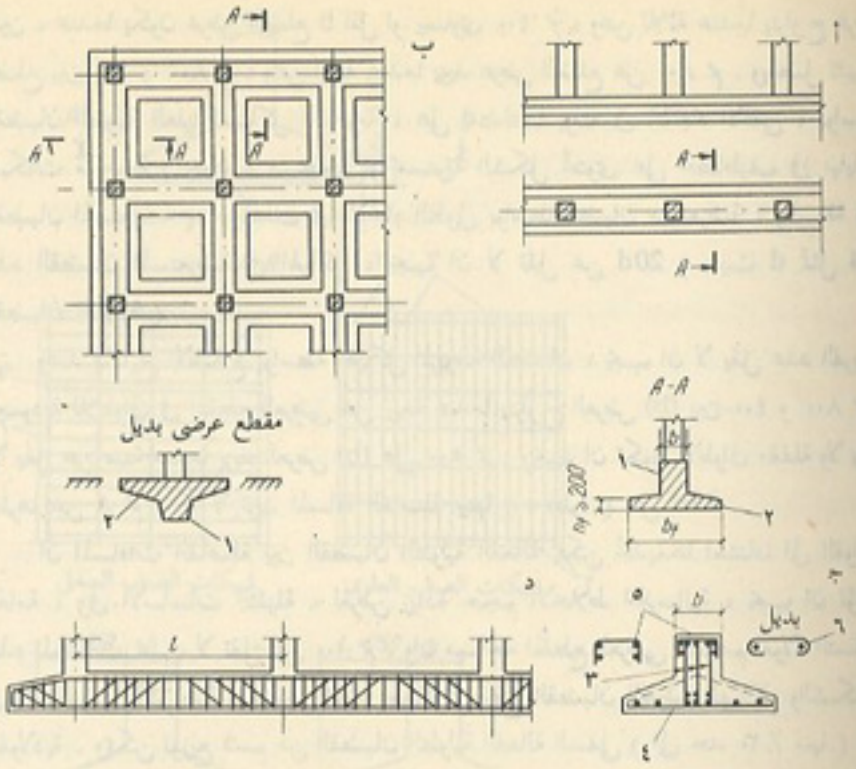
٢ – الاساسات الشريطية تحت صفوف الاعمدة

ان الاساسات الشريطية تقام تحت صفوف الاعمدة على هيئة شرائط منفردة فى الاتجاه الطولى او العرضى (بالنسبة لصفوف الاعمدة) كما مبين فى الشكل (٣ – ١١ ، أ) وعلى هيئة شرائط متصالبة (شكل ٣ – ١١ ، ب) . وقد تكون الاساسات الشريطية سابقة الصنع أو مصبوبة فى موقع البناء . وهى مقطع عرضى على شكل T ، شفته متجهة الى الاسفل . وعندما تكون التربة عالية التماسك ، يستخدم احيانا المقطع شكل T ، المتجهة شفته الى الاعلى (لاحظ المقطع البديل A-A فى الشكل ٣ – ١١ ، أ ، ب) . وفى هذه الحالة يقل حجم اعمال حفر التربة وتجهيز القوالب المؤقتة لصب الخرسانة ، ولكن تتعقد عملية الحفر الآلى للتربة بواسطة المعدات الميكانيكية .

ان النتوءات او الاقسام البارزة لشفة المقطع T ، تسلك سلوك الكوابل المثبتة فى الضلع . ويحدد ثخن الشفة ، بحيث لا يحتاج المقطع فى حالة مقاومة قوة القص ، الى التسليح بالقضبان المستعرضة او القضبان المحنية . وعندما تكون اذرع او اطوال الشفهات قصيرة ، يؤخذ ارتفاعها بحيث يكون ثابتا دائما ، اما فى حالة الاذرع الطويلة للشفهات ، فيؤخذ الارتفاع متغيرا ، تزداد قيمته كلما اقترب من الضلع .

ان الاساس الشريطى المنفرد ، يقاوم الانحناء فى الاتجاه الطولى ، مثل العتبة الواقعة تحت تأثير الاحمال المركزة الناجمة عن الاعمدة الواقعة فوقها ، والضغط الرد فعلى الموزع بانتظام للتربة الواقعة تحتها .

وتسلح الاضلاع مثلما تسلح العتبات المتعددة الانواع . كما تحدد كمية قضبان التسليح الطولية الفعالة ، استنادا الى حساب مقاومة المقاطع العمودية لعزوم الانحناء ، اما كمية



شكل ٣ – ١١ . الاساسات الشريطية المصبوبة تحت الاعمدة
أ – شرائط منفردة ؛ ب – شرائط متصالبة ؛ جـ – تسليح الاساسات الشريطية فى المقطع العرضى ؛ د – تسليح الاساسات الشريطية فى الاتجاه الطويل ؛ ١ – ضلع ؛ ٢ – شفة ؛ ٣ – هياكل ملحومة ؛ ٤ – الشبكات الملحومة السفلية ؛ ٥ – الشبكات الملحومة العلوية على هيئة حوض مسطح ؛ ٦ – الشبكات الملحومة العلوية المستوية

القضبان المستعرضة (الاطواق) والقضبان المحنية ، فتحدد تبعا لحساب مقاومة المقاطع المائلة لقوى القص . ولأجل زيادة جسوءة الاساسات يتم اختيار ابعاد مقطعها العرضى فى حالة نسب التسليح المئوية الواطئة ، ولكن بحيث لا تقل عن النسبة المئوية الصغرى المسموح بها فى المواصفات القياسية ، للقطع الانشائية المعرضة للانحناء . وعند التصميم ، من الضرورى النظر فى امكانية التحميل غير المنتظم للاساس اثناء عملية اقامة الانشاء ، والهبوطات غير المنتظمة المحتملة لقاعدة الاساس . ولأجل ذلك ، توضع فى الاضلاع قضبان تسليح طولية متواصلة عليا وسفلى بنسبة μ يتراوح مقدارها بين 0,2 % و 0,4 % من كل جهة .

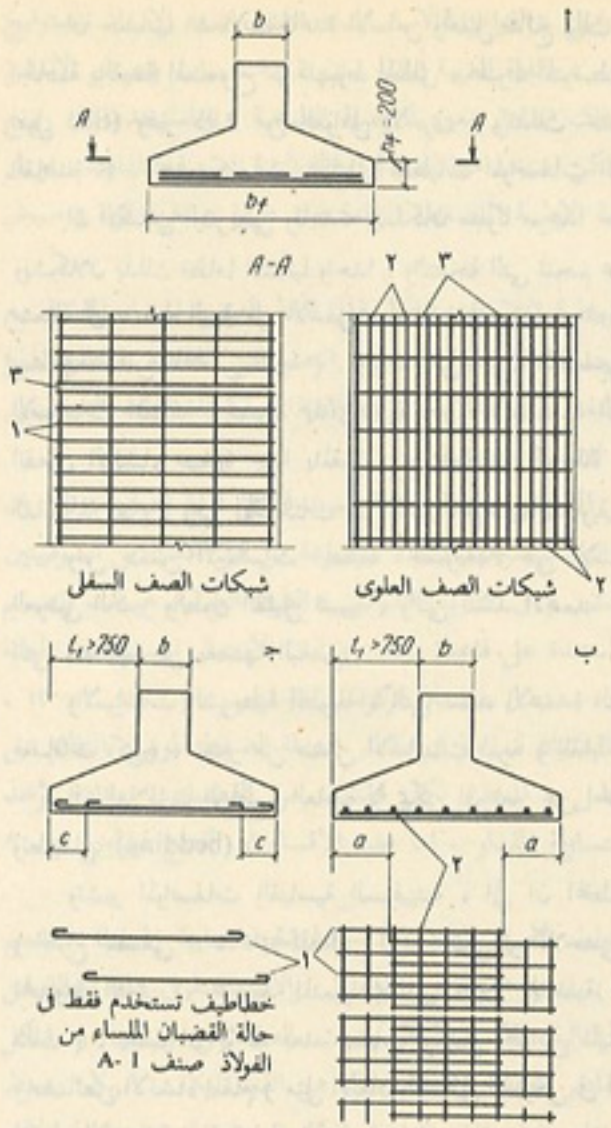
وتسلح الاساسات الشريطية بهياكل فولاذية ملحومة او مربوطة القضبان مع بعضها البعض (شكل ٣ – ١١ ، جـ ، د) . ويجب ان لا يقل عدد هياكل التسليح المستوية عن

اثنين ، عندما يكون عرض الضلع b اقل او يساوى ٤٠٠ مم ، وعن ثلاثة عندما يتراوح عرض الضلع بين ٤٠٠ و ٨٠٠ مم ، وعن اربعة عندما يزيد عرض الضلع عن ٨٠٠ مم . ويفضل تثبيت القضبان الطولية العليا للهياكل الملحومة ، على امتدادها برمته فى الاتجاه الافقى ، بواسطة شبكات ملحومة (حوضية مسطحة او مستوية الشكل تحتوى على خطاطيف فى نهايات القضبان المستعرضة) ، وكذلك فى الاتجاه الطولى بواسطة قضبان مستعرضة ، والمسافة بين هذه القضبان المستعرضة فى الهياكل ، يجب ان لا تقل عن 20d (حيث d تمثل قطر القضبان الطولية) .

وعند تسليح الاضلاع بواسطة الهياكل المربوطة القضبان ، يجب ان لا يقل عدد الفروع العمودية للاطواق فى المقطع العرضى عن اربعة عندما يتراوح العرض (b) بين ٤٠٠ و ٨٠٠ مم ، ولا يقل عن ستة عندما يزيد العرض (b) على ٨٠٠ مم ، ويجب ان تكون الاطواق مقفلة ولا يقل قطرها عن ٨ مم ، كما لا تزيد المسافة الفاصلة بينها (الخطوة) على 15d .

ان المسافات الفاصلة بين القضبان الطولية الفعالة يمكن تحديدها استنادا الى القواعد العامة ، وفى الاساسات الثقيلة ، لغرض زيادة حجم الاخلاط الخرسانية ، يجب ان تؤخذ هذه المسافات بحيث لا تقل عن ١٠٠ مم . وان مساحة المقطع العرضى المصمم لفولاذ التسليح فى الاساسات الشريطية ، تشمل ايضا مساحة مقطع القضبان الطولية للهياكل والشبكات الفولاذية . ويمكن توزيع قسم من القضبان الطولية الفعالة السفلى (الى حد ٣٠ ٪ منها) على عرض الشفة باكمله .

ويبين الشكل (٣ – ١٢) طريقة تسليح الشفهات بالشبكات الفولاذية الملحومة والمربوطة القضبان . ومن الملائم استخدام شبكات ملحومة عريضة ، تحتوى على قضبان تسليح طولية فعالة فى الاتجاهين ، باستخدام القضبان الطولية بمثابة قضبان تسليح للشرائط ، واستخدام القضبان المستعرضة بمثابة قضبان تسليح للشفهات . وعند التسليح ترتب الشبكات الضيقة فى صفين (شكل ٣ – ١٢ ، أ) ، على ان توضع فى الصف السفلى الشبكات المحتوية على قضبان فعالة فى الشفة . وتوضع الشبكات بدون وصلات تراكبية (overlapping) باستثناء الشبكات العليا ، التى توصل فى الاتجاه الطولى بواسطة الوصلات التراكبية بدون لحام كهربائى ، حسب القواعد المتبعة فى وصل الشبكات الملحومة فى الاتجاه الفعال . وعند الاطوال او الاذرع الكبيرة للشفهات (التى تزيد على ٧٥٠ مم) يمكن عدم توصيل نصف القضبان الفعالة الى الحافة الخارجية او السطح الخارجى ، وقطعها على مسافة قدرها : $c = 0{,}5l_1 - 20d$ كما مبين فى الشكل (٣ – ١٢ ، ب ، جـ) . واذا كان من المتوقع ان تظهر فى الشفة عزوم انحناء بعلامة معاكسة ، عندئذ يجب النظر فى وضع قضبان تسليح عليها (لاحظ الخط المنقط فى الشكل ٣ – ١١ ، جـ) .



شكل ٣ – ١٢ . تسليح الاساسات الشريطية
أ – بشبكات ملحومة قياسية ضيقة ؛ ب – بشبكات ملحومة غير قياسية ؛ جـ – بشبكات مربوطة ؛ ١ – القضبان الفعالة للشفة ؛ ٢ – القضبان الفعالة للشريط ؛ ٣ – وصلات الشبكات الملحومة

٣ – تصميم الاساسات الشريطية

معلومات عامة . ان مسألة حساب وتصميم الاساس الشريطى الخرسانى المسلح ، تشمل ما يلى : تحديد ضغط التربة المؤثر على قاعدة الاساس السفلى ، باعتبار القاعدة المذكورة تنفعل فى وقت واحد مع انفعال التربة بالذات (التشوه الموحد) ، حساب القوى الداخلية المؤثرة فى الاساس ، تحديد ابعاد المقطع العرضى للاساس الشريطى وتسليحه الضرورى .

ان حساب انفعالات قاعدة الاساس وتحليل نتائج ذلك الحساب ، استنادا الى الشروط الخاصة بالقيمة المسموح بها للهبوط المطلق ، الهبوط المتوسط ، الهبوط غير المنتظم النسبى ، الميل (tilt) وغير ذلك من العوامل الاخرى ، وكذلك تحديد قيمة الضغط المصمم على القاعدة R ، تجرى كلها استنادا الى معطيات المواصفات القياسية الخاصة بذلك .

ان الاساس الشريطى وقاعدته يسلكان سلوكا موحدا تحت تأثير الحمل الواقع عليهما ، ويشكلان بذلك نظاما انشائيا واحدا . والنتيجة التى تنجم عن عملهما المتبادل هذا ، تكون متمثلة فى ضغط التربة من الاسفل ، المتطور فى كافة ارجاء القاعدة السفلى للاساس (اى سطح الاساس الملامس للتربة) . ويوجد من حيث التصميم ، نوعان من الاساسات هما : الاساسات المطلقة الجسوءة (rigid) ، وهى الاساسات التى تعتبر انحرافاتها الناجمة عن انفعال الانشاء صغيرة جدا بالمقارنة مع انحرافات القاعدة ، الاساسات المرنة (flexible) القابلة للانثناء ، وهى الاساسات التى تعتبر انحرافاتها مساوية فى المقدار لانحرافات القاعدة .

ومن ضمن الاساسات المطلقة الجسوءة ، هى الاساسات الشريطية ذات المقطع العرضى الكبير والطول القليل نسبيا ، والتى تسند الاعمدة ذات المسافات الفاصلة القليلة التى تفصلها عن بعضها البعض .

والاساسات الشريطية الطويلة ، التى تسند الاعمدة التى تفصلها عن بعضها البعض مسافات كبيرة ، تعتبر من ضمن الاساسات المرنة (القابلة للانثناء) .

ان العلاقات الرياضية العادية لا يمكن ان تعبر عن الخواص الطبيعية لكافة انواع التربة وتطبيقاتها (bedding) .

وتشير المواصفات القياسية السوفييتية ، الى ان المخطط التصميمى لقاعدة الاساس (الفراغ النصفى – half-space – المرن الخطى او اللاخطى التشوه ، طبقة التربة المنضغطة المحدودة الثخن ، الوسط المتميز بمعامل معين للارضية الطبيعية – subgrade – وغير ذلك) ، يجب ان يؤخذ بعد حساب وتحليل الخواص الميكانيكية للتربة ، تطبقات التربة وخصائص الانشاء المقام (مثل الابعاد والشكل الخارجى فى المسقط الافقى ، الجسوءة العامة للقطع الانشائية الواقعة فوق الاساسات وغيرها) . وفى هذه الحالة يستحسن اختيار المخطط التصميمى اما للفراغ النصفى الخطى التشوه ، مع التحديد الاختيارى لعمق طبقة التربة المنضغطة ، او للطبقة الارضية الخطية التشوه ذات الثخن المحدود ، اذا كانت تلك الطبقة (على عمق يقل عن العمق الاصطلاحى للطبقة المنضغطة للفراغ النصفى) تتألف من تربة قليلة الانضغاطية ومعامل مرونتها هو $E \geqslant 100 MPa$ ، او اذا كانت ابعاد القاعدة السفلى للاساس كبيرة جدا (بعرض او بقطر يزيد على ١٠ م) وكان معامل مرونة التربة يساوى $E \geqslant 10 MPa$ بغض النظر عن عمق تطبق التربة القليلة الانضغاطية .

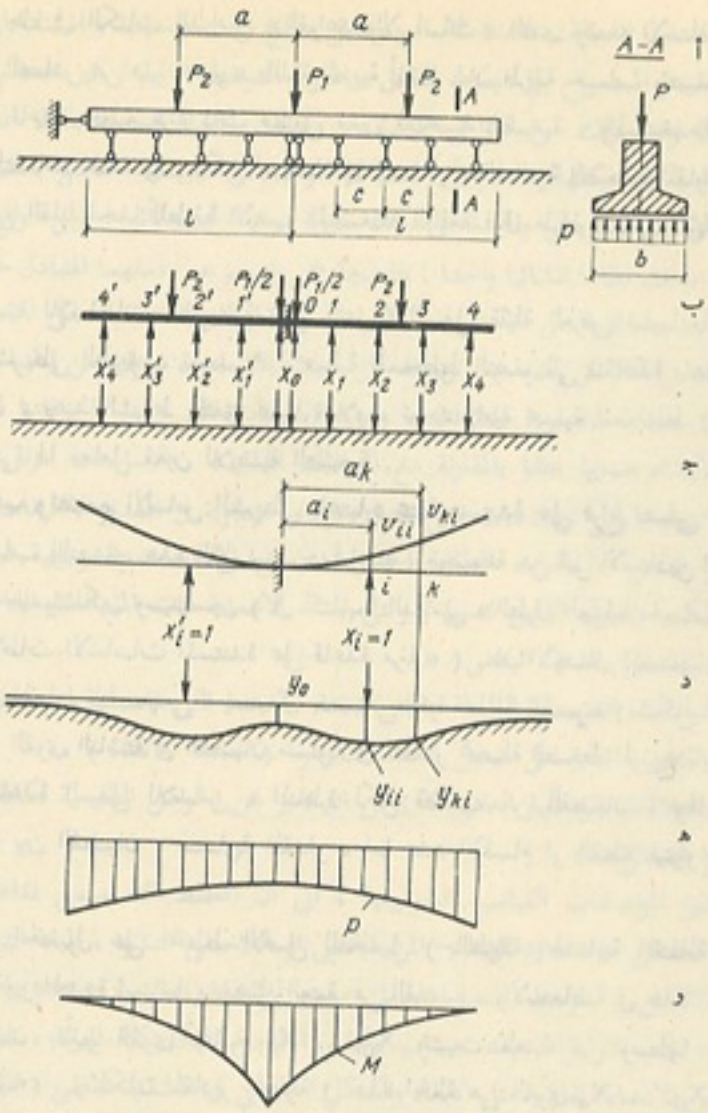
وقد جاء فى الكتاب الدراسى «القواعد والاساسات» الذى وضعه الاستاذ تسيتوفيتش وآخرون ، الصادر عن دار «مير» باللغة العربية أيضا ، ان طريقة حساب وتصميم الاساس القائم على قاعدة خطية مرنة ذات معامل معين للارضية الطبيعية ، والمستخدمة فى وضع عدد من التصاميم الهندسية ، يمكن استخدامها ايضا فى حالة التربة الضعيفة المقاومة ، او فى حالة الثخن القليل جدا للطبقة الارضية المنضغطة الواقعة فوق طبقة صخرية قوية (صخر القاعدة) .

وبالنسبة للاساسات الشريطية التى قاعدتها السفلى قليلة العرض نسبيا بالمقارنة مع الاساس الشريطى الطويل ، توجد اهمية عملية للمخطط التصميمى للقاعدة باعتبارها فراغ نصفى مرن ، وعند الشروط المتفق عليها اعلاه ، توجد اهمية عملية للمخطط التصميمى للقاعدة التى لها معامل معين للارضية الطبيعية .

حساب وتصميم الاساس الشريطى باعتباره عتبة مستندة على فراغ نصفى مرن . ان طريقة الحساب والتصميم هذه التى سنشرحها ادناه ، موضوعة من قبل الاستاذين السوفييتين المهندسين جيموتشكين وسينيتسين (فى كتابهما الدراسى «الطرق العملية لحساب وتصميم عتبات وبلاطات الاساسات المستندة على قاعدة مرنة») . ان الاتصال المستمر بين العتبة والقاعدة فى المخطط التصميمى ، يستبدل بقضبان مركزة مطلقة الجسوءة (شكل ٣ – ١٣ ، أ) . وتعتبر القوى الناشئة فى القضبان مساوية فى المقدار لمحصلة الضغط الموزع بانتظام على مساحة القاعدة السفلى للاساس ، المناظرة لكل قضيب من القضبان . وعادة تؤخذ المسافات c بين القضبان ، متساوية المقدار ، اما عدد الاقسام او القطع فيتراوح بين ٩ و ١١ .

ويمكن الحصول على المخطط الاصلى للتحميل (بالطريقة الحسابية المختلطة لتصميم الانشاءات غير المحددة استاتيا) بفصل العتبة عن القاعدة ، والاستعاضة فى هذه الحالة عن تأثير القضبان بتأثير القوى التالية $X_0, \ldots, X_4$ وتثبيت العتبة من وسطها (شكل ٣ – ١٣ ، ب) . وستكون المقادير المجهولة فى هذه الحالة هى القوى $X_0, \ldots, X_4$ وهبوط منطقة التثبيت الذى يساوى y_0 . ويمكن ايجاد المجاهيل المذكورة بعد حل مجموعة المعادلات التالية :

$$\left.\begin{aligned} &\delta_{00}X_0 + \delta_{01}X_1 + \delta_{02}X_2 + \ldots + \Delta_{0P} + y_0 = 0 \\ &\delta_{10}X_0 + \delta_{11}X_1 + \delta_{12}X_2 + \ldots + \Delta_{1P} + y_0 = 0 \\ &\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \\ &X_0 + X_1 + X_2 + \ldots = \Sigma P \end{aligned}\right\} \quad (III - 12)$$



شكل ٣ – ١٣ . الرسوم التخطيطية لحساب الاساس الشريطى باعتباره عتبة مستندة على الفراغ النصفى
أ – المخطط التصميمى ؛ ب – النظام الاصلى ؛ جـ – انحرافات محور الشريط تحت تأثير القوى $X_i = 1$ ؛ د – الانحرافات الناتجة فى سطح الشريط المعرض لتأثير القوى $X_i = 1$ ؛ هـ – الرسم البيانى للضغوط المؤثرة على القاعدة السفلى للشريط ؛ و – الرسم البيانى لعزوم الانحناء فى الشريط

والمعاملات تمثل فى حالة القوى المجهولة هذه ، الانحرافات الحاصلة فى الانشاء بمحاذاة القوى الفعالة المؤثرة فيه ، وتتألف من حدين كما يلى :

$$\delta_{ki} = v_{ki} + y_{ki} \qquad (III - 13)$$

وبحسب ارتخاء العتبة v_{ki} (شكل ٣ – ١٣ ، جـ) استنادا الى صيغ ومعادلات الميكانيكا الانشائية :

$$v_{ki} = \int (M_k M_i/EI)dx = a_k^2(a_i - a_k/3)/2EI = c^3 w_{ki}/6EI \qquad (III - 14)$$

حيث

$$w_{ki} = (a_k/c)^2(3a_i/c - a_k/c)$$

ويحدد هبوط القاعدة y_{ki} (شكل ٣ – ١٣ ، د) من الصيغة التالية :

$$y_{ki} = (1 - \mu_0^2)F_{ki}/\pi E_0 c \qquad (III - 15)$$

حيث E و μ_0 – تمثلان على التوالى معامل المرونة ونسبة «بواسون» للتربة ، F_{ki} – دالة هبوط سطح قاعدة الاساس فى نقطة k عند تأثير وحدات القوى $X_i = 1$. وان قيم هذه الدالة المحسوبة استنادا الى نتائج حل المسألة المناظرة فى نظرية المرونة ، قد ادرجت فى الجدول (٣ – ٢) .

ولكافة الانحرافات الحاصلة فى مجموعة المعادلات المرقمة (III-12) عامل ضرب واحد هو :

$$\pi E_0 c/(1 - \mu_0^2)$$

ويجب اعتبار الدالة F_{ki} بمثابة الدالة الاجمالية للقوتين المؤثرتين X_i و X_i' فى وقت واحد ، على مسافتين مناظرتين من النقطة k ، التى يجرى تحديد انحرافها . وعلى سبيل المثال ، يجب بالنسبة للدالة F_{32} ان نأخذ فى الاعتبار ان قوة واحدة هى $X_2 = 1$ تقع على مسافة c من النقطة 3 ، والقوة الثانية $X_2' = 1$ تقع على مسافة 5c من النقطة المذكورة ، واحداثيات خطوط تأثيرها المأخوذة من الجدول (٢ – ٢) يجب ان تجمع معا . وهكذا عند القيمة $b/c = 1$ ، نجد ان $F_{32} = 1{,}038 + 0{,}2 = 1{,}238$. وبتعويض المعادلتين (III-14) و (III-15) فى المعادلة (III-13) نحصل على ما يلى :

$$\delta_{ki} = (F_{ki} + \alpha w_{ki})(1 + \mu_0^2)/\pi E_0 c \qquad (III - 16)$$

حيث

$$\alpha = \pi E_0 c^4/6EI(1 - \mu_0^2) \qquad (III - 17)$$

ان ارتخاءات العتبة w تقاس من جانب واحد فقط ، وذلك لان احد جانبى العتبة المثبتة من وسطها ، لا يؤثر على الجانب الآخر .

وفى العتبات الجاسئة جدا ، تكون قيمة EI كبيرة ، كما تقترب قيمة α من الصفر ، وفى العتبات المرنة او القابلة للانثناء تكون قيمة EI اقل ، وتتراوح قيمة α بين ٠٫١ و ١ .

ان عزم القصور الذاتى I للعتبة قبل ظهور الشقوق العمودية فى الخرسانة ، يحسب فى

جدول ٣ – ٢

قيم الدالة F_{ki} اللازمة لتحديد هبوط سطح القاعدة
باعتبارها قراغا نصفيا مرنا

F_{ki}

x/c	b/c = 2/3	b/c = 1	b/c = 2	b/c = 3
0	4,265	3,525	2,406	1,867
1	1,069	1,038	0,929	0,829
2	0,508	0,505	0,49	0,469
3	0,336	0,335	0,33	0,323
4	0,251	0,25	0,249	0,246
5	0,2	0,2	0,199	0,197
6	0,167	0,167	0,166	0,165
7	0,143	0,143	0,143	0,142
8	0,125	0,125	0,125	0,124
9	0,111	0,111	0,111	0,111
10	0,1	0,1	0,1	0,1

ملاحظة : فى هذا الجدول x تعنى المسافة من نقطة تركز الحمل الى النقطة المعطاة ، b – عرض العتبة ، c – المسافة بين القضبان .

المقطع الكلى الشامل للعتبة ، اما بعد ظهور الشقوق فيحسب بعد الاخذ فى الاعتبار ، ان الخرسانة الموجودة فى منطقة الشد فى المقطع ، الذى ينطبق مع الشق ، تستبدل بفولاذ الشد .

وتحدد الانحرافات الناجمة عن القوى الخارجية P (الاحمال الخارجية) من الصيغة التالية :

$$\Delta_{kP} = -\alpha w_{kP}(1 - \mu_0^2)/\pi E_0 c \qquad (III - 18)$$

حيث ان :

$$w_{kP} = (a_k/c)^2(3a/c - a_k/c)$$

ويستخرج الاحداثى الرأسى للرسم البيانى لردود الفعل من الصيغة التالية :

$$p_i = X_i/cb \qquad (III - 19)$$

ويكون الرسم البيانى الناجم لردود الفعل مدرج الشكل ، ويجب ان تكون الانقطاعات الموجودة فيه مخففة الشدة ، اى مسواة تدريجيا (شكل ٣ – ١٣ ، هـ) .

وتستخرج قيم عزوم الانحناء (شكل ٣ – ١٣ ، و) كما فى حالة العتبة الكابولية . وعلى سبيل المثال ، للنقطة 2 يكون العزم كما يلى :

$$M_2 = X_4 2c + X_3 c + 0{,}5X_2 c/4$$

وهنا نأخذ فى الاعتبار من القوة X_2 فقط ذلك القسم من الحمل الموزع بانتظام الذى يقع وراء النقطة 2 .

وبالاضافة الى عزوم الانحناء تحسب ايضا قوى القص Q المؤثرة على الاساس الشريطى .

واستنادا الى قيم عزوم الانحناء M وقوى القص Q يتم تصميم الاساس الشريطى ، بمراعاة القواعد العامة لتصميم الانشاءات الخرسانية المسلحة .

وعندما تكون العتبة مؤلفة من اقسام مختلفة الجسوءة ، لا يتغير المخطط التصميمى للتحميل (لاحظ الشكل ٣ – ١٣) ، ولكن تحسب الارتخاءات الحاصلة فيها v_{ki} مع الاخذ فى الاعتبار جسوءتها فى كل قسم من الاقسام المختلفة المذكورة .

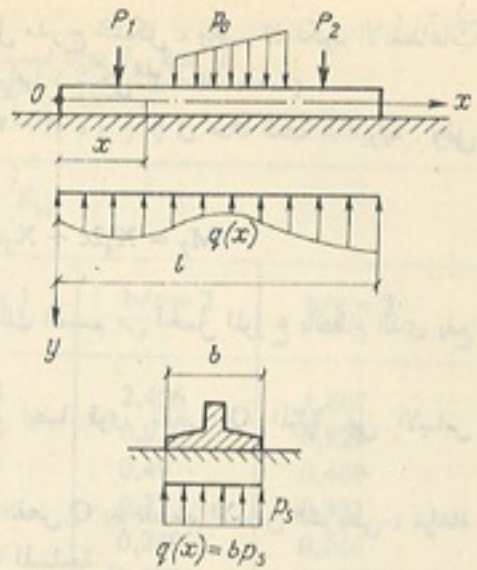
تصميم الاساس الشريطى باعتباره عتبة مستندة على قاعدة مرنة لها معامل معين للارضية الطبيعية . ان الاساس الذى يستند عليه هذا التصميم ، يتمثل فى النظرية التى تنص على ان الهبوط فى النقطة المعينة المبحوثة من نقاط القاعدة ، لا يعتمد على هبوط بقية النقاط ، ويتناسب طرديا مع الضغط المؤثر فى تلك النقطة .

واستنادا الى هذا فان القاعدة لا تهبط الا ضمن حدود القاعدة السفلى للانشاء . اما فى الواقع ، فان قاعدة الاساس تشترك فى مقاومة الاحمال خارج حدود الاساس ايضا .

ويمكن كتابة المعادلة التالية للعتبة المستندة على قاعدة مرنة ، معامل ارضيتها الطبيعية c_y (شكل ٣ – ١٤) :

$$q = bp_s = bc_y y \qquad (III - 20)$$

حيث c_y – معامل الارضية الطبيعية ، الذى تتراوح قيمته التقريبية بين ٣ر٠ و ١ فى التربة الضعيفة المقاومة جدا ، وبين ١ و ٣ فى التربة الضعيفة ، وبين ٣ و ٨ (كجم ق /سم^3) فى التربة المتوسطة الكثافة ، b – عرض القاعدة السفلى للاساس ، p_s – قوة دفع التربة (اى الضغط المؤثر على التربة) ، y – هبوط التربة والعتبة على مسافة x من نهاية العتبة (اصل الاحداثيات) .



شكل ٣ – ١٤ . الرسوم التخطيطية لتصميم العتبة المستندة على قاعدة مرنة ، مع استخدام معامل الارضية الطبيعية

والآن نأخذ التفاضل مرتين للصيغة المذكورة :

$$q'' = bc_y y'' \qquad \text{(III — 21)}$$

ومن نظرية مقاومة المواد ، يمكن كتابة العلاقات التالية :

$$y'' = -M/EI; \quad q - p_0 = M''; \quad q'' = M^{IV} \qquad \text{(III — 22)}$$

حيث p_0 تمثل دالة الحمل الخطية .

وبتعويض العلاقات (III-22) فى الصيغة (III-21) واجراء بعض التحويلات الحسابية البسيطة ، نحصل على المعادلة التفاضلية التالية :

$$s^4 M^{IV}/4 + M = 0 \qquad \text{(III — 23)}$$

حيث

$$s = \sqrt[4]{4EI/bc_y} \qquad \text{(III — 24)}$$

ولهذه العلاقة بعد خطى ، وتسمى بالخاصية الخطية للعتبة المستندة على قاعدة مرنة .

وعندما تكون $l/s<0,75$ (حيث l طول العتبة) تسمى العتبات **بالعتبات الجاسئة** (يمكن اهمال انفعالات الانحناء الناشئة فيها) ، وعندما تكون $0,75<l/s<3$ ، تسمى العتبات **بالعتبات القصيرة** ، اما عندما تكون $l/s>3$ فتسمى **بالعتبات الطويلة** . ان الحدود المذكورة اعلاه هى اصطلاحية فقط ، ولهذا السبب توجد بعض الانحرافات عنها فى التطبيقات العملية .

والحل العام للمعادلة (III-23) يكون على الشكل التالى :

$$M = C_1 e^{-\varphi}\cos\varphi + C_2 e^{-\varphi}\sin\varphi + C_3 e^{\varphi}\cos\varphi + C_4 e^{\varphi}\sin\varphi \qquad \text{(III — 25)}$$

حيث $\varphi = x/s$ ، علما بان x تمثل الاحداثى الحالى (current coordinate) .

العتبات الطويلة . فى العتبة الطويلة التى لها مخططات تحميل مطابقة للمخططين المبينين فى الشكل (٣ – ١٥) ، تكون قيمة عزم الانحناء وقوة القص عند نهاية العتبة ($x = l$) مساوية للصفر ، اى :

$$M = 0; \qquad Q = dM/dQ = 0$$

ويتحقق هذان الشرطان عندما تدخل القيمتان $C_3 = 0$ و $C_4 = 0$ فى الصيغة (III-25) .

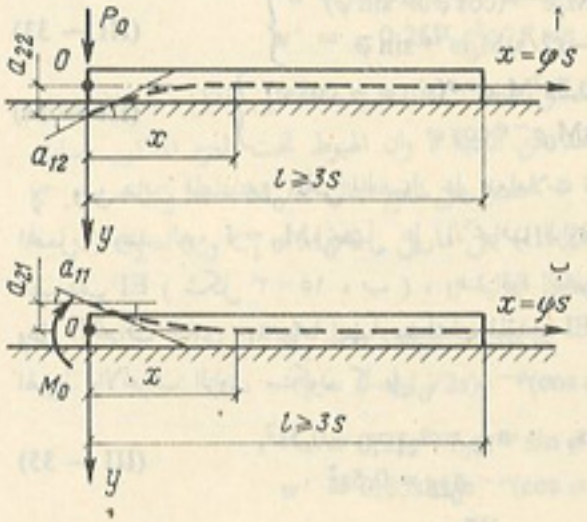
وهكذا نجد ان الحل العام لتصميم العتبة الطويلة فى حالة المخطط التحميلى المذكور ، يتمثل فى المعادلة التالية :

$$M = C_1 e^{-\varphi}\cos\varphi + C_2 e^{-\varphi}\sin\varphi \qquad \text{(III — 26)}$$

ونشير هنا الى ان النتيجة التى نخرج بها فى هذه الحالة ، هى ان البارامترات العائدة لاحد طرفى العتبة الطويلة ، لا تؤثر على الطرف الثانى .

وبعد عملية التفاضل المتتالية للمعادلة (III-26) نحصل على الصيغ الخاصة بقوة القص Q والانحرافات المضاعفة EI وهى على وجه الخصوص : الهبوط $w = EIy$ والانحراف الزاوى (زاوية الدوران) اى $w' = EIy'$. وفى نفس الوقت الذى نستخرج فيه هبوط العتبة ، نستخرج ايضا قيمة الضغط المؤثر على التربة ، باخذ الصيغتين (III-20) و (III-24) فى الاعتبار :

$$q = bc_y y = bc_y w/EI = 4w/s^4 \qquad \text{(III — 27)}$$



شكل ٣ – ١٥ . الانظمة (المخططات) التصميمية للعتبات الطويلة فى حالة تحميلها من طرفها
أ – بحمل مركز (النظام I) ، ب – بعزم الانحناء (النظام II)

ومنها نحصل على ما يلى :

$$Q = M' = (1/s)[-C_1e^{-\varphi}(\cos\varphi + \sin\varphi) + C_2e^{-\varphi}(\cos\varphi - \sin\varphi)] \quad \text{(III — 28)}$$

$$w = qs^4/4 = M''s^4/4 = 0{,}5s^2(C_1e^{-\varphi}\sin\varphi - C_2e^{-\varphi}\cos\varphi) \quad \text{(III — 29)}$$

$$w' = 0{,}5s[C_1e^{-\varphi}(\cos\varphi - \sin\varphi) + C_2e^{-\varphi}(\cos\varphi + \sin\varphi)] \quad \text{(III — 30)}$$

وتحدد قيمتا ثابتى التفاضل C_1 و C_2 من الشروط الحدية للعتبة .

وفى مخطط (نظام) التحميل رقم I (شكل ٣ — ١٥ ، أ) حيث يؤثر الحمل المركز P_0 على طرف العتبة (اى اصل الاحداثيات) عندما $x = 0$ و $\varphi = 0$ ، نجد ان $M = 0$ و $Q = -P_0$ (وتعتبر قوة القص موجبة اذا كانت متجهة الى الاعلى) . وفى المعادلتين (III-26) و (III-28) نجد أن $C_1 = 0$ و $C_2 = sP_0$ ، وبذلك يمكننا كتابة ما يلى :

$$\left.\begin{aligned} M &= -sP_0e^{-\varphi}\sin\varphi \\ Q &= -P_0e^{-\varphi}(\cos\varphi - \sin\varphi) \end{aligned}\right\} \quad \text{(III — 31)}$$

$$\left.\begin{aligned} w &= 0{,}5s^3P_0e^{-\varphi}\cos\varphi \\ w' &= -0{,}5s^2P_0e^{-\varphi}(\cos\varphi + \sin\varphi) \end{aligned}\right\} \quad \text{(III — 32)}$$

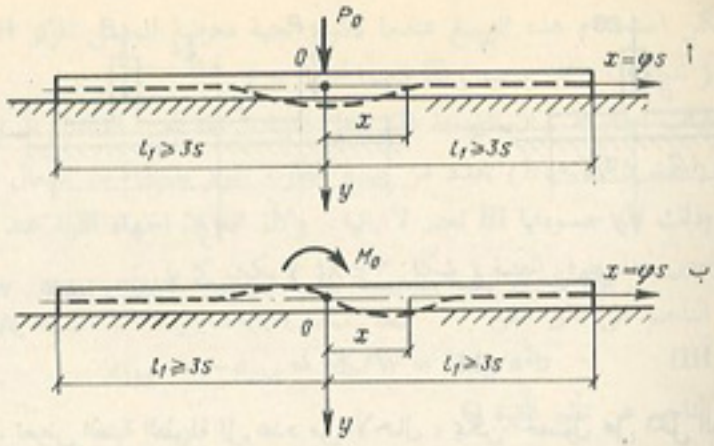
وفى مخطط (نظام) التحميل رقم II (شكل ٣ — ١٥ ، ب) حيث يؤثر العزم المركز M_0 على طرف العتبة (اى اصل الاحداثيات) عندما $x = 0$ و $\varphi = 0$ ، نجد ان $M = M_0$ و $Q = 0$. والآن نحصل من المعادلتين (III-26) و (III-28) ان $C_1 = C_2 = M_0$ ، وكذلك نحصل على المعادلتين التاليتين :

$$\left.\begin{aligned} M &= M_0e^{-\varphi}(\cos\varphi + \sin\varphi) \\ Q &= -(2/s)M_0e^{-\varphi}\sin\varphi \end{aligned}\right\} \quad \text{(III — 33)}$$

$$\left.\begin{aligned} w &= 0{,}5s^2M_0e^{-\varphi}(\sin\varphi - \cos\varphi) \\ w' &= sM_0e^{-\varphi}\cos\varphi \end{aligned}\right\} \quad \text{(III — 34)}$$

ومن هاتين المعادلتين يمكن الحصول على معاملات تأثير الانحراف بالنسبة لطرف العتبة المحمل : عند العزم $M_0 = 1$ نحصل على الانحراف الزاوى a_{11} ، وعلى الهبوط a_{21} ، وهما مضاعف EI (شكل ٣ — ١٥ ، ب) ، وعند قوة القص $Q_0 = 1$ نحصل على الهبوط a_{22} وعلى الانحراف الزاوى a_{12} وهما ايضا مضاعف المقدار EI (شكل ٣ — ١٥ ، أ) . ان قيم الهبوط والانحراف الزاوى ستكون كما يلى :

$$a_{11} = s, \quad a_{12} = a_{21} = -0{,}5s^2, \quad a_{22} = 0{,}5s^2 \quad \text{(III — 35)}$$



شكل ٣ — ١٦ . الانظمة (المخططات) التصميمية للعتبات الطويلة عند تحميلها على مسافة قدرها $l_1 \geqslant 3s$ من اطرافها:
أ- تحمل مركز (النظام III) ؛ ب- عزم الانحناء (النظام IV)

وفى نظام التحميل رقم III (شكل ٣ — ١٦ ، أ) وهو نظام متماثل ، نجد ان نصف الحمل يؤثر على نصف العتبة ، والمقطع الواقع تحت الحمل مباشرة لا يتعرض الى اى انحراف زاوى ، اى لا يدور . وهكذا عندما $x = 0$ و $\varphi = 0$ نحصل على $Q = -P_0/2$ و $w = 0$. ونحصل من المعادلتين (III-28) و (III-30) على $C_1 = -C_2 = 0{,}5P_0s$ ، وبالتالى نحصل على ما يلى :

$$\left.\begin{aligned} M &= 0{,}25P_0se^{-\varphi}(\cos\varphi - \sin\varphi) \\ Q &= -0{,}5P_0e^{-\varphi}\cos\varphi \end{aligned}\right\} \quad \text{(III — 36)}$$

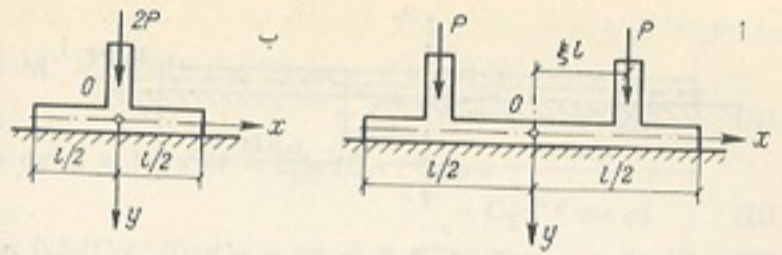
$$\left.\begin{aligned} w &= 0{,}25P_0s^3e^{-\varphi}(\sin\varphi + \cos\varphi) \\ w' &= -0{,}25P_0s^2e^{-\varphi}\sin\varphi \end{aligned}\right\} \quad \text{(III — 37)}$$

وفى نظام التحميل رقم IV (شكل ٣ — ١٦ ، ب) وهو عكسى التماثل ، نجد ان نصف العزم الخارجى يؤثر على نصف واحد من العتبة ، وان الهبوط تحت العزم المذكور يساوى صفرا . وهكذا عندما $x = 0$ و $\varphi = 0$ نحصل على القيم التالية $M = M_0/2$ و $w = 0$. كما نحصل من المعادلتين (III-26) و (III-29) على ما يلى : $C_1 = M_0/2$ و $C_2 = 0$.

وهكذا نحصل اخيرا على المعادلات التالية :

$$\left.\begin{aligned} M_1 &= 0{,}5M_0e^{-\varphi}\cos\varphi \\ Q &= (-M_0/2s)e^{-\varphi}(\cos\varphi + \sin\varphi) \end{aligned}\right\} \quad \text{(III — 38)}$$

$$\left.\begin{aligned} w &= 0{,}25s^2M_0e^{-\varphi}\sin\varphi \\ w' &= 0{,}25sM_0e^{-\varphi}(\cos\varphi - \sin\varphi) \end{aligned}\right\} \quad \text{(III — 39)}$$



شكل ٣ – ١٧ . الانظمة (المخططات) التصميمية للعتبات القصيرة عند تحميلها بالاحمال التالية :
أ – بحملين متماثل الترتيب ؛ ب – بحمل واحد مركز فى منتصف العتبة

وعند تعرض العتبة الطويلة الى عدد من الاحمال ، يمكن الحصول على الحل العام بطريقة جمع الحلول الناجمة بالنسبة لانظمة التحميل من رقم I الى رقم IV .

العتبات القصيرة . فى حالة العتبات القصيرة (عند $0{,}75<l/s<3$) نجد ان الحل الناجم عن المعادلة (III-25) يؤدى الى كتابة معادلات طويلة جدا ومعقدة . وبهذه المناسبة نجد ان العتبات القصيرة هى اقل استخداما فى الاساسات الشريطية من العتبات الجاسئة والعتبات الطويلة . ولهذا السبب سوف نكتفى هنا ببحث حالة واحدة من الحالات العملية المهمة – حالة العتبة القصيرة المحملة بحملين مركزين ، مؤثرين عليها تأثيرا متماثلا (شكل ٣ – ١٧ ، أ) . وسوف نعتمد على الحل التقريبى بطريقة التغير ، الموضوعة من قبل الاستاذين لاغرانج وريتز . وهنا ستكون المعادلات المعبرة عن الارتخاء والانحرافات الزاوية للعتبة ، كما يلى :

$$y = a_1 + a_2(x^4 - 3l^2x^2/2) \qquad \text{(III — 40)}$$

$$y' = a_2(4x^3 - 3l^2x) \qquad \text{(III — 41)}$$

وهنا ستكون البارامترات الثابتة هى :

$$\left.\begin{aligned} a_1 &= 2P(1 + 9l^4A/80B)/c_yl \\ a_2 &= 2PA/c_ylB \end{aligned}\right\} \qquad \text{(III — 42)}$$

حيث

$$\left.\begin{aligned} A &= \xi^4 - 3\xi^2/2 + 0{,}112 \\ B &= 4{,}8EI/c_y + 0{,}0091l^4 \end{aligned}\right\} \qquad \text{(III — 43)}$$

ولما كان الحل المذكور يعتبر حلا تقريبيا ، يجب ان يرسم الرسمان البيانيان لعزم الانحناء M وقوة القص Q بطريقة تحليلية تخطيطية (شبه تحليلية) بواسطة الرسم البيانى لضغط التربة $q = bc_yy$ حيث تؤخذ قيمة الارتخاء y من الصيغة (III-40) . وليس باستخدام الصيغتين $M = -EIw''$ و $Q = -E/w'''$ (وذلك لانه لا تظهر للمشتق الثالث للدالة w المأخوذة هنا ، اية طفرة) .

ويمكن استخدام هذه الصيغ عندما تكون العتبة معرضة للحمل المركز 2P المؤثر فى وسطها (شكل ٣ – ١٧ ، ب) اذا فرضنا ان $\xi = 0$.

العتبات الجاسئة . ان الضغط المؤثر على التربة الواقعة تحت القاعدة السفلى للعتبات الجاسئة (عند $l/s<0{,}75$) يحدد من صيغ مقاومة المواد بدون اخذ انفعال العتبات فى الاعتبار وذلك لان جسوءتها EI تعتبر لانهائية . والآن نجد ان اجهاد التربة عند النقطتين 1 و 2 الواقعتين عند طرفى العتبة (شكل ٣ – ١٨) يكون كما يلى :

الاجهاد الناجم عن تأثير العزم

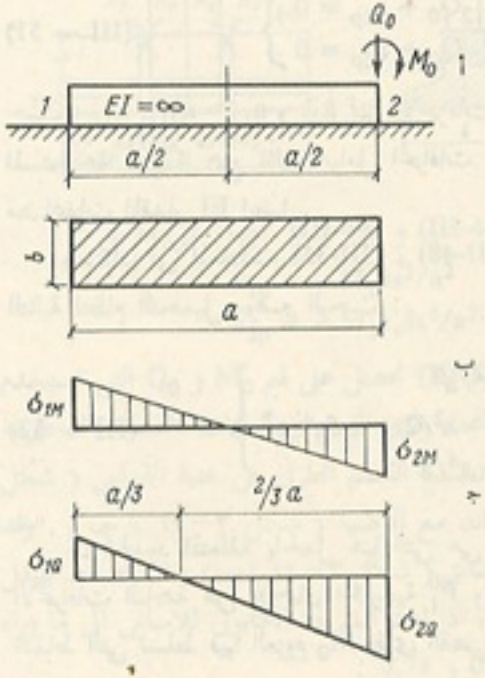
$$\sigma_{1M} = -\sigma_{2M} = M_0/W = 6M_0/a^2b \qquad \text{(III — 44)}$$

الاجهاد الناجم عن تأثير القوة Q

$$\left.\begin{matrix}\sigma_{1Q}\\ \sigma_{2Q}\end{matrix}\right\} = -Q_0/F \pm 0{,}5Q_0a/W = -Q_0/ab \pm 3Q_0/ab = \left\{\begin{matrix}+2Q_0/ab\\ -4Q_0/ab\end{matrix}\right\} \qquad \text{(III — 45)}$$

اما هبوط العتبة عند طرفيها فيستخرج من المعادلتين التاليتين :

$$\left.\begin{aligned} y_{1M} &= -y_{2M} = \sigma_{1M}/c_y \\ y_{1Q} &= -0{,}5y_{2Q} = \sigma_{1Q}/c_y \end{aligned}\right\} \qquad \text{(III — 46)}$$



شكل ٣ – ١٨ . الرسوم التخطيطية لتصميم العتبات الجاسئة
أ – المخطط التصميمى ؛ ب – الرسم البيانى للضغط المؤثر على قاعدة العتبة والناجم عن تأثير العزم الخانى الاتجاه ؛ جـ – كالسابق ، الناجم عن تأثير الحمل المركز

والانحرافات الزاوية تساوى ما يلى :

$$\left.\begin{aligned}\alpha_M &= 2y_{1M}/a = 2\sigma_{1M}/ac_y\\ \alpha_Q &= 3y_{1Q}/a = 3\sigma_{1Q}/ac_y\end{aligned}\right\} \qquad (III-47)$$

وبتعويض العزم $M_0 = 1$ فى المعادلة (III-44) نحصل من السطر الاول من كل من الصيغتين (III-46) و (III-47) على الانحراف الزاوى a_{11} والانحراف الخطى a_{21} للنقطة 2 ، وهما اضعاف المقدار EI_b . وبالرجوع الى الصيغة (III-24) يمكننا كتابة المعادلات التالية :

$$a_{11} = 2(6/a^3)(EI_b/bc_y) = 12s^4/4a^3 = 3s^4/a^3 \qquad (III-48)$$

$$a_{21} = 6EI_b/a^2bc_y = -1{,}5s^4/a^2 \qquad (III-49)$$

وبتعويض قيمة $Q_0 = 1$ فى المعادلة (III-45) نحصل من السطر الثانى للصيغة (III-46) على الانحراف الخطى النقطة 2 ، وهو مضاعف المقدار EI_b :

$$a_{22} = 4 \times 2EI_b/abc_y = 4s^4/4a = s^4/a \qquad (III-50)$$

التصاميم المختلطة للعتبات (combined systems) . تتألف هذه التصاميم العتبية من مجموعة العتبات الجاسئة والعتبات الطويلة (شكل ٣ – ١٩) ، وهى كثيرة الاستخدام فى الانشاءات . ويحدد العزم M_0 وقوة القص Q_0 عند نقطة الاتصال ، بمساواة الانحرافات المتبادلة لطرق العتبة للصفر ، اى بفرض عدم وجود انحرافات هناك (شكل ٣ – ١٩ ، أ) :

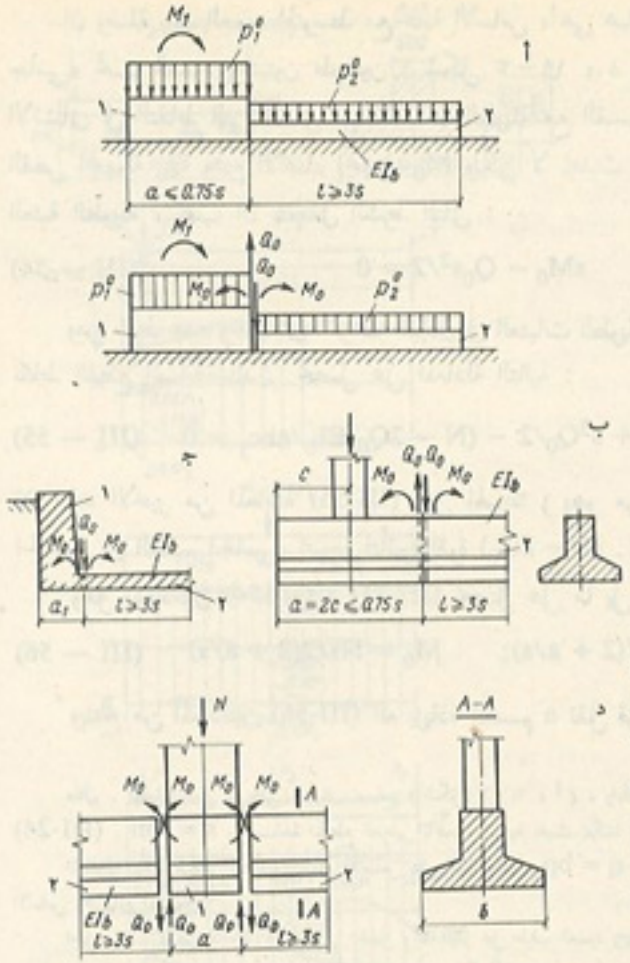
$$\left.\begin{aligned}a_{11}M_0 + a_{12}Q_0 + a_{1p} &= 0\\ a_{21}M_0 + a_{22}Q_0 + a_{2p} &= 0\end{aligned}\right\} \qquad (III-51)$$

حيث : a_{11} ، $a_{12} = a_{21}$ و a_{22} تمثل الانحرافات المتبادلة المأخوذة لمضاعفات المقدار EI_b ، المستخرجة بطريقة جمع تأثير عوامل انحرافات طرق العتبة المختلطة ، وهذه العوامل هى مضاعفات المقدار EI ايضا .

واستنادا الى المعادلات (III-35) ، (III-48) و (III-49) يمكننا ان نكتب المعادلات التالية لنظام التحميل موضع البحث :

$$\left.\begin{aligned}a_{11} &= s + 3s^4/a^3\\ a_{12} &= a_{21} = -s^2/2 + 1{,}5s^4/a^2\\ a_{22} &= s^3/2 + s^4/a\end{aligned}\right\} \qquad (III-52)$$

ان الحدود المتعلقة بالحمل هنا التى هى عبارة عن مضاعفات المقدار EI_b ، تمثل الانحرافات الناجمة عن الاحمال الخارجية P_1^0 و P_2^0 ، وكذلك العزم M_1 الذى ينشأ عند النقاط التى تسلط فيها العزوم M_0 وقوى القص Q_0 .



شكل ٣ – ١٩ . الرسوم التخطيطية لتصميم الانشاءات او الانظمة المختلطة: أ – انشاء مختلط مؤلف من عتبة جاسئة وعتبة طويلة؛ ب – القسم الطرق من الأساس الشريطى ؛ جـ – وصلة الجدار الساند مع الارضية ؛ د – وصلة ارتباط العمود المتوسط مع عتبة الاساس ؛ ١ – عتبة جاسئة ؛ ٢ – عتبة طويلة

واستنادا الى المعادلات (III-27) ، (III-48) و (III-49) نحصل على ما يلى :

$$\left.\begin{aligned}a_{1p} &= -M_1 3s^3/a^2\\ a_{2p} &= -M_1 1{,}5s^4/a^2 - (p_1^0 - p_2^0)s^4/4\end{aligned}\right\} \qquad (III-53)$$

وبعد حل مجموعة المعادلات المرقمة (III-51) نحصل على قيم M_0 و Q_0 التى تستخدم فيما بعد فى تخطيط الرسوم البيانية لعزوم الانحناء وقوى القص فى العتبات المختلطة . ان طريقة الحساب والتصميم هذه ، تطبق فى حالة تصميم القسم الطرق من عتبة الاساس (شكل ٣ – ١٩ ، ب) وتصميم وصلة الجدار الساند مع الارضية (شكل ٣ – ١٩ ، جـ) . وقد ظهر من نتائج تحليل المخطط التصميمى السابق (شكل ٣ – ١٩ ، ب) ، ان الضغط ينتقل من القاعدة الى التربة بصورة اكثر انتظاما ، اذا امتد الشريط الكابولى للاساس الى ما وراء العمود الاخير بمسافة تتراوح فى حدود 0,6s و 0,7s .

ان وصلة ربط العمود المتوسط مع عتبة الأساس ، هى عبارة عن نظام يتألف من قسم جاسىء تحت العمود وعتبتين طويلتين (شكل ٣ – ١٩ ، د) . والآن نقطع هذا النظام الانشائى فى النقاط التى تتصل فيها العتبات الطويلة مع القسم الجاسىء ونسلط هناك قوة القص المجهولة Q_0 وعزم الانحناء المجهول M_0 ولكى لا يحدث اى انحراف زاوى عند طرف العتبة الطويلة ، يجب ان يتحقق الشرط التالى :

$$sM_0 - Q_0 s^2/2 = 0 \qquad \text{(III — 54)}$$

ومن شرط عدم وجود اى انحراف متبادل فى العتبات الطويلة والقسم الجاسىء المذكور فى نقاط القطع السابقة الذكر نحصل على المعادلة التالية :

$$-s^2M_0/2 + s^3Q_0/2 - (N - 2Q_0)EI_b/abc_y = 0 \qquad \text{(III — 55)}$$

ان الحد الاخير من المعادلة (III-55) يمثل الهبوط (وهو من مضاعفات المقدار EI_0) الحاصل فى القسم الجاسىء نتيجة لتأثير القوة $(N - 2Q_0)$.

وبحل المعادلتين (III-54) و (III-55) نحصل على ما يلى :

$$Q_0 = N/(2 + a/s); \qquad M_0 = Ns/2(2 + a/s) \qquad \text{(III — 56)}$$

وينتج من المعادلتين (III-56) انه بزيادة القسم a تقل قيمة القوتين Q_0 و M_0 .

مثال . لدينا اساس شريطى خرسانى مسلح (شكل ٣ – ٢٠ ، أ) ، والخاصية الخطية للعتبة فيه مطابقة للصيغة (III-24) ، $s = 2m$ ، ومساحة المقطع العرضى باعمدة صغيرة بحيث يمكننا اهمال الاقسام الجاسئة الموجودة تحتها .

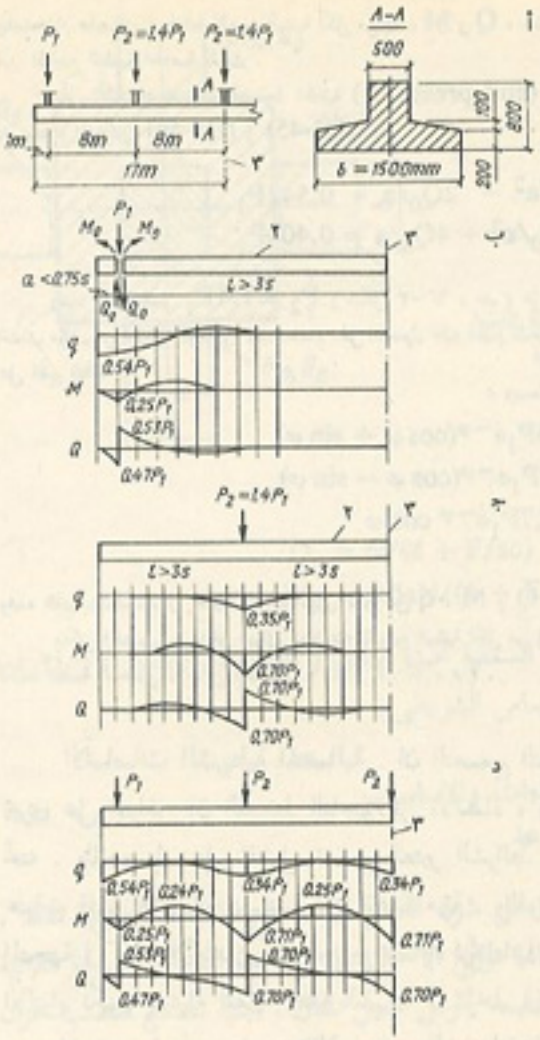
المطلوب ايجاد ضغط القاعدة السفلى للاساس على التربة ، اى $q = bp_g$ ، والقوى الداخلية M و Q المؤثرة فى الاساس الخرسانى المسلح .

الحل . عند تعرض قاعدة الأساس الى الحمل P_1 المؤثر على طرف العمود (شكل ٣ – ٢٠ ، ب) نحصل على وصلة مؤلفة من قسمين : كابول جاسىء فيه $a = 1m$ (اى $a = 0,5s$ وهو أقل من $0,75s$) والقسم الباقى من العتبة الذى فيه $l > 3s$ (اى ان العتبة تعتبر طويلة) . وباستخدام المعادلة (III-52) نحسب انحرافات طرق العتبة المأخوذة كاضعاف المقدار EI_b ، فى موضع القطع حيث $M_0 = 1$ و $Q_0 = 1$:

$$a_{11} = s + 3s^4/a^3 = 2 + (3 \times 2^4)/1^3 = 50$$
$$a_{22} = s^3/2 + s^4/a = 2^3/2 + 2^4/1 = 20$$
$$a_{12} = a_{21} = -s^2/2 + 1,5s^4/a^2 = -2^2/2 + (1,5 \times 2^4)/1^2 = 22$$

والآن نحدد الانحرافات الناجمة عن تأثير الحمل ، باستخدام النظام او المخطط التحميل رقم I (لاحظ الشكل ٣ – ١٥ ، أ) ووضع $P_0 = P_1$ فى المعادلات رقم (III-32) :

$$a_{1p} = -0,5s^2P_1 = -2P_1$$
$$a_{2p} = 0,5s^3P_1 = 4P_1$$



شكل ٣ – ٢٠ . المخططات التصميمية للمثال (٣ – ٣):
أ – المخطط التصميمى الاساسى ؛ ب – الرسم البيانى لتأثير الحمل الطرق ؛ جـ – الرسم البيانى لتأثير الحمل المتوسط ؛ د – الرسوم البيانية الفصلة ؛ ١ – عتبة جاسئة ؛ ٢ – عتبة طويلة ؛ ٣ – منتصف الأساس الشريطى

وبعد هذا سنأخذ مجموعة المعادلات (III-51) الشكل التالى :

$$50M_0 + 22Q_0 - 2P_1 = 0$$
$$22M_0 + 20Q_0 + 4P_1 = 0$$

وبحل المعادلات المذكورة اعلاه ، نحصل على القيم التالية : $M_0 = 0,248P_1$ و $Q_0 = -0,473P_1$ وبتعويض هذه القيم فى معادلات نظام التحميل رقم I ورقم II (لاحظ الشكل ٣ – ١٥) نحصل على القيم التالية بالنسبة للقسم الطويل من العتبة :

$$q = [0,527e^{-\varphi}\cos\varphi - 0,124e^{-\varphi}(\cos\varphi - \sin\varphi)]P_1$$
$$M = [-1,054e^{-\varphi}\sin\varphi + 0,248e^{-\varphi}(\cos\varphi + \sin\varphi)]P_1$$
$$Q = [-0,527e^{-\varphi}(\cos\varphi - \sin\varphi) - 0,248e^{-\varphi}\sin\varphi]P_1$$

وباستخدام هذه القيم ، لمخطط الرسوم البيانية لكل من q ، M و Q ، بعد ان نستخرج قيم $e^{-\varphi}$ ، $\sin\varphi$ ، $\cos\varphi$ من المراجع العلمية الخاصة بذلك .

ونأتي الآن الى حساب الضغوط الحافية (end pressures) لكل وحدة طول من القسم الجاسيء من العتبة باستخدام المعادلتين (III-44) و (III-45) :

$$q_1 = 6M_0/a^2 - 2Q_0/a = 0{,}542P_1$$
$$q_2 = -6M_0/a^2 + 4Q_0/a = 0{,}404P_1$$

وعند تأثير الحمل $P_2 = 1{,}4P_1$ (شكل ٣ – ٢٠ ، جـ) على العمود المتوسط ، يمكن اعتبار العتبة بمثابة نظام انشائي مؤلف من عتبتين طويلتين . وباستخدام الحل المحصول عليه لنظام التحميل رقم III (لاحظ الشكل ٣ – ٢٦ ، أ) نحصل على القيم التالية :

$$q = 0{,}35P_1e^{-\varphi}(\cos\varphi + \sin\varphi)$$
$$M = 0{,}7P_1e^{-\varphi}(\cos\varphi - \sin\varphi)$$
$$Q = -0{,}7P_1e^{-\varphi}\cos\varphi$$

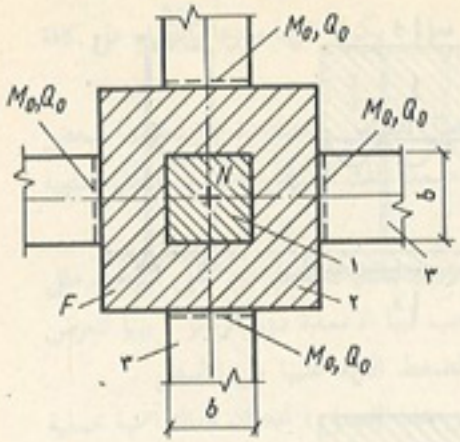
وهذه القيم ستستخدم فى لمخطط الرسم البيانى لكل من q ، M و Q .

ويمكن الحصول على الحل البيانى معبرا عنه بالرسوم البيانية لكل من q ، M و Q وذلك بجمع الرسوم البيانية الخاصة لكافة النظم التحميل للاساس الشريطى (شكل ٣ – ٢٠ ، د) .

الاساسات الشريطية المتصالبة . ان التصميم التقريبى للاساس الشريطى المتصالب ، يجرى على افتراض ان الضغط الناجم عن الانشاء ، يتوزع على كافة مساحة التربة الواقعة تحته . وللحصول على افضل تصميم تعتبر الشرائط الخرسانية المسلحة للاساس ، بمثابة عتبات قابلة للانفعال مستندة على قاعدة مرنة . والقوى المجهولة للفعل المتبادل بين الشرائط المتجهة فى كلا الاتجاهين ، تستخرج بمساواة ارتخاءاتها عند نقاط التقاطع الصليبى . ان عزوم الالتواء تكون ضئيلة للغاية ولهذا السبب لا تؤخذ فى الاعتبار .

ان تصميم (حساب) الاساسات الشريطية المتصالبة ، باعتبارها نظاما مؤلفا من عتبات متجهة فى اتجاهين متصاليين ومستندة على قاعدة تتبادل معها الفعل ، وتعتبر بمثابة فراغ نصفى مرن ، هو تصميم يحتاج الى جهود مضنية جدا .

والطريقة الاسهل للتصميم المذكور ، هى تصميم عتبتين متصالبتين مستندتين على قاعدة مرنة ذات معامل معين للارضية الطبيعية ، وفى هذه الحالة ستنشأ بالاضافة الى المسألة المذكورة اعلاه ، مسألة حساب الوصلة المؤلفة من القسم الجاسيء (القطعة المجوفة التى تدخل فيها قاعدة) تحت العمود واربع عتبات طويلة (شكل ٣ – ٢١) . ان العزوم والقوى الناشئة فى الوصلة المذكورة ، تحدد من الصيغ المماثلة للصيغ رقم (III-56) ، وعندما تكون العتبات الطويلة متساوية الجسوءة ، يمكننا كتابة ما يلى :



شكل ٣ – ٢١ . الرسم التخطيطى لتصميم وصلة القطعة المجوفة لدخول قاعدة العمود مع الشرائط المتصالبة
١ – العمود ؛ ٢ – القطعة المجوفة لدخول قاعدة العمود ؛
٣ – شرائط الاساس المتقاطع (عتبات طويلة)

$$\left.\begin{aligned} Q_0 &= N/(4 + F/sb) \\ M_0 &= 0{,}5sN/(4 + F/sb) \end{aligned}\right\} \qquad \text{(III — 57)}$$

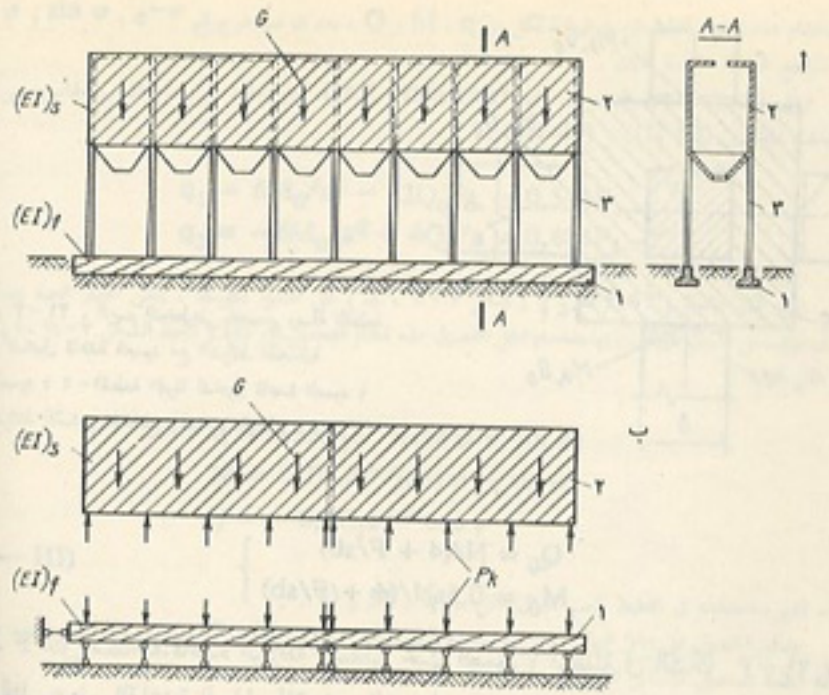
حيث F تمثل مساحة قاعدة البلاطة السفلية تحت العمود (المظللة فى الشكل ٣ – ٢١) ، و b تمثل عرض القاعدة السفلى للاساس الشريطى .

٤ – الفعل المتبادل بين الانشاءات والاساسات المستندة على قاعدة مطاوعة

ان الاساسات لا تصمم اعتمادا على شرط العمل الموحد مع القاعدة المطاوعة فقط ، ولكن مع الاخذ فى الاعتبار ايضا اعادة توزيع الاحمال على القاعدة نتيجة للجسوءة الذاتية للاساس ، اذا كانت جسوءته كبيرة القيمة . وعلى سبيل المثال ، يجب تصميم منصب خزان الوقود (bunker trestle) المستند على اساسات شريطية (شكل ٣ – ٢٢ ، أ) مع الاخذ فى الاعتبار التفاعل المتبادل لذلك المنصب مع الانشاء المبحوث اعلاه ، المؤلف من الاساسات والقواعد الشريطية .

ان الجسوءة الذاتية $(EI)_s$ لتصميم الانشاء فوق الاساس ، تؤثر تأثيرا كبيرا على قيمة القوى P_k فى الاعمدة (شكل ٣ – ٢٢ ، ب) التى هى بمثابة الحمل المؤثر على الاساس . ان حالة الاجهاد فى منصب خزان الوقود والاساسات ، تعتمد اعتمادا جوهريا على تغير وضع الحمل المتحرك G (امتلاء الخلايا) المؤثر على الانشاء .

وعادة عند حساب الفعل المتبادل بين الانشاء والاساسات ، نحصل على فائدة اقتصادية ملموسة فيما يتعلق بمواد البناء .



شكل ٣ – ٢٢ . الرسوم التخطيطية لحساب قوى الفعل المتبادل للانشاء ذى الاساسات الشريطية ، استنادا الى مثال منصب (عمل) خزان الوقود

أ – منظر عام ؛ ب – المخطط التصميمى ؛ ١ – شريط الاساس ؛ ٢ – خزان الوقود ؛ ٣ – عمود

البند الرابع
الاساسات المتصلة الشاملة

١ – معلومات عامة

ان الاساسات المتصلة الشاملة تكون كما يلى : مؤلفة من بلاطات لاعتبية (بلاطات مستوية) ، من بلاطات وعتبات ومن قطع صندوقية الشكل (شكل ٣ – ٢٣) . والاساسات الصندوقية تمتلك اكبر جسوءة ممكنة . وتستخدم الاساسات المتصلة الشاملة فى حالة وجود الاحمال الكبيرة للغاية والموزعة بغير انتظام .

ان الشكل الخارجى وابعاد الاساس المتصل الشامل فى المخطط الافقى ، تحدد بالطريقة التى تجعل محصلة الاحمال الرئيسية الناجمة عن الانشاء ، تمر تقريبا فى مركز القاعدة السفلى للاساس .

وفى عدد من حالات التطبيقات الهندسية الانشائية ، يكفى ان نفترض ، عند تصميم

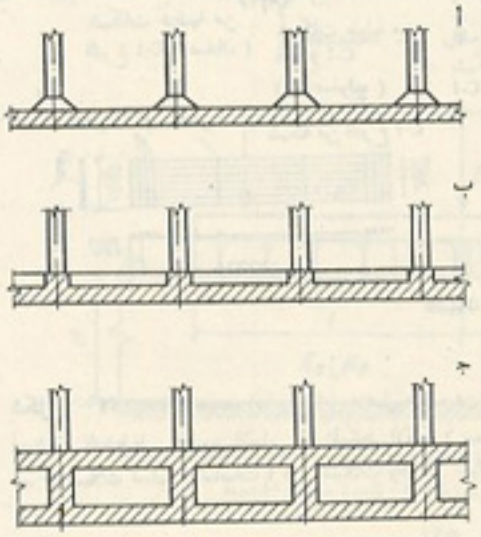
الاساسات المتصلة الشاملة ، بان ضغط التربة الرد فعلى ، يكون تقريبا موزعا بانتظام على كافة مساحة القاعدة السفلى للاساس .

وعندما تكون الاحمال المؤثرة على الاساس المتصل الشامل ، متباعدة عن بعضها البعض وغير منتظمة التوزيع ، يصبح من الافضل عندئذ تصميم ذلك الاساس باعتباره بلاطة مستوية مستندة على قاعدة مطاوعة (مرنة) .

ان الاساس المتصل الشامل ، يسلك عند تعرضه لتأثير الضغط الرد فعلى للتربة ، مثل سلوك الارضية الخرسانية المسلحة المقلوبة ، التى تلعب فيها الاعمدة دور الركائز . بينما تتعرض فيه القطع الانشائية للاساس الى الانحناء نتيجة لضغط التربة عليها من الاسفل .

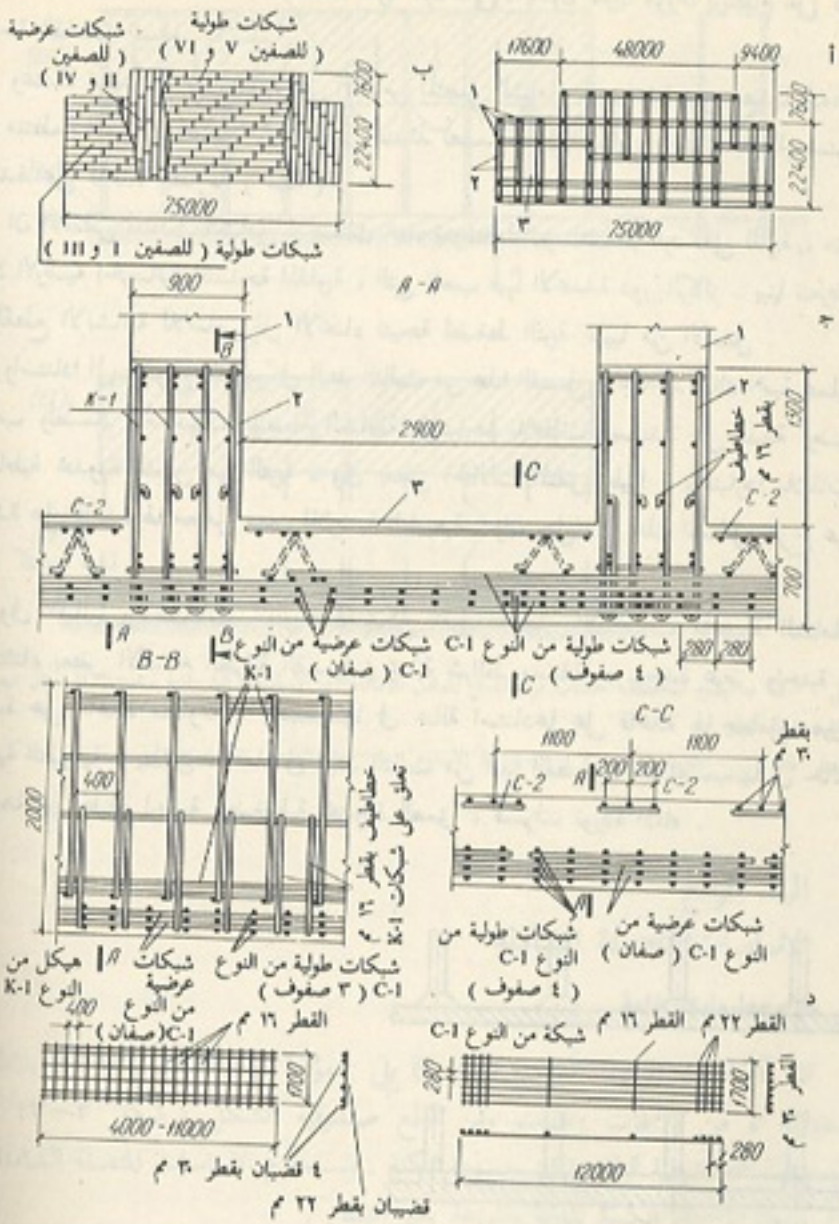
واستنادا الى الشرح المذكور فى البند الثالث من هذا الفصل ، نجد ان هناك اهمية عملية لحساب وتصميم الاساسات المتصلة الشاملة باعتبارها بلاطات مستندة على طبقة ارضية انضغاطية محدودة الشخن من التربة ، وفى بعض الحالات المتفق عليها ، باعتبارها بلاطات مستندة على قاعدة لها معامل معين للارضية الطبيعية . وان حل مثل هذه المسائل يخرج عن نطاق كتابنا هذا .

وفى المبانى والانشاءات الطويلة ، يمكن تقريبا اعتبار الاساسات المتصلة الشاملة (باستثناء بعض الاقسام الطرفية القصيرة) بمثابة شرائط مستقلة ، بوحدة عرض واحدة ، مستندة على قاعدة مطاوعة . وتصميمها فى حالة استنادها على قاعدة لها معامل معين للارضية الطبيعية ، يطابق ما جاء فى البند الثالث من هذا الفصل ، اما تصميمها فى حالة استنادها على طبقة ارضية انضغاطية محدودة العمق ، فسوف نورده ادناه .



شكل ٣ – ٢٣ . الاساسات الخرسانية المسلحة الشاملة (الحصيرية)

أ – اساس من بلاطة مستوية ؛ ب – اساس من بلاطة وعتبة ؛ جـ – اساس صندوق الشكل



شكل ٣ – ٢٤ . مثال لتصميم اساس شامل متصل مؤلف من بلاطات وعتبات

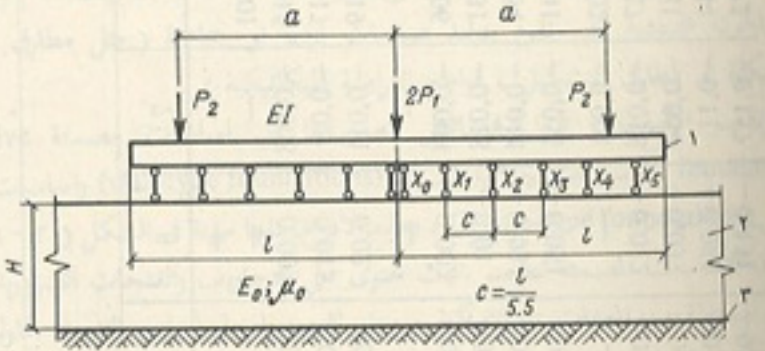
أ – الرسم التخطيطي لتصميم الاساس في المسقط الافقي ؛ ب – ترتيب الشبكات الفولاذية الملحومة في المسقط الافقي ؛ جـ – تفصيلات تسليح الاساسات ؛ د – الشبكات والهياكل الفولاذية الملحومة ؛ ١ – الاعمدة ؛ ٢ – الضلع ؛ ٣ – البلاطات

ان البلاطات غير العتبية للاساسات ، تسلح بشبكات فولاذية ملحومة . وتحتوى الشبكات على قضبان فعالة فى اتجاه واحد ، وتوضع فوق بعضها البعض بطبقات لا تقل عن اربع ، وتوصل بدون وصلات تراكبية فى الاتجاه غير الفعال ، وبوصلات تراكبية (بدون لحام) فى الاتجاه الفعال . وتوضع الشبكات العليا على هياكل قضيبية ساندة .

وان الاساسات المتصلة المؤلفة من بلاطات وعتبات ، تسلح بشبكات وهياكل فولاذية ملحومة . ويوجد فى الشكل (٣ – ٢٤) مثال لتسليح اساس احد المبانى المتعددة الطوابق . وتحتوى البلاطة فى ثخنها على شبكات تسليح مزدوجة طولية وعرضية . والمنطقة الاكثر اجهادا ، مسلحة تسليحا اضافيا بطبقتين من الشبكات الطولية . ولاجل مقاومة الانحناء الموضعى ، سلحت البلاطة بقضبان علوية ، مؤلفة من ثلاثة قضبان فعالة مجتمعة فى الشبكة ، وتوجد بينها مسافات بينية تسمح بالوصول الى قضبان التسليح السفلى . اما فى الاضلاع فقد ربطت الهياكل المستوية لتؤلف هياكل تسليح مجسمة ، وذلك بلحام قضبان مستعرضة وقضبان ملولبة قصيرة (studs) مع فولاذ تسليح البلاطة .

٢ – حساب وتصميم الاساسات المتصلة الشاملة باعتبارها بلاطات مستندة على طبقة ارضية انضغاطية محدودة الثخن

ان البلاطة ذات وحدة العرض الواحدة ، المفصولة عن الاساس المتصل مع قاعدتها ، تعتبر حسب التصنيف الوارد فى نظرية المرونة ، بمثابة بلاطة مستوية فى حالة انفعال (تشوه) مستو (plane deformation) . وخلافا للمخطط التصميمى للعتبات المستندة على فراغ نصفى مرن (لاحظ الشكل ٣ – ١٣) نجد فى المخطط التصميمى فى هذه الحالة (شكل ٣ – ٢٥) أنه يؤخذ فى الاعتبار انفعال القاعدة ذات الثخن المحدود H ، وذات الطول الذى لا يزيد عادة على نصف طول الشريط الذى يراد تصميمه .



شكل ٣ – ٢٥ . الرسم التخطيطى لتصميم البلاطة المستندة على طبقة انضغاطية محدودة العمق (الثخن)

١ – بلاطة الاساس بعرض b = 1 ؛ ٢ – طبقة مرنة انضغاطية ؛ ٣ – قاعدة مطلقة الجسوءة

جدول ٣-٣

قيم الهبوط Y_{ki} لسطح قاعدة الاساسات باعتبارها طبقة منتظمة محدودة العمق

μ_0	H	x/c									
		0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0,2	c	3,628	0,179	−0,016	−0,002	—	—	—	—	—	—
	2c	3,938	0,903	0,112	−0,015	−0,015	−0,006	−0,001	—	—	—
	3c	4,735	1,547	0,455	0,1	−0,003	−0,02	−0,015	−0,008	0,003	−0,001
	4c	5,305	2,059	0,827	0,318	0,097	−0,009	−0,017	−0,02	0,015	−0,009
	5c	5,749	2,471	1,17	0,567	0,254	0,095	0,019	−0,011	0,02	−0,019
0,3	c	2,468	0,094	−0,034	−0,007	−0,002	−0,001	—	—	—	—
	2c	3,770	0,763	0,03	−0,053	−0,031	−0,014	−0,006	−0,003	−0,002	−0,001
	3c	4,565	1,391	0,334	0,019	−0,052	−0,048	−0,031	−0,018	−0,01	−0,006
	4c	5,135	1,897	0,687	0,207	0,015	−0,047	−0,054	−0,044	−0,031	−0,02
	5c	5,578	2,31	1,02	0,438	0,149	0,014	−0,041	−0,055	−0,051	−0,041
0,4	c	2,173	−0,075	−0,087	−0,029	−0,012	−0,006	−0,002	−0,001	—	—
	2c	3,461	0,503	−0,136	−0,144	−0,082	−0,045	−0,027	−0,018	−0,012	−0,008
	3c	4,254	1,104	0,103	−0,147	−0,163	−0,122	−0,081	−0,054	−0,037	−0,027
	4c	4,823	1,599	0,425	−0,007	−0,15	−0,17	−0,144	−0,11	−0,081	−0,059
	5c	5,266	2,007	0,741	0,194	−0,055	−0,152	−0,172	−0,157	−0,131	−0,104

ملحوظة : x – المسافة من نقطة تأثير مركز الحمل الى النقطة التى يحدد عندها الهبوط ، أى المسافة بين النقطتين A و k ، c – المسافة بين القطبين المتجاورين .

وهنا نجد ان المخطط التصميمى الاساسى ، وتعاقب الحل والصيغ الحسابية الموضوعة للعتبات المستندة على الفراغ النصفى المرن ، تبقى على حالها من حيث المبدأ .

وفى هذه الحالة ، يحسب انحراف القوى فى مجموعة المعادلات بواسطة الصيغة التالية :

$$\delta_{ki} = (\alpha_1 w_{ki} + I_{ki})(1 - \mu_0^2)\pi E_0 \qquad (III - 58)$$

حيث تستخرج قيمة w_{ki} من المعادلة (III-14) :

$$\alpha_1 = \pi E_0 c^3 / 6EI(1 - \mu_0^2) \qquad (III - 59)$$

وتستخرج قيمة هبوط (سطح قاعدة) الاساس Y_{ki} من الجدول (٣ – ٣) حيث حسبت قيمه للطبقة المرنة المحدودة السمك بواسطة الطريقة الموضوعة من قبل الاستاذ السوفييتى دافيدوف ، الذى وضع بالذات طريقة التصميم برمتها .

البند الخامس

اساسات المكنات التى تولد احمالا دينامية

هناك نوعان من المكنات من حيث تأثيرها الدينامى هما : المكنات ذات التأثير الدورى (periodic effect) والمكنات ذات التأثير اللادورى (nonperiodic effect) .

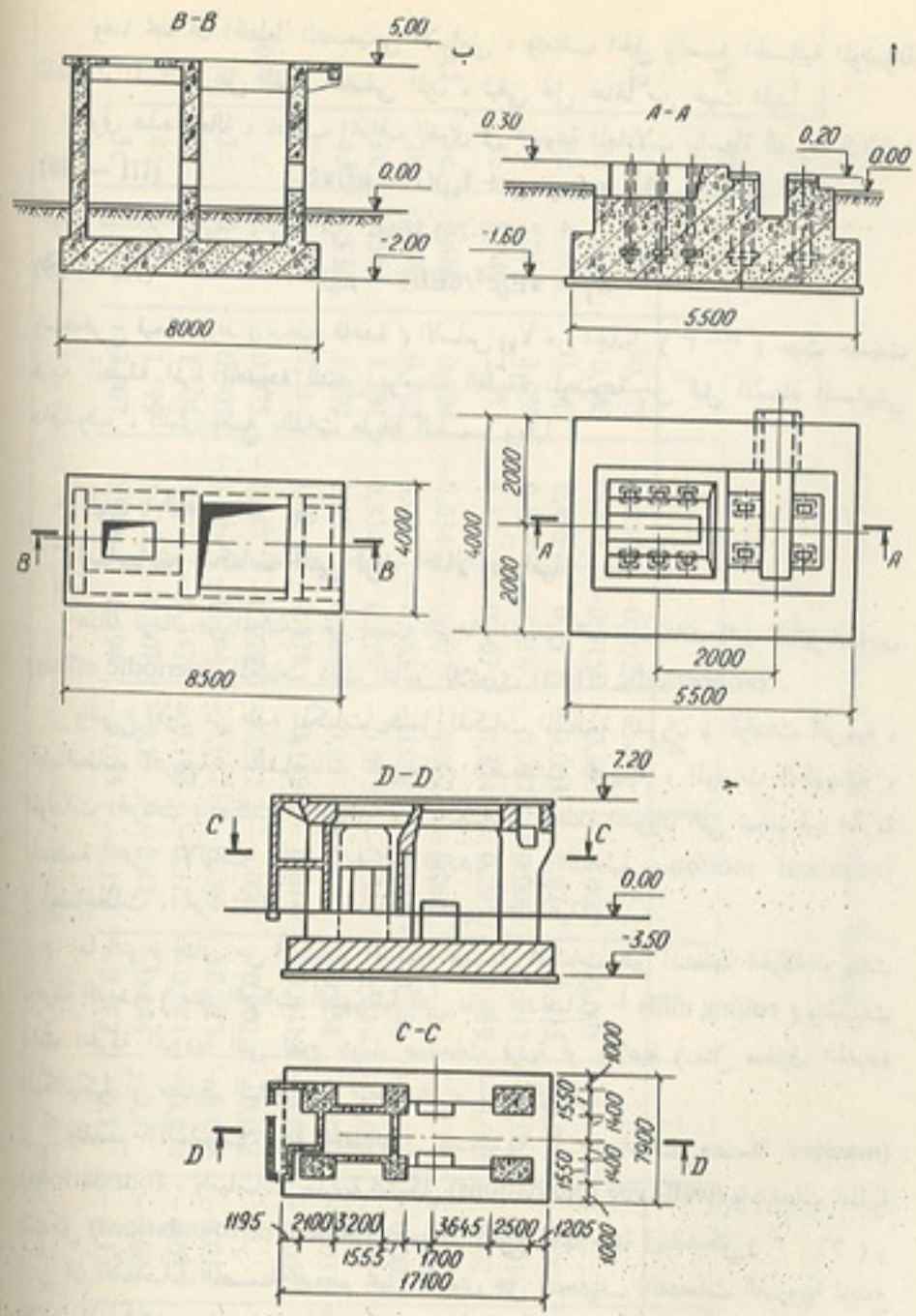
والنوع الاول من هذه المكنات يشمل المكنات المنتظمة الدوران (المولدات التربينية ، الضاغطات التربينية ، الشاحنات التربينية ، المضخات التربينية ، المولدات الكهربائية ، المولدات المحركات والمحركات الكهربائية) ، والمكنات المنتظمة الدوران التى تنجم فيها الحركة المنتظمة عن الاليات ذات الحركة الترددية او التبادلية – reciprocal motion (الضاغطات ، محركات الديزل ، مقاطع التفريز الجماعية) .

اما النوع الثانى من المكنات المذكورة فيشمل المكنات غير المنتظمة الحركة او ذات الحركة الترددية (مثل المحركات الكهربائية التى تدير المدلفنات – rolling mills) والمكنات ذات الحركة الترددية التى تقوم بتوليد صدمات فردية او جماعية (مثل مطارق الحدادة الميكانيكية أو مطارق التشكيل ، قواطع القراضة الميكانيكية) .

وتقسم الاساسات تبعا لخصائص تصميمها الى اساسات مصمتة (massive foundations) ، واساسات جدارية الشكل (wall-type foundations) واساسات اطارية الشكل (frame-type foundations) ، وهذه الانواع كلها مبينة فى الشكل (٣ – ٢٦) .

ان الأساسات المصمتة تصمم بحيث تحتوى على التجاويف والفتحات الضرورية لوضع الاجزاء المستقلة من المعدات الميكانيكية ، وعلى ثقوب واسعة لمسامير التثبيت الملولبة .

وتتألف الاساسات الجدارية الشكل من جدران رأسية عرضية او طولية مثبتة تثبيتا جاسئا مع البلاطة السفلى للاساس . وقد تكون جدران الاساس هذه متصلة مع بعضها البعض بواسطة عتبات مستعرضة او حواجز قاطعة (قواطع) .



شكل ٣-٢٦ . أساسات المكنات التى تولد احمالا دينامية
١-اساس مصمت ؛ ٢-اساس جدارى الشكل ؛ ٣-اساس اطارى الشكل

اما الاساسات الاطارية الشكل ، فتكون على هيئة هيكل مؤلف من عوارض وقوائم (posts) مستند على بلاطة الاساس السفلى .

ان الاساسات يجب ان تحقق شروط المقاومة والاستقرار . وتعتمد تصاميم القسم العلوى للاساس على حجوم وابعاد المكنات والآليات وسهولة صيانتها .

اما مقاومة القاعدة فتراجع بواسطة مقاومة التربة مع استخدام عامل تخفيض قدره 0,8 للاساسات الموجودة تحت المعدات التربينية و 0,4 للاساسات الموجودة تحت مطارق التشكيل الميكانيكية .

والاساس برمته ، يجب ان يكون متناسق التركيب بحيث تمر محصلة كتلته وكتلة المكنة التى فوقه ، فى مركز ثقل قاعدته السفلى ، أو بخارجه قليلا ، بلا تمركزية تتراوح بين (٣-٥ ٪) .

وبالنسبة للمكنات والمعدات البطيئة الحركة ، التى تبلغ سرعة دورانها حدا يصل الى ١٠٠٠ دورة /دقيقة ، يجرى الحساب الدينامى الذى تحدد بواسطة سعات الذبذبات القسرية فى الاتجاهين الرأسى والافقى . وان هذه السعات المحسوبة ، يجب ان لا تزيد على السعات المقررة فى المواصفات القياسية للمكنات المختلفة الانواع .

وتحسب سعات الاهتزازات (الذبذبات) للاساسات ، مع الأخذ فى الاعتبار الخصائص المرنة للقواعد . وفى الاساسات الاطارية الشكل تؤخذ فى الاعتبار الخصائص المرنة للاطر ، وتعتبر الاساسات المصمتة والجدارية الشكل ، بمثابة اساسات مطلقة الجسوءة .

وتحسب مقاومة بعض الاقسام المنفردة من الاساسات ، مثل حساب مقاومة القطع الخرسانية المسلحة .

وتحتوى المراجع الهندسية الخاصة على التعليمات المفصلة الخاصة بتصميم الاساسات وكذلك على الحسابات الاستاتية والدينامية لها ، تبعا لكل نوع من انواع المكنات والمعدات .

والخرسانة المستخدمة فى انتاج الاساسات ، لا تقل ماركتها المصممة عن ١٥٠ ، مع استخدام فولاذ تسليح من الاصناف A-I ، A-II و A-III .

ان الاساسات المصمتة والاساسات الجدارية الشكل ، تسلح من السطح فقط ، وكذلك فى اماكن وجود الثقوب والتجاويف او مواضع تسليط القوى والاحمال المركزة . اما الاساسات الاطارية فتسلح مثل تسليح القوائم والعوارض الاطارية استنادا الى المواصفات القياسية لتصميم الانشاءات الخرسانية المسلحة .

وفى اغلب الاحيان تنتج الاساسات الواقعة تحت المعدات الميكانيكية بصب الخرسانة فى الموقع ، وتسلح بشبكات وهياكل ملحومة ، كما تضع القوالب المؤقتة من بلاطات خرسانية مسلحة رقيقة ، تترك فيما بعد ضمن تصميم الاساس .

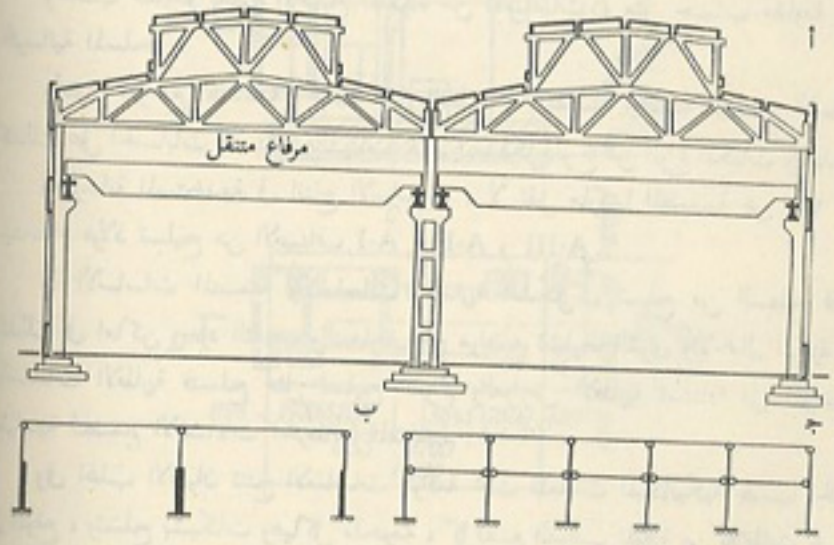
الفصل الرابع

تصاميم المبانى الصناعية الوحيدة الطابق

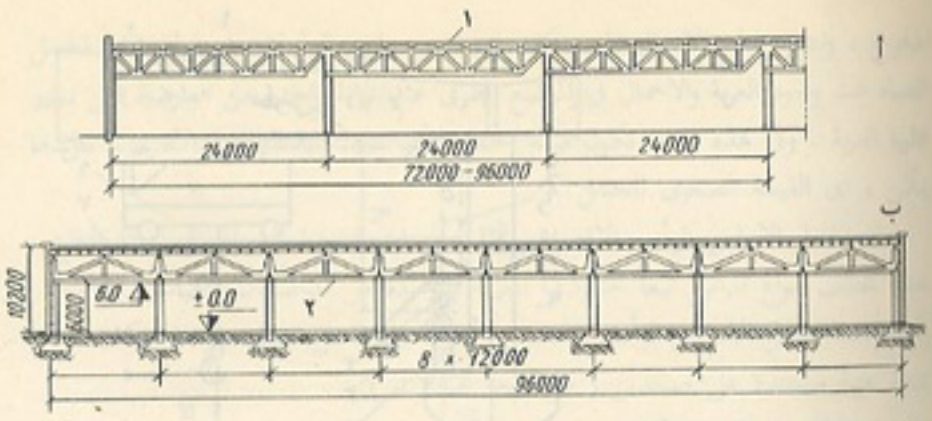
البند الأول
المخططات التصميمية للمبانى الصناعية

١ – القطع الانشائية للمبانى

ان المبانى المستخدمة لصناعات المعادن (الميتالورجيا) ، الهندسة الميكانيكية ، الصناعات الخفيفة وغيرها ، تكون عادة هيكلية ذات طابق واحد (شكل ٤ – ١ ، أ) . والخاصية التصميمية والتكنولوجية لمثل هذه المبانى ، تتمثل فى تجهيزها بوسائل النقل – المرافيع المتنقلة التى تسير على سكك قائمة على الاعمدة وهى التى تسمى بالمرافيع المتنقلة العلوية (overhead travelling cranes) والمرافيع المتنقلة التى تسير على سكك معلقة فى السقف والتى تسمى بالمرافيع المتنقلة المعلقة (suspension travelling cranes) . وسقوف المبانى الصناعية الوحيدة الطابق ، قد تكون عتبية مؤلفة من قطع طولية الشكل او تكون مجسمة على هيئة القشريات (shells) .



شكل ٤ – ١ . مبنى صناعى وحيد الطابق يحتوى على مرافيع متنقلة
أ – مقطع عرضى انشائى ؛ ب – مخطط الأطار العرضى ؛ جـ – مخطط الاطار الطول



شكل ٤ – ٢ . مبنى صناعى وحيد الطابق ، يحتوى على سقف مستو
أ – مقطع عرضى ؛ ب – مقطع طول ؛ ١ – سقف مستو ؛ ٢ – سقف معلق

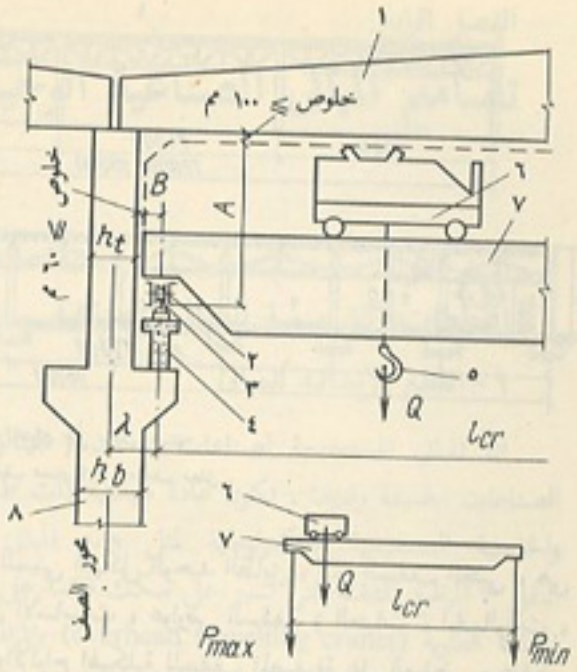
ومن ضمن القطع الانشائية للمبنى الهيكلى الوحيد الطابق ، ذى السقف العتبى ، هى الاعمدة (القوائم) المثبتة جيدا فى الاساسات ، عوارض السقف (العتبات ، الجمالونات ، العقود) المستندة على الاعمدة ، والالواح الهيكلية للسقف المصفوفة على العوارض ، عوارض (جسور) سكك المرفاع المتنقل ، الكوات السقفية للضوء الطبيعى (skylights) او الكوات السقفية للتهوية الطبيعية . والقطعة الانشائية الاساسية للهيكل ، هى عبارة عن الاطار المستعرض المتكون من الاعمدة والعوارض .

ويتم الحصول على الجسوءة الفضائية (الحيزية) الضرورية والاستقرار اللازم للمبنى الهيكلى الوحيد الطابق ، بواسطة التثبيت المحكم للاعمدة فى الاساسات . وفى الاتجاه العرضى يتم تأمين الجسوءة الفضائية للمبنى بواسطة الاطر المستعرضة اما فى الاتجاه الطولى فبواسطة الاطر الطولية ، المؤلفة من نفس الاعمدة ، قطع السقف ، عتبات سكك المرافيع وقوائم التكتيف الرأسية (شكل ٤ – ١ ، ب ، جـ) .

والمبانى الصناعية الوحيدة الطابق (الخالية من المرافيع المتنقلة او المجهزة بمرافيع على الارض) قد تكون ايضا ذات سقف مستو خال من الكوات (شكل ٤ – ٢) .

٢ – المرافيع المتنقلة العلوية

ان انتقال الحمل بصورة عمودية على طول المبنى الصناعى ، يتم بواسطة عربة مكشوفة تحتوى على خطاف حديدى معلق فيها بواسطة سلك مرن او جامىء ، وتتحرك العربة على سكة حديدية مقامة على العارضة السقفية او العتبة (شكل ٤ – ٣) . اما انتقال الحمل



شكل ٤-٣ . الرسم التخطيطى للمرفاع المتنقل والعربة التابعة له ، المحتوية على خطاف معلق فى كبل مرن:
١ – عارضة ؛ ٢ – عجلة المرفاع المتنقل ؛ ٣ – سكة المرفاع ؛ ٤ – عتبة سكة المرفاع ؛ ٥ – خطاف معدنى ؛ ٦ – عربة المرفاع ؛ ٧ – مرفاع متنقل ؛ ٨ – عمود

بمحاذاة الباع ، اى بطول المبنى الصناعى ، فيتم بواسطة انتقال عارضة سكة العربة على عجلات صغيرة خاصة تتحرك بطول المبنى ويبلغ عددها اربع عجلات فى حالة حمولة المرفاع التى تصل الى ٥٠ طنا (توضع عجلتان تحت كل سكة) .

وتختلف المرافيع المتنقلة تبعا لنظام اشتغالها (خدمتها) اى تبعا لشدة استخدامها وحمولتها . فهناك مرافيع الاحمال الخفيفة (light-duty cranes) التى تتميز بالتشغيل غير المنتظم المتباعد الفترات والسرعة القليلة للحركة – الى حد ٦٠ م /دقيقة (كما هى الحالة فى غرف مكنات محطات توليد الطاقة الحرارية ، وورشات صيانة وتصليح المكنات وغيرها) ، مرافيع التشغيل المتوسط (medium-duty cranes) التى تتميز بالتشغيل الكثيف للمرافيع وبسرعة حركة عادية – تصل الى ١٠٠ م /دقيقة (كما هى الحالة فى الورشات الميكانيكية وورشات التجميع فى المصانع ، ورشات تشكيل المصبوبات او القوالب فى مصانع القطع الخرسانية المسلحة وغيرها) ، مرافيع التشغيل العنيف (heavy-duty cranes) ، التى تتميز بالتشغيل الكثيف للغاية لثلاث ورديات (نوبات) متتالية ، وبسرعة حركة عالية – تزيد على ١٠٠ م /دقيقة (كما هى الحالة فى ورشات السباكة ، والدلفنة ، والحدادة وغيرها) . ان حمولة المرافيع المتنقلة العلوية ، قد تبلغ ١٠ ، ٢٠ ، ٣٠ ، ٥٠ طنا فما فوق .

والمرفاع المتنقل العلوى ، ينقل تأثير الاحمال الرأسية والافقية الى هيكلى المبنى . وتتألف الاحمال الرأسية من كتلة العارضة التى تحمل السكة (الجسر) . والعربة المتحركة ، والحمل

المرفوع ، وتنتقل هذه الاحمال الى سكك العربة عن طريق العجلات . ويبلغ تأثير الحمل اقصاه عند وجود العربة والاحمال فى الموضع الطرفى عند نهاية واحدة من العارضة التى تسير عليها العربة . وفى هذه الحالة تكون قيمة الحمل المؤثر عند نهاية العارضة الاخرى ، اقل ما يمكن ، اى القيمة الصغرى للحمل .

ان الحمل الاساسى الرأسى الاقصى P^b_{max} ، المساوى لضغط العجلة على سكة المرفاع ، يحدد مختلف انواع المرافيع تبعا لحمولاتها المعينة المأخوذة من المواصفات القياسية الخاصة . وتحدد قيمة الحمل الاساسى الرأسى الاصغر P^b_{min} ، انطلاقا من اعتبار عارضة سكك المرفاع بمثابة عتبة مستندة على مسندين (على اربعة عجلات) :

$$P^b_{min} = (Q + Q_g + G)/2 - P^b_{max} \qquad (IV - 1)$$

حيث Q – السعة الحملية للمرفاع المتنقل ، Q_g – كتلة عارضة السكك (الجسر) ، G – وزن العربة المتحركة .

ان قيمة الحمل الاساسى الافقى ، المتجه بصورة عرضية على سكة المرفاع ، والناجم عن فرملة العربة (braking) تؤخذ مساوية لما يلى :

للمرافيع ذات السلك المرن لتعليق الحمل :

$$T^b_{tr} = 0{,}05(Q + G) \qquad (IV - 2)$$

وللمرافيع ذات التعليق الجاسىء

$$T^b_{tr} = 0{,}1(Q + G) \qquad (IV - 3)$$

والحمل T^b_{tr} يمكن ان يتجه الى داخل الباع والى خارجه ايضا ، وينتقل الى سكة واحدة ويتوزع بالتساوى على عجلتى العربة التابعة للمرفاع .

ان الحمل الاساسى الافقى ، المتجه بمحاذاة سكة المرفاع ، الناجم عن الفرملة على العارضة (بعجلة فرملة واحدة فى المرافيع التى تصل حمولتها الى ٥٠ طنا) :

$$T^b_{long} = 0{,}1P^b_{max} \qquad (IV - 4)$$

ومعامل تجاوز الحمل n فى حالة تصميم وحساب القطع الانشائية للمبنى بالنسبة لتأثير احمال المرفاع الرأسية والافقية ، يؤخذ عادة مساويا للمقدار 1,2 .

ان عوارض سكك المرفاع المتنقل تتعرض عند حركة المرفاع الى تأثيرات دينامية ناجمة عن التحميل السريع وعن الصدمات الناجمة عن عدم سلاسة طريق العربة خاصة فى اماكن وصلات السكة الحديدية (rail joints) . ولهذا السبب عند حساب الهمة الحملية

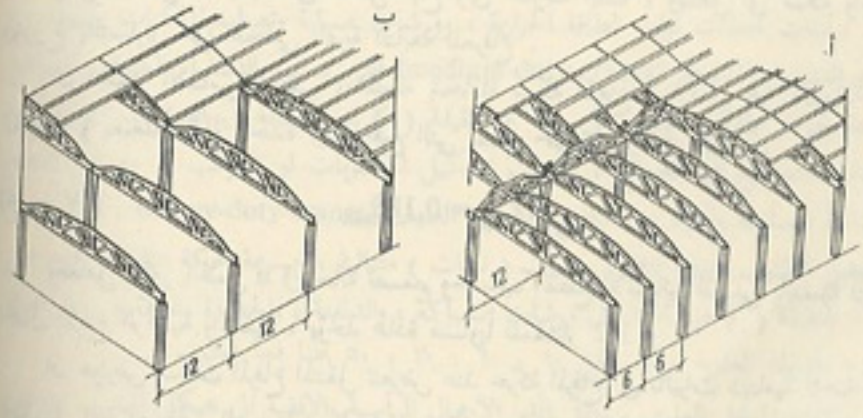
للعوارض الحاملة لسكة المرفاع تضرب قيم الاحمال التصميمية الرأسية والافقية الناجمة عن المرفاع فى معامل دينامى يساوى $k_{dyn} = 1,1$. والتأثيرات الدينامية الناجمة عن المرفاع المتنقل العلوى ، لا تؤثر على بقية القطع الانشائية للمبنى .

٣ – الترتيب النسبى لاجزاء المبنى (building proportioning)

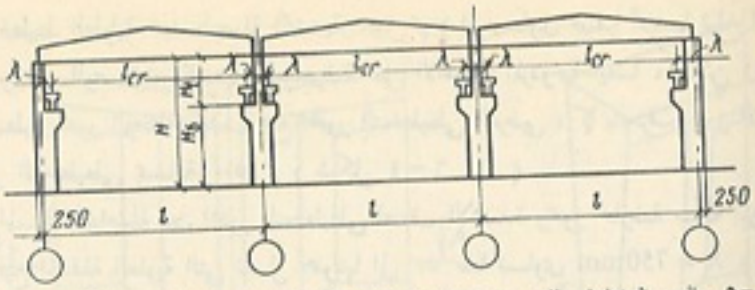
ان شبكة الاعمدة فى المبانى الهيكلية الوحيدة الطابق ، المحتوية على مرافيع متنقلة علوية ، تضم الابعاد التالية تبعا لتكنولوجية الانتاج الصناعى : ١٢×١٨ م ، ١٢×٢٤ م ، ١٢×٣٠ م او ٦×١٨ م ، ٦×٢٤ م ، ٦×٣٠ م . وفى اغلب الاحيان تكون المسافة (الخطوة) الفاصلة بين الاعمدة مساوية ١٢ م ، واذا استخدمت مع هذه المسافة الفاصلة الواح هيكلية جدارية طولها ٦ م ، عندئذ بالاضافة الى الاعمدة الموجودة ، توضع اعمدة متوسطة اضافية على امتداد المحاور الخارجية ، وهى عبارة عن أعمدة تشابكية . وعندما تبلغ المسافة الفاصلة بين الاعمدة ١٢ م ، يمكن جعل خطوة العوارض تساوى ٦ م مع استخدام جمالون ثانوى بمثابة مسند متوسط (شكل ٤ – ٤) .

ويمكن الحصول على احسن الدلائل الاقتصادية الهندسية من حيث حجم العمل المبذول والتكاليف المصروفة فى انتاج السقوف من الخرسانة المسلحة السابقة الصنع ، عندما تبلغ المسافة الفاصلة بين الاعمدة ١٢ م بدون استخدام جمالون ثانوى .

ولاجل الحفاظ على الطراز الموحد النموذجى للقطع الانشائية للسقف ، ترتب اعمدة الصف الاخير بالطريقة التى تجعل المحور التخطيطى (التصميمى) لصف الاعمدة يمر على



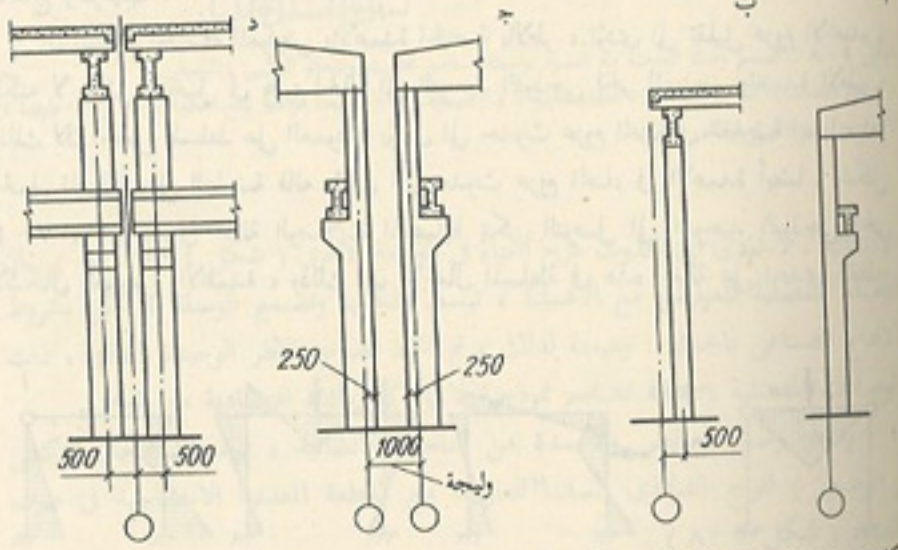
شكل ٤ – ٤ . الرسوم التخطيطية لتصميم المبنى عندما تبلغ المسافة (الخطوة) بين الاعمدة :
أ – ٦ م مع وجود جمالونات ثانوية ؛ ب – ١٢ م بدون جمالونات ثانوية



شكل ٤ – ٥ . الرسم التخطيطى الذى يبين الزيحان بين القطع الانشائية ومحاور التخطيط عند المقطع العرضى

مسافة تساوى ٢٥٠ مم من السطح الخارجى للعمود (شكل ٤ – ٥) . وعندما تبلغ المسافة بين اعمدة الصف الخارجى ٦ م وتصل حمولة المرافيع المتنقلة الى حد ٥٠ طنا ، ترتب اعمدة الصف الاخير بزيحان صفرى (zero offset) عن المركز ، بانطباق محور الصف مع السطح الخارجى للعمود (شكل ٤ – ٦ ، أ) . وعند اطراف المبنى ، يكون الزيحان بين محور العمود والمحور التخطيطى المستعرض مساويا للمقدار ٥٠٠ مم (شكل ٤ – ٦ ، ب) . وعندما يكون امتداد المبنى طويلا فى الاتجاهين العرضى والطولى ، يقسم المبنى الى عدة بلوكات مستقلة بواسطة الوصلات التمددية الحرارية (expansion joints) .

وتنجز الوصلات التمددية الحرارية الطولية عادة ، على الاعمدة المزدوجة باستخدام وليجة معدنية (insert) كما فى الشكل (٤ – ٦ ، جـ) ، وفى هذه الحالة يبلغ زيحان الاعمدة عن



شكل ٤ – ٦ . الرسوم التخطيطية التى تبين الزيحان بين الخط المنصف للاعمدة ومحاور التخطيط
أ – لصف الطرق من الاعمدة التى تفصل بينها مسافة (خطوة) تساوى ٦ م ؛ ب – فى السطح الطرق للمبنى ، جـ – عند الوصلة التمددية الحرارية الطولية ؛ د – عند الوصلة التمددية الحرارية العرضية

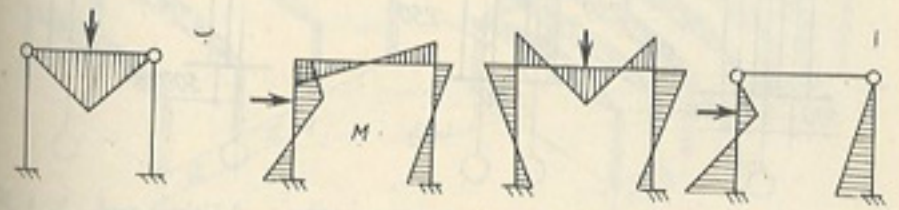
محاور التخطيط الطولية عند الوصلة التمددية ٢٥٠ مم (او يساوى صفرا عندما تبلغ الخطوة ٦ م) . وتنجز الوصلات التمددية المستعرضة على الاعمدة المزدوجة ايضا ، ولكن فى هذه الحالة ، ينطبق محور الوصلة التمددية مع المحور التخطيطى العرضى ، كما ينحرف محور الاعمدة عن المحور التخطيطى بمسافة ٥٠٠ مم (شكل ٤ – ٦ ، د) .

ان المسافة الفاصلة بين المحور التخطيطى لصف الاعمدة ومحور عارضة سكة المرفاع فى حالة المرافيع المتنقلة العلوية التى تصل حمولتها الى ٥٠ طنا تساوى $\lambda = 750mm$ (شكل ٤ – ٣) . وتتألف هذه المسافة من البعد الاجمالى للمرفاع ، اى العارضة الكابولية B ، وطول المقطع العرضى للعمود فى القسم الواقع فوق المرفاع h_t والخلوص اللازم C بين عربة المرفاع والعمود . وعند العمود الطرفى نجد ان المسافة المذكورة تساوى $\lambda = B + h_t + C - 250$.

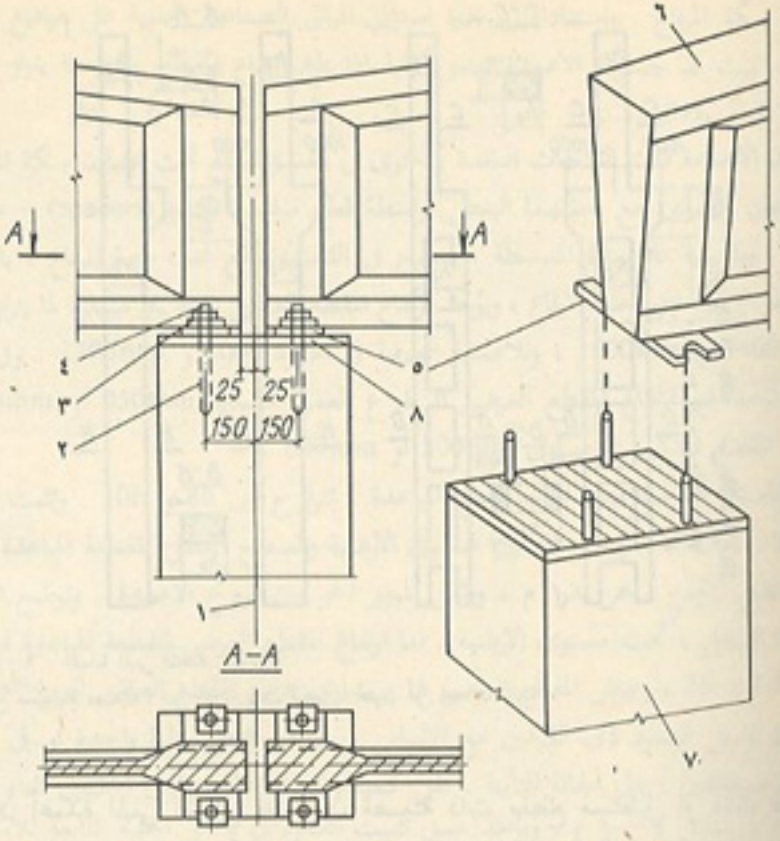
٤ – الأطر المستعرضة (transverse frames)

ان عوارض الاطر المستعرضة قد تكون من حيث تصميمها اما مصمتة او ذات فتحات نافذة فى كتلتها (شكل ٤ – ٦ ، جـ) ، ووصلاتها مع القوائم قد تكون جاسئة او مفصلية (hinged joints) . واختيار الشكل الخارجى للعارضة ، تصميمها وطبيعة اتصالها مع القوائم ، تعتمد كلها على المساحة المراد تغطيتها ، ونوع السقف والتكنولوجية المتبعة فى الانتاج والتركيب .

ان الوصلة الجاسئة للعوارض والاعمدة الخاصة بالاطر ، تؤدى الى تقليل عزوم الانحناء ، ولكنه لا يمكن التوصل فى هذه الحالة الى التوحيد النموذجى الحر للعوارض واعمدة الاطر ، وذلك لان الحمل المسلط على العمود ، يؤدى الى حدوث عزوم انحناء فى العارضة ايضا ، اما الحمل المسلط على العارضة فانه يؤدى الى حدوث عزوم انحناء فى الاعمدة أيضا (شكل ٤ – ٧ ، أ) . وفى حالة الوصلات المفصلية يمكن التوصل الى التوحيد النموذجى الحر لاشكال العوارض والاعمدة ، وذلك لان الاحمال المسلطة فى هذه الحالة على احدى القطع



شكل ٤ – ٧ . الرسوم البيانية لاختيار التصميم المنطقى الامثل للاطار المستعرض ؛ الرسوم البيانية لعزوم الانحناء :
أ – عند وجود وصلة جاسئة للعارضة مع العمود ؛ ب – عند وجود وصلة مفصلية للعارضة مع العمود

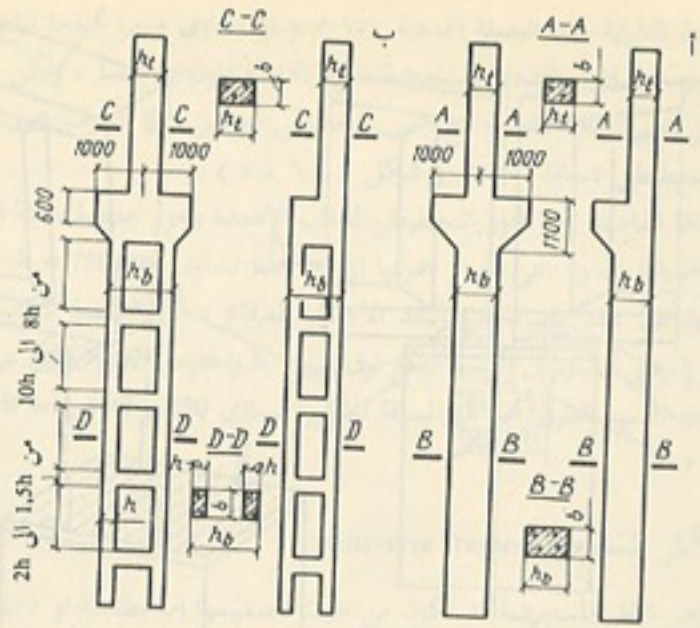


شكل ٤ – ٨ . تصميم وصلة العارضة مع العمود بواسطة مسامير التثبيت واللحام التركيبى (الموضعى):
١ – محور الصف ؛ ٢ – مثبتات ؛ ٣ – حلقة معدنية ؛ ٤ – صمولة ؛ ٥ – صفيحة فولاذية يبلغ سمكها ١٢ مم ؛ ٦ – عارضة ؛ ٧ – عمود ؛ ٨ – لوح فولاذى جانبى

الانشائية ، لا تؤدى الى حدوث عزوم انحناء فى القطعة الاخرى (شكل ٤ – ٧ ، ب) . ان الوصلة المفصلية للعوارض مع الاعمدة ، تبسط شكلها وتصميم الوصلة ، وتفى بشروط الانتاج الصناعى بالجملة . ونتيجة لذلك ، تم اتخاذ تصاميم الاطر الوحيدة الطابق ، ذات الوصلات المفصلية ، بمثابة تصاميم نموذجية لانها اكثر فائدة اقتصادية من غيرها .

وتنجز وصلة العوارض والاعمدة من الناحية الانشائية ، بواسطة اللحام التركيبى (الموضعى) للوح الفولاذى الساند للعارضة مع القطعة المعدنية الاندماجية فى طرف العمود (شكل ٤ – ٨) .

وفى حالة وصول الابواع الى ١٨ م ، تستخدم العتبات السابقة الاجهاد بمثابة عوارض ، وعند وصول الابواع الى ٢٤ م او ٣٠ م ، تستخدم الجمالونات بمثابة عوارض .



شكل ٤ – ٩ . أعمدة المبنى المتعدد الطوابق
أ – مقاطع مستطيلة مصمتة ؛ ب – مقاطع ذات فرعين ، تحوى على فتحات نافذة

ان أعمدة المبنى الهيكلى قد تكون مصمتة ذات مقطع مستطيل او ذات فتحات نافذة ، مؤلفة من فرعين (شكل ٤ – ٩) . وعند اختيار تصميم العمود يجب ان تؤخذ فى الاعتبار حمولة المرفاع العلوى المتنقل وارتفاع المبنى . وان الاعمدة المصمتة تستخدم عندما تبلغ حمولة المرافيع المتنقلة الى حد ٣٠ طنا ويكون ارتفاع المبنى قليلا نسبيا ، اما الاعمدة ذات الفتحات النافذة فتستخدم عندما تبلغ حمولة المرافيع المتنقلة ٣٠ طنا فما فوق وعندما يزيد ارتفاع المبنى على ١٢ م . وتحدد ابعاد المقطع العرضى للعمود فى القسم الواقع فوق عتبة سكة المرفاع ، مع الاخذ فى الاعتبار استناد العوارض مباشرة على طرف العمود بدون انشاء اية كوابل خاصة لهذا الغرض . ويؤخذ ارتفاع المقطع العرضى h_t للاعمدة المتوسطة مساويا ٥٠٠ مم او ٦٠٠ مم ، وللاعمدة الطرفية مساويا ٣٨٠ مم او ٦٠٠ مم ، اما عرض المقطع العرضى b للاعمدة المتوسطة او الطرفية فيتراوح بين ٤٠٠ و ٦٠٠ مم (ان كافة الابعاد الكبيرة لمقطع العمود تستخدم عندما تزيد خطوة الاعمدة على ١٢ م) .

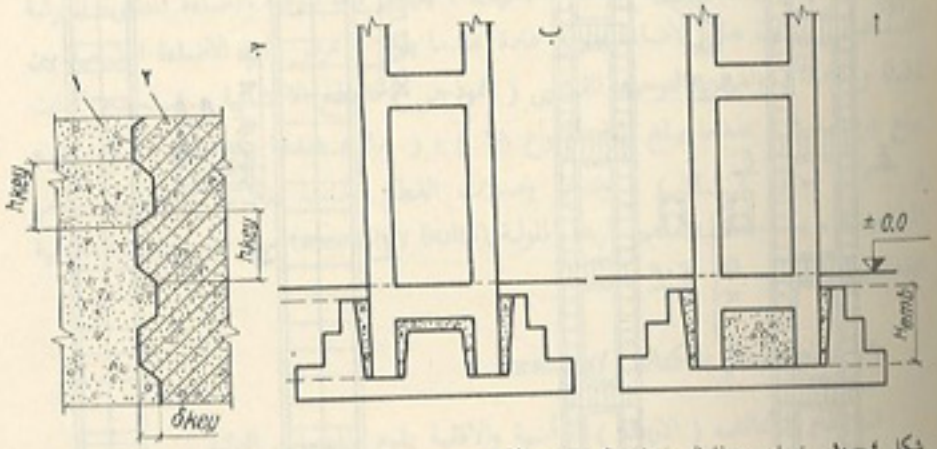
وتحدد ابعاد المقطع العرضى للاعمدة المصمتة فى القسم السفلى الواقع تحت عتبة سكة المرفاع ، تبعا للسعة الحملية ، على الاغلب ، ومن شروط الجسوءة الكافية بالغرض ، وذلك لكى لا تؤدى الانحرافات الافقية للاعمدة فى مستوى الاطار المستعرض ، الى زنقه واستعصاء

عارضة سكة المرفاع . واستنادا الى خبرة استثمار المبانى الصناعية المحتوية على مرافيع متنقلة علوية ، ثبت ان جسوءة الاعمدة تعتبر كافية اذا بلغ ارتفاع المقطع h_b حدا يتراوح بين $1/14H_b$ و $1/10H_b$.

ان الاعمدة ذات الفتحات النافذة ، تحتوى فى القسم الواقع تحت عتبات سكة المرفاع ، على فرعين متصلين مع بعضهما البعض بواسطة قطع مباعدة قصيرة (spacers) – عوارض قصيرة . وبالنسبة للاعمدة المتوسطة ، يسمح فى القسم الواقع تحت عتبة المرفاع ، بانحراف محور الفرع عن محور عتبة المرفاع ، ويؤخذ ارتفاع المقطع العرضى برمته h_b مساويا لما يتراوح فى حدود 1400 و 1600mm ؛ وللاعمدة الطرفية فى حدود 1000 و 1300mm . وفى هذه الحالة تؤخذ قيم ارتفاع المقطع العرضى h لفرع العمود مساوية 250mm او 300mm ، وعرض المقطع المذكور b يساوى 500mm او 600mm .

والمسافة الفاصلة بين محاور القطع المباعدة ، تتراوح بين 8h و 10h . وتثبت القطع المباعدة ، بحيث لا تقل المسافة بين مستوى الارضية والسطح السفلى للقطعة المباعدة الاولى فوق سطح الارض ، عن ١٫٨ م ، ويؤمن المرور الحر بين فروع الاعمدة . وتوضع القطعة المباعدة السفلى ، تحت مستوى الارضية . اما ارتفاع المقطع العرضى للقطعة المباعدة فيتراوح بين 1,5h و 2h ، وعرض المقطع العرضى لها ، يساوى عرض المقطع العرضى لفرع العمود .

ان وصل العمود ذى الفرعين مع الاساس ، يتم فى داخل جلبة واحدة او فى داخل جلبتين مستقلتين ، وفى الحالة الثانية ، تقل كمية الخرسانة المصبوبة فى الجلبتين اثناء عملية التركيب (شكل ٤ – ١٠) . ويؤخذ عمق تثبيت العمود فى داخل الجلبة التابعة للاساس ،



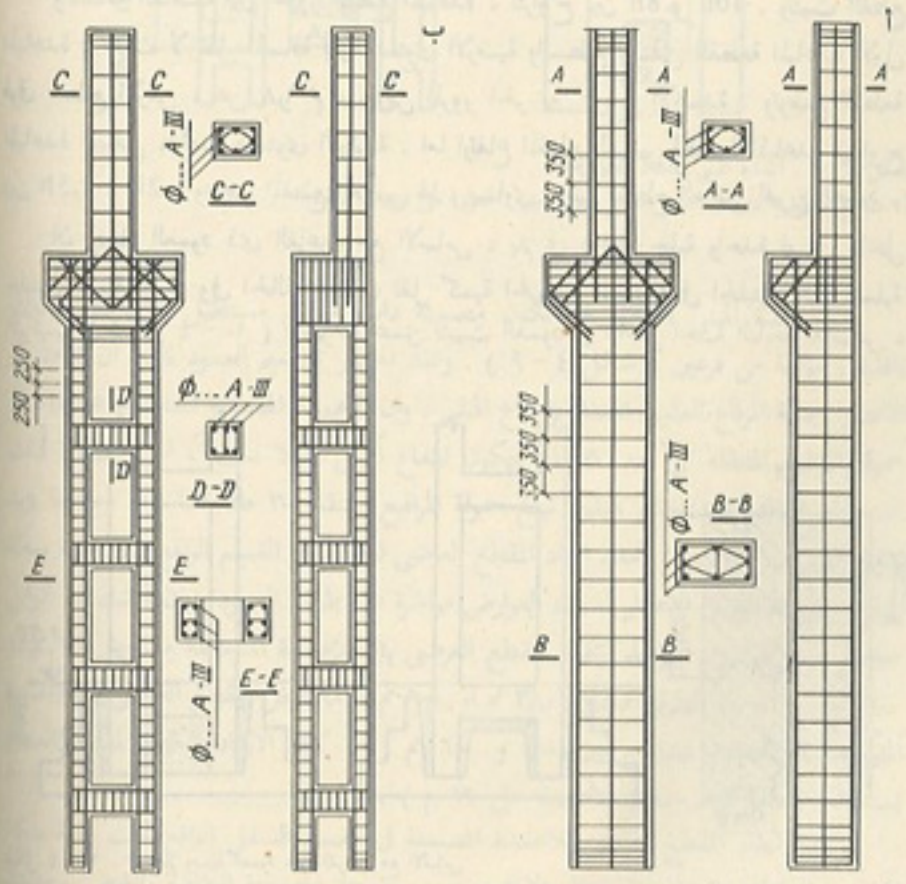
شكل ٤ – ١٠ . تصاميم وصلة العمود ذى الفرعين مع الاساس
أ – وصلة جلبة واحدة عامة ؛ ب – وصلة بجلبتين مستقلتين ؛ جـ – الجوابر (الدسر) الخرسانية ؛ ١ – خرسانة صب الوصلات ؛ ٢ – عمود

مساويا للعمق الاكبر من بين العمقين التاليين (بالامتار) :

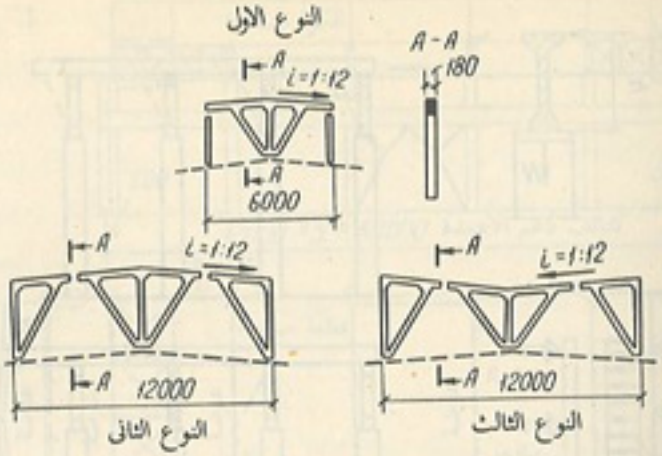
$$H_{emb} = 0,5 + 0,33h_b$$

$$H_{emb} = 1,5b$$

وبالاضافة الى ذلك ، يجب مراجعة عمق تثبيت العمود فى الجلبة ، استنادا الى شرط التثبيت الكافى لقضبان التسليح الطولية الفعالة . واذا ظهرت فى احد فرعى العمود قوة شد معينة ، عندئذ يجب تزويد وصلة العمود مع الخرسانة المصبوبة فى الموقع ، بخوابير خرسانية (concrete keys) . وعادة تنتج الاعمدة (المصمتة وذات الفرعين) على هيئة قطعة واحدة متكاملة . وتجزئة الاعمدة الى اجزاء على امتداد ارتفاعها ، لغرض تقليل كتلة القطع المركبة ، تقترن عادة بصعوبات تعود الى انشاء وصلات خاصة بها ، ولهذا السبب نادرا ما تتم تجزئتها .



شكل ٤ – ١١ . تسليح أعمدة المبنى الوحيد الطابق
أ – الاعمدة المصمتة المستطيلة المقطع ؛ ب – الاعمدة ذات الفرعين المثبتة على فتحات ناقلة



شكل ٤ – ١٢ . المخططات التصميمية لجمالونات الكوات السقفية للاضاءة الطبيعية

ويبين الشكل (٤ – ١١) امثلة لتسليح الاعمدة المصمتة والاعمدة ذات الفرعين ، وهنا تسلح الاعمدة المتوسطة المعرضة لتأثير العزوم ذات العلامتين ، تسليحا متماثلا . وتستخدم فى صب الاعمدة خرسانة تتراوح ماركاتها المصممة بين ٢٠٠ و ٥٠٠ .

٥ – تصاميم كوات الضوء والتهوية

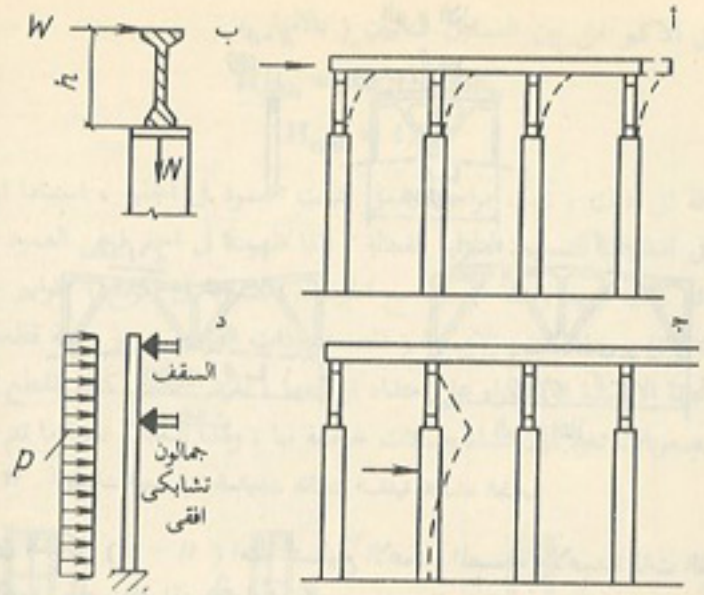
ان تصاميم كوات الضوء والتهوية تتألف من جمالونات مستعرضة وقوائم تحمل بلاطات السقف وتستند على عوارض الاطر المستعرضة . وتوضع فى مستوى قوائم الكوة ، بلاطات جانبية . ان عرض الكوة وارتفاع قطعة التغليف ، يعينان تبعا لنوعية الاضاءة المطلوبة للورشة الصناعية . وتكون هذه الاضاءة متوفرة عادة عندما يتراوح عرض كوة الاضاءة الطبيعية بين 0,31 و 0,41 . ولغرض التوحيد القياسى (النموذجى) للقطع الانشائية ، تستخدم كوات يبلغ عرضها ٦ م عندما يبلغ طول الابواع ١٨ م ، و ١٨ م عندما يبلغ طول الابواع ٢٤ م و ٣٠ م (شكل ٤ – ١٢) . وتنجز وصلات القطع الحاملة للكوة مع عوارض الاطر المستعرضة ، باستخدام مسامير الربط المملولة (assembly bolts) مع لحام تركيبات معدنية اندماجية .

٦ – نظام الدعم بالكتائف (bracing)

ان نظام الكتائف (الاربطة) الرأسية والافقية يقوم بالمهمات التالية :

١) تأمين جسوءة السقف برمته ،

٢) تأمين جسوءة الأوتار الانضغاطية لعوارض الاطر المستعرضة ،



شكل ٤ – ١٣ . الرسم التخطيطى لانفعالات هيكل المبنى ، نتيجة لتأثير الاحمال الافقية (الجانبية) ، مع المخططات التصميمية

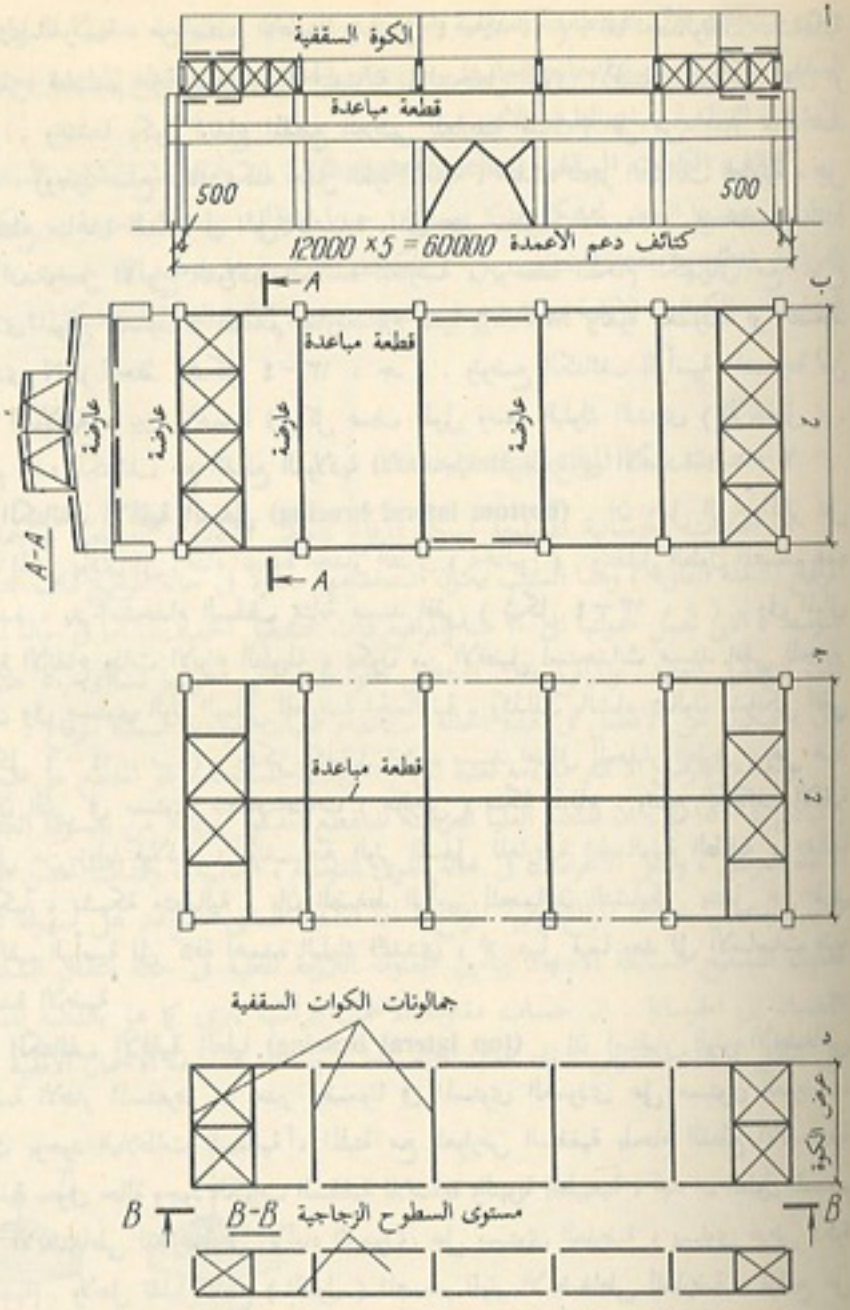
٣) تحمل احمال الريح المؤثرة فى اطراف المبنى ،

٤) مقاومة القوى الفرملية (الدفع الجانبى) الناجمة عن المرافيع المتنقلة العلوية .

ويعمل نظام الكتائف عملا موحدا مع القطع الاساسية للهيكل ، ويؤدى الى زيادة الجسوءة الفضائية (الحيزية) للمبنى .

الكتائف الرأسية . عند تأثير الاحمال الافقية فى الاتجاه الاولى للمبنى (تأثير الريح على طرف المبنى ، فرملة عجلات المرفاع وغير ذلك) يقوم الاطار الطولى ، الذى يعتبر السقف بمثابة عارضة له ، بتحمل القوى المؤثرة . وتتصل بلاطات السقف مع الاعمدة عن طريق العتبات او الجمالونات ، التى تتميز بجسوءة قليلة فى المستوى العمودى على مستواها . ولهذا السبب عند عدم وجود كتائف ساندة ، يمكن أن تؤدى هذه الاحمال الافقية الى حدوث تشوهات كبيرة فى العوارض ، فى الاتجاه العمودى على مستواها (شكل ٤ – ١٣ ، أ) ، اما القوة الافقية المؤثرة فى احد الاعمدة ، فيمكن ان تؤدى الى حدوث تشوهات كبيرة فى ذلك العمود ، دون انتقال الحمل الى بقية الاعمدة الاخرى (شكل ٤ – ١٣ ، ب) . ويستحدث نظام للكتائف الرأسية على امتداد اعمدة المبنى ، وذلك للحصول على سقف جاسىء ، لا يمكن ان يتشوه فى الاتجاه الطولى .

ان الجمالونات التشابكية الرأسية (lattice trusses) المصنوعة من الزوايا الفولاذية ، توضع فى الابواع الطرفية للبلوك بين الاعمدة ، وتربط بقطع مباعدة من الخرسانة المسلحة او



شكل ٤ – ١٤ . الرسم التخطيطى لكتائف دعم السقف

أ – الكتائف الرأسية ؛ ب – الكتائف الافقية على امتداد الوتر السفلى ؛ جـ – الكتائف الافقية على امتداد الوتر العلوى ؛ د – كتائف دعم الكوة السقفية

من الزوايا الفولاذية ، من سطح الاعمدة (شكل ٤ – ١٤ ، أ) . اما الجمالونات التشابكية الرأسية ، فتصمم على هيئة شبكة متصالبة ، لتتحمل القوى الافقية المؤثرة من اليمين او اليسار . وعندما يكون ارتفاع المقطع العرضى للعارضة قليلا (اقل من ٨٠٠ مم) عند المسند ، ووجود ضلع ساند يمكنه تحمل القوة الافقية ، عندئذ تنجز الكتائف الطولية ، على هيئة قطع مباعدة فقط ، فى اعلى الاعمدة ، اى عند سطوح الاعمدة . وفى هذه الحالة ، يجب ان توصل الالواح الفولاذية الساندة للعارضة ، بواسطة اللحام الكهربائى مع اللوح الفولاذى الموجّه للعمود ، المصمم لمقاومة عزم قدره M = wh والقوة العمودية او الضغط العمودى N (لاحظ الشكل ٤ – ١٣ ، جـ) . وتوضع الكتائف الرأسية المصنوعة من الزوايا الفولاذية ، بين الاعمدة فى كل صف طولى وسط البلوك التمددى (الانفعالى) . وتلحم هذه الكتائف مع القطع الفولاذية الاندماجية الموجودة فى الاعمدة .

الكتائف الافقية السفلى (bottom lateral bracing) . ان حمل الريح المؤثر على طرف المبنى يؤدى الى انحناء اعمدة الجدار الطرفى (الجانبى) . ولتقليل الطول المصمم لهذه الاعمدة ، يتم استخدام السقف بمثابة مسند افقى (شكل ٤ – ١٣ ، د) . وفى المبانى الكبيرة الارتفاع وذات الابواع الطويلة ، يكون من الافضل استحداث مسند افقى للجدار الطرفى وفى مستوى الوتر السفلى للعارضة الجمالونية ، وكذلك بانشاء جمالون تشابكى افقى (شكل ٤ – ١٤ ، ب) . ويمكن كذلك انشاء مسند اضافى للجدار الطرفى ، على هيئة جمالون افقى فى مستوى سطح عتبات (عوارض) سكة المرفاع . وتنتج الكتائف الافقية السفلى من زوايا فولاذية ، تؤلف مع الوتر السفلى للعارضة الجمالونية الطرفية ، جمالونا تشابكيا ، بشبكة متصالبة . وان الضغط الرأسى للجمالون التشابكى ينتقل عن طريق الكتائف الرأسية الى كافة اعمدة البلوك التمددى ، ثم يصل فيما بعد الى الاساسات وتربة القاعدة الارضية .

الكتائف الافقية العليا (top lateral bracing) . ان استقرار الوتر الانضغاطى لعارضة الاطار المستعرض ، يعتبر مضمونا فى المستوى العمودى على مستوى العارضة ، وذلك بوجود البلاطات السقفية ، المثبتة مع العوارض السقفية بلحام القطع الاندماجية المعدنية . وفى حالة وجود الكوات السقفية للاضاءة والتهوية الطبيعية ، نجد ان الطول المصمم للوتر الانضغاطى للعارضة فى الاتجاه العمودى على مستوى العارضة ، يساوى عرض الكوة السقفية . ولاجل تقليل الباع (الطول) المصمم للوتر الانضغاطى للعارضة ، توضع على امتداد محور الكوة ، قطع مباعدة ، يتم تثبيتها عند الابواع الطرفية للبلوك التمددى ، مع جمالونات افقية مصنوعة من الزوايا الفولاذية (شكل ٤ – ١٤ ، جـ) . اما اذا كانت الكوة لا تمتد الى نهاية البلوك التمددى ، عندئذ لا توجد حاجة الى وضع جمالون تشابكى افقى

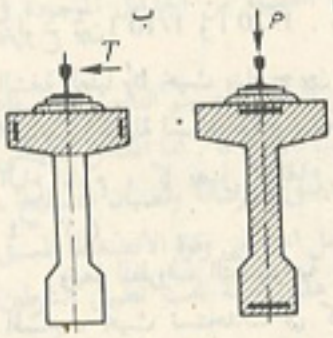
علوى ، وذلك لان البلاطات السقفية الخرسانية المسلحة ، الواقعة خلف حدود الكوة السقفية ، تكون بنفسها حاجزا جاسئا . وفى هذه الحالة ، تثبت القطع المباعدة مع القطع الانشائية السقفية للباع الطرفى الاخير .

كتائف الكوات السقفية (skylight bracing) . ان جمالونات الكوات السقفية ، تربط مع بعضها البعض لتشكل بلوكا فضائيا (حيزيا) وذلك بواسطة مجموعة من الكتائف الفولاذية (steel braces) تتألف من : الكتائف الرأسية – وتوضع فى مستوى الالواح الزجاجية ، الكتائف الافقية – وتوضع فى مستوى سقف الكوة الضوئية (شكل ٤ – ١٤ ، د) .

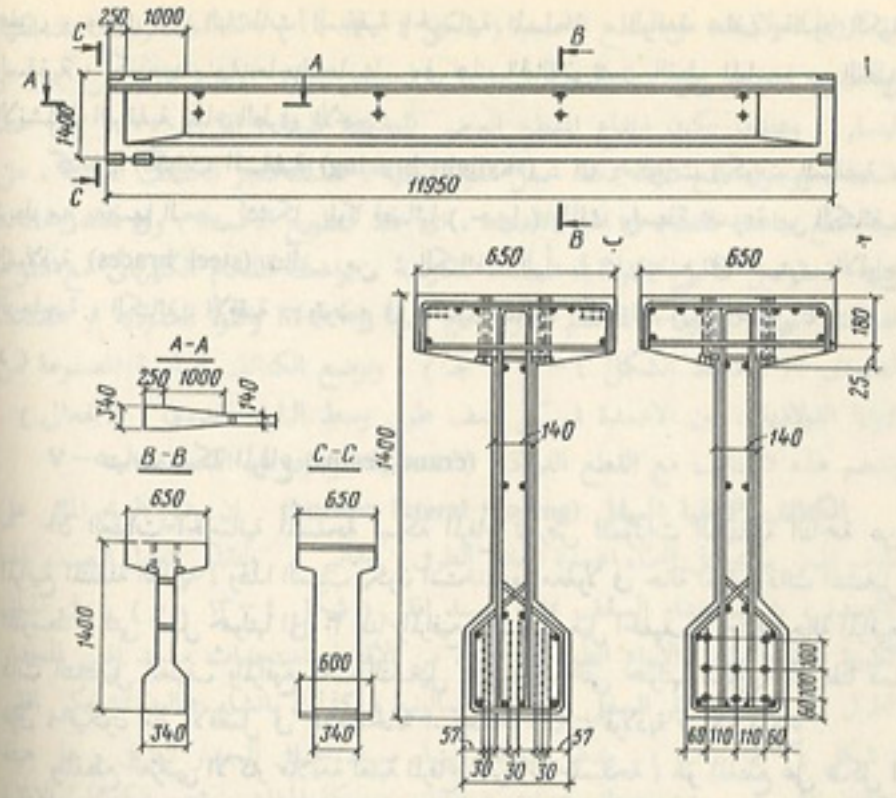
٧ – عتبات سكة المرفاع (crane beams)

ان العتبات الخرسانية المسلحة لسكة المرفاع تتعرض للمؤثرات الدينامية الناجمة عن المرافيع المتنقلة العلوية ، ولهذا السبب يكون استخدامها معقولا فى حالة المرافيع ذات التشغيل المتوسط ، التى تصل حمولتها الى ٣٠ طنا والمرافيع ذات التشغيل الخفيف . اما فى حالة المرافيع ذات التشغيل العنيف والمرافيع ذات التشغيل المتوسط ، التى حمولتها تساوى ٥٠ طنا فما فوق ، فيكون من الافضل فى هذه الحالة استخدام عتبات فولاذية لسكة المرفاع .

والمقطع العرضى الاكثر ملاءمة لعتبة المرفاع الخرسانية المسلحة ، هو المقطع على شكل I (شكل ٤ – ١٥) . ان الشفة العليا العريضة للمقطع المذكور ، تزيد من جسوءة العتبة فى الاتجاه العرضى ، وتقلل الانحرافات فى حالة القوى الفرملية ، الجانبية ، وكذلك تحسن ظروف تركيب وتشغيل سكك المرفاع وعربة المرفاع ، اما الشفة السفلى فتساعد على سهولة ترتيب قضبان التسليح السابقة الاجهاد وتأمين المقاومة اللازمة للعتبة فى حالة انتقال الشد من القضبان الى الخرسانة . ان حساب مقاومة الاحمال الرأسية يجرى كما هو بالنسبة للمقطع على شكل T الذى تتعرض شفته العليا للانضغاط ، وحساب مقاومة الاحمال الافقية يجرى



شكل ٤ – ١٥ . المقاطع العرضية المصممة لعتبة سكة المرفاع المتنقل
أ – لمقاومة الحمل الرأسى ، ب – لمقاومة الحمل الافقى (الجانبى)



شكل ٤ – ١٦ . تصميم عتبة سكة المرفاع السابقة الاجهاد ، التى طول باعها ١٢ م
أ – منظر عام ؛ ب – التسليح باسلاك فولاذية سابقة الاجهاد ؛ جـ – التسليح بقضبان فولاذية سابقة الاجهاد

كما هو بالنسبة للمقطع العرضى المستطيل ، الذى يعتبر بمثابة الشفة العليا للعتبة على شكل I المبحوثة .

ان ارتفاع المقطع العرضى (h) لعتبات سكة المرفاع ، يحدد بحيث يتراوح بين 1/8 l و 1/10 l ، وثخن الشفة العليا (h'_f) يتراوح بين 1/7h و 1/8h ، وعرض الشفة العليا (b'_f) يتراوح بين 1/10 l و 1/20 l . وتبعا لشروط تثبيت وتسوية سكك المرافيع ، يؤخذ عرض الشفة العليا b'_f بحيث يتراوح بين ٥٠٠–٦٥٠ مم . ويبلغ ارتفاع المقطع العرضى (h) للعتبات القياسية الحاملة لسكة المرفاع ، تبعا للمواصفات القياسية السوفييتية ١٠٠٠ مم ، فى حالة بلوغ الباع ٦ م ، كما يصل الارتفاع (h) الى ١٤٠٠ مم فى حالة بلوغ الباع ١٢ م (شكل ٤ – ١٦) .

وتبعا للظروف التكنولوجية للانتاج والتركيب ، تصنع عتبات المرفاع بصورة مجزأة الى اقسام ، بحيث تستحدث فى كل عمود وصلة تركيبية تربط ذلك القسم مع العمود من الاعلى .

ان الاحمال التصميمية الناجمة عن المرافيع المتنقلة العلوية اللازمة لحساب مقاومة عتبات سكة المرفاع ، تحدد باستخدام معامل تجاوز الحمل الذى يساوى n = 1,2 والمعامل الدينامى الذى يساوى $k_{dyn} = 1,1$. والحمل الرأسى المصمم فى هذه الحالة ، سيساوى

$$P_{max} = k_{dyn} n P^b_{max} \qquad (IV - 5)$$

والحمل الافقى (الجانبى) المصمم (الناجم عن عجلة واحدة من عجلات المرفاع) سيساوى

$$T_{tr} = 0,5 k_{dyn} n T^b_{tr} \qquad (IV - 6)$$

ان القوة الافقية T_{tr} ، التى تسلط عادة على رأس السكة ، تعتبر لاجل تبسيط الحساب باهمال التأثير الضئيل للاتمركزية ، مسلطة فى منتصف ارتفاع شفة المقطع على شكل T .

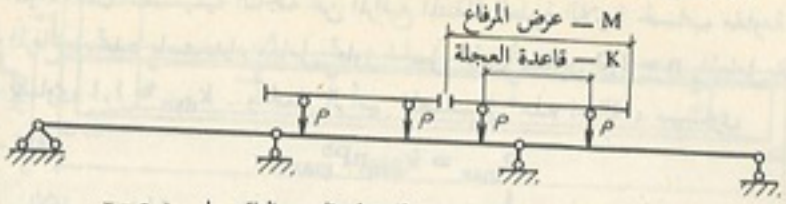
ويجرى حساب المقاومة بالنسبة للحمل المصمم الناجم عن مرفاعين متنقلين متقاربين ، وحمولتهما متساوية ، مضروبة فى معامل المجموعة المؤتلفة للاحمال ، الذى يساوى 0,85 (فى حالة المرافيع ذات التشغيل الخفيف والمتوسط) . اما الحمل المتحرك الناجم عن المرافيع المتنقلة العلوية ، فانه يوزع على باع العتبة الحاملة لسكة المرفاع ، بالطريقة التى تجعل قيم عزم الانحناء M وقوة القص Q تبلغ أقصاها فى عدد من المقاطع العرضية للباع . والمسافة بين القوى الاربع المتنقلة عبر عجلات المرفاع المتنقل ، تحدد تبعا للعرض الاجمالى وقاعدة عجلات المرفاع (شكل ٤ – ١٧ ، أ) . ويجرى الحساب والتصميم برسم خطوط تأثير العزم M وقوة القص Q مع تسليط قوة واحدة منهما فى قمة خط التأثير (شكل ٤ – ١٧ ، ب) . وتحدد القوى القصوى بجمع حواصل ضرب القوى فى الاحداثيات المناظرة لها على التوالى . مثلا ، سيكون العزم الاقصى للانحناء M فى المقطع العرضى المبحوث ، مساويا لما يلى :

$$M = P_1 y_1 + P_2 y_2 + \ldots = \Sigma P y \qquad (IV - 7)$$

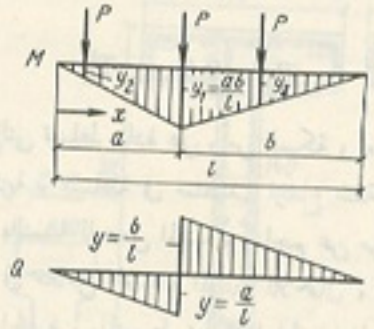
واستنادا الى هذه القوى المستخرجة يتم تخطيط الرسوم البيانية المحصلة لعزم الانحناء M وقوة القص Q . ويمكن تحديد احداثيات الرسوم البيانية المحصلة من الجداول الموجودة فى المراجع الهندسية الخاصة بذلك .

ان حساب التحمل (الكلال) يتم بالنسبة للحمل الرأسى المصمم الناجم عن مرفاع متنقل واحد ، والمحدد بضرب الحمل الاساسى فى معامل قدره n = 0,6 . اما المعامل الدينامى فلا يؤخذ فى الاعتبار فى هذا الحساب . ويحسب الاجهاد فى الخرسانة وقضبان التسليح ، بافتراض وجود السلوك المرن للمقطع المحول ، تبعا لتأثير الحمل الخارجى وقوة الانضغاط المسبق N_0 (مع أخذ كافة انواع الفقدان فى الاعتبار) . وفى هذه الحالة يجب تطبيق الشرطين

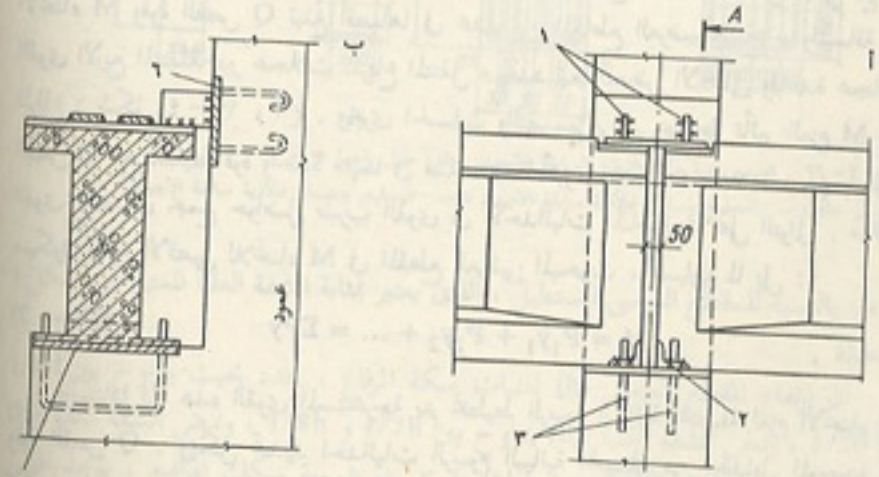
أ) المخطط التصميمي

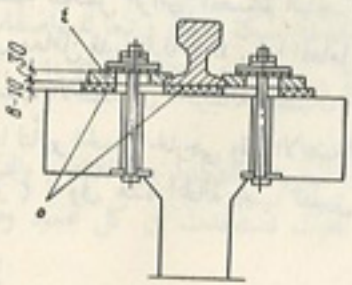


ب) خطوط تأثير العزم M وقوة القص Q للمقطع العنى الواقع على بعد x = a



شكل ٤ – ١٧ . الرسوم التخطيطية لتصميم عتبة سكة المرفاع المتنقل





شكل ٤ – ١٨ . تفاصيل مواضع التثبيت (المثبتات)
أ – تثبيت عتبة سكة المرفاع مع العمود ؛ ب – تثبيت السكة مع عتبة السكة ؛ ١ – صفائح معدنية مضلعة ابعادها ١٠٠ × ١٢ مم ؛ ٢ – القطعة التركيبية الاندماجية لعتبة سكة المرفاع ؛ ٣ – مثبتات ممتدة من العمود ؛ ٤ – ماسكة (مشبك) ؛ ٥ – حشيات مرنة ؛ ٦ – القطع التركيبية الاندماجية للاعمدة

التاليين :

$$\sigma_{c,max} \leqslant m_{c2}R_{pr}; \qquad \sigma_{s,max} \leqslant m_{s1}R_s$$

ولا يسمح بظهور اجهادات الشد فى خرسانة المنطقة التى يجرى تدقيقها والتى يفترض فيها ان تكون معرضة للانضغاط ، أثناء دورة تغير الحمل ، فى المقطع العرضى لعتبة سكة المرفاع . ويحسب تحمل المقاطع المائلة ، من الشرط الذى ينص على ان تتم مقاومة قوى الشد الرئيسية المؤثرة فى مستوى مركز ثقل المقطع المحول ، من قبل الاطواق الفولاذية ، عندما تصل فيها الاجهادات الى حد يساوى المقاومة التصميمية R_s مضروبة فى عوامل الخدمة m_{s1} ، m_{s2} .

ويجرى حساب ظهور الشقوق العمودية والمائلة على المحور الطولى ، استنادا الى الشرط التالى :

$$\sigma_{c,t,max} \leqslant R_{ten\,II}m_{c2}$$

والشروط الموضوعة للقيمتين $\sigma_{prin,ten}$ و $\sigma_{prin,com}$ (راجع الفصل السابع من الجزء الاول للكتاب) يجب ان تعاد كتابتها لكى تضم الاجهادات $m_{c2}R_{ten}$ و $m_{c2}R_{pr}$.

ويحدد ارتخاء العتبة مع الاخذ فى الاعتبار تاثير الاحمال الطويلة الاجل والاحمال المؤقتة ، بوجود عامل تجاوز الحمل الذى يساوى واحدا ، وقيمة الارتخاء فى هذه الحالة يجب ان تساوى $f \leqslant l/600$.

ان عتبات سكة المرفاع السابقة الاجهاد تسلح باسلاك فولاذية عالية المقاومة ، وقضبان فولاذية وكبلات من الصنف K-7 . ونظرا للتأثيرات الدينامية التى تتعرض لها عتبة المرفاع ، تجهز هياكل التسليح الفولاذية بحيث لا تكون ملحومة بل مربوطة . وعند المساند تتم تقوية العتبة بتعريض اطرافها وتوسيعها مع وضع فولاذ مستعرض اضافى على هيئة قضبان ، واطواق وشبكات فولاذية تضمن متانة العتبة ومقاومتها للتشقق عند الاطراف فى حالة انتقال الاجهاد المسبق من الفولاذ الى الخرسانة . وتستخدم فى انتاج العتبات الحاملة لسكة المرفاع خرسانة ماركاتها المصممة ٤٠٠ او ٥٠٠ او ٦٠٠ . وتبلغ كتلة عتبة سكة المرفاع ، التى طولها ١٢ م ، من ١٠ الى ١٢ طنا .

وتنجز وصلات عتبات المرفاع مع الاعمدة ، بلحام القطع الفولاذية الاندماجية (شكل ٤ – ١٨ ، أ) . ولاجل انتقال القوى الفرملية الافقية توضع فى الوصلة الملحومة الواح وصل فولاذية مضلعة ، تلحم مع الالواح الفولاذية الاندماجية للعتبات ومع اللوح الاندماجى الخاص للعمود . ولتخفيف أثر الصدمات والدفعات المتنقلة من عجلات المرفاع المتنقل الى عتبة المرفاع ، وتقليل بلى السكك الحديدية للمرفاع ، توضع بين عتبة السكة وبين السكة نفسها حشية (وليجة) مرنة ، مصنوعة من نسيج مطاطى او قماش معالج بالمطاط

(rubberized cloth) يتراوح ثخنها بين ٨ و ١٠ مم . وفى هذه الحالة يجب ان يؤخذ فى الاعتبار ارتخاء العتبات السابقة الاجهاد ، وان السكة التى يسير عليها المرفاع يجب ان تكون افقية تماما . وبعد تسوية السكك الحديدية تثبت مع العتبة التى تحملها ، باستخدام مسامير ملولبة وقطع فولاذية خاصة (شكل ٤ – ١٨ ، ب) .

البند الثانى

حساب وتصميم الاطار المستعرض

١ – المخطط التصميمى والاحمال

ان الاطار المستعرض للمبنى الهيكلى الوحيد الطابق ، يتعرض لتأثير الاحمال الساكنة الناجمة عن وزن السقف ومختلف الاحمال المؤقتة الاخرى الناجمة عن الثلوج ، والدفع الرأسى والافقى للمرافيع المتنقلة العلوية ، وضغط الريح الموجب والسالب وغير ذلك (شكل ٤ – ١٩ ، أ) .

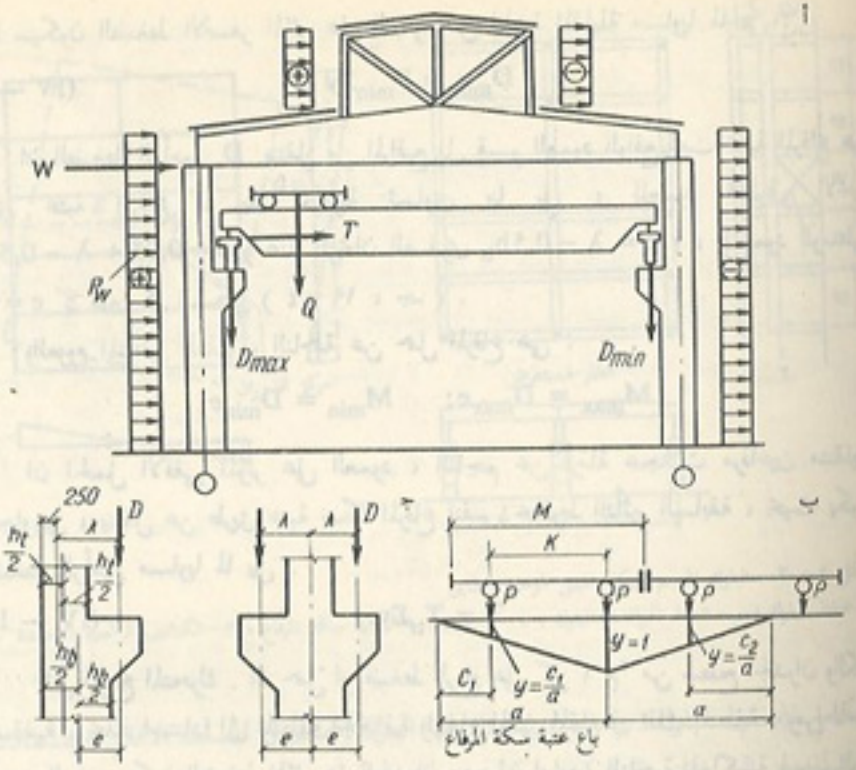
وفى المخطط التصميمى للاطار المستعرض ، تعتبر وصلة العارضة مع العمود ، وصلة مفصلية ، اما وصلة العمود مع الاساس فتعتبر وصلة جاسئة . ويؤخذ طول العمود مساويا للمسافة بين سطح الاساس واسفل العارضة . والغرض من حساب الاطار المستعرض ، هو تحديد القوى الناشئة فى الاعمدة واختيار مقاطعها العرضية . وتصمم عارضة الاطار بصورة مستقلة ، باعتبارها عتبة وحيدة الباع ، او جمالونا او عقدا (arch) .

الحمل الساكن الناجم عن وزن السقف . ان هذا الحمل ينتقل الى العمود باعتباره قوة رأسية ضاغطة ناجمة عن العارضة N ومؤثرة على المسند . وتحسب قيمة هذا الحمل تبعا لمساحة السقف المحملة . ان الحمل الرأسى مسلط على امتداد محور مسند العارضة ، وينتقل الى العمود فى حالة وجود زيحان (حيد) بين السطح الخارجى للعمود ومحور التخطيطى ، يساوى ٢٥٠ مم ، مع وجود لا تمركزية قدرها :

فوق عتبة المرفاع : $e = 0{,}25/2 = 0{,}125\,m$ (فى حالة مساواة الزيحان الصغرى $e = 0$) ؛

تحت عتبة المرفاع : $e = (h_b - h_t)/2 - 0{,}125$ (فى حالة مساواة الزيحان الصغرى $e = (h_b - h_t)/2$) . وفى هذه الحالة تنشأ عزوم انحناء قدرها $M = Ne$.

حمل الثلج المؤقت (snow load) . يحدد هذا الحمل تبعا لمنطقة البناء الجغرافية وتبعا لشكل جانبية السقف . وهذا الحمل ينتقل ايضا الى العمود مثل القوة الرأسية الضاغطة



شكل ٤ – ١٩ . المخطط التصميمى الانشائى للاطار المستعرض مع احمال المرفاع المتنقل

للعارضة N وتحسب تبعا لنفس مساحة التحميل التى يحسب بالنسبة لها الحمل الناجم عن وزن السقف .

الحمل المتحرك الناجم عن المرافيع المتنقلة العلوية . يحدد هذا الحمل بالنسبة لمرفاعين متنقلين علويين ، يشتغلان بالقرب من بعضهما البعض . ومعامل تجاوز الحمل ، اللازم لتحديد القيم التصميمية للحملين الرأسى والافقى ، الناجمين عن المرافيع المتنقلة العلوية يساوى $n = 1{,}2$.

وتحسب الحمل الرأسى المؤثر على العمود استنادا الى خطوط تأثير ضغط مساند عتبة سكة المرفاع ، وسيكون الحمل الاقصى فى هذه الحالة هو ذلك الحمل الذى احداثيه الرأسى على الرسم البيانى يساوى واحدا .

وتحدد قوة مركزة واحدة ناجمة عن تأثير عجلة واحدة من عجلات العربة على المسند ، اما بقية القوى فترتب تبعا للمسافة القياسية بين عجلات العربة التابعة للمرفاع (شكل ٤ – ١٩ ، ب) . وفى هذه الحالة سيكون الضغط الاقصى المؤثر على العمود مساويا لما يلى :

$$D_{max} = P_{max}\Sigma y \qquad (IV - 8)$$

وهنا سيكون الضغط الاصغر المؤثر على العمود من الجهة المقابلة مساويا لما يلى :

$$D_{min} = P_{min}\Sigma y \qquad (IV - 9)$$

ان الضغط الرأسى D ينتقل من المرافيع الى قسم العمود الواقع تحت عتبة المرفاع عن طريق عتبة المرفاع ، بلا تمركزية تساوى ما يلى ، للعمود الطرفى الاخير $e = 0{,}25 + \lambda - 0{,}5h_b$ (عند الزيحان الصفرى $e = \lambda - 0{,}5h_b$) ، وللعمود الوسطى $e = \lambda$ كما مبين فى الشكل (٤ – ١٩ ، جـ) .

والعزوم المناظرة لذلك ، الناجمة عن حمل المرفاع هى :

$$M_{max} = D_{max}e; \quad M_{min} = D_{min}e$$

ان الحمل الافقى المؤثر على العمود ، الناجم عن فرملة عجلات مرفاعين متنقلين متجاورين ، ينتقل عن طريق عتبة سكة المرفاع بنفس خطوط التأثير السابقة ، بحيث يكون الضغط الرأسى مساويا لما يلى :

$$T = T_{tr}\Sigma y \qquad (IV - 10)$$

حمل الريح المتحرك . ان حمل او ضغط الريح على كل ١ م^2 من سطح الجدران والكوة السقفية ، يحدد استنادا الى المنطقة الجغرافية وارتفاع المبنى المقام فى تلك المنطقة . ومن ناحية هبوب الريح ، يكون الضغط المؤثر على الجدران موجبا ، اما من الناحية المعاكسة لهبوب الريح فيكون الضغط سالبا . وتقوم الالواح الهيكلية لجدران المبنى بنقل حمل الريح الى الاعمدة على هيئة حمل موزع بانتظام ، يساوى

$$p_w = q_w a$$

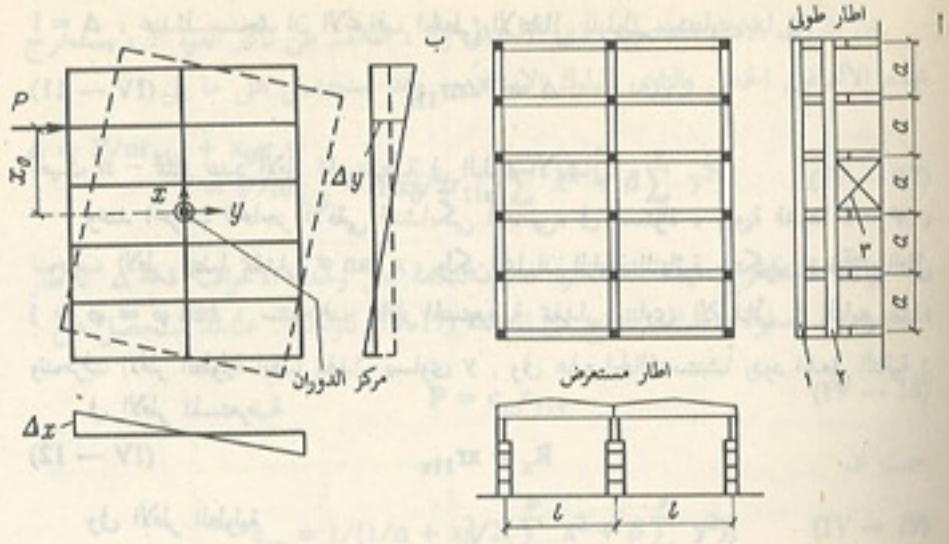
حيث a تمثل المسافة الفاصلة (الخطوة) بين الاعمدة .

ويتم تحويل حمل الريح غير المنتظم التوزيع على امتداد ارتفاع المبنى الى حمل منتظم التوزيع ، مكافىء لعزم الانحناء عند نقطة تثبيت الكابول (عند قاعدة العمود) .

ان ضغط الريح المؤثر على الكوة السقفية وعلى جزء من الجدار ، الواقع اعلى العمود ، ينتقل على هيئة قوة مركزة W فى المخطط التصميمى للاحمال .

٢ – السلوك الحيزى لهيكل المبنى عند تعرضه لاحمال المرفاع

ان سقف المبنى المؤلف من بلاطات خرسانية مسلحة ، متصلة مع بعضها البعض بلحام القطع الاندماجية المعدنية التابعة لها ، وبصب الفواصل بالخرسانة ، هو عبارة عن حاجز افقى تشابكى جامىء فى مستواه . واعمدة المبنى المتصلة مع بعضها البعض على هيئة اطر مستعرضة وطولية بواسطة الحاجز الافقى التشابكى (السقف) تسلك سلوك الانشاء



شكل ٤ – ٢٠ . البلوك المجسم لهيكل المبنى الوحيد الطابق .

أ – مخطط البلوك ؛ ب – مخطط انحرافات البلوك ؛ ١ – السقف ؛ ٢ – عتبة سكة المرفاع ؛ ٣ – الكتائف الرأسية للاعمدة

المتكامل المجسم – البلوك . وتحدد ابعاد مثل هذا البلوك المجسم فى المسقط الافقى ، بالمسافات الفاصلة بين الوصلات التمددية (شكل ٤ – ٢٠ ، أ) .

والاحمال الناجمة عن وزن السقف ، والثلوج والريح ، تؤثر فى نفس الوقت على كافة اطر البلوك ، وعند مثل هذه الاحمال ، لا يظهر الطابع الحيزى لسلوك الهيكل الانشائى للمبنى ، ويمكن حساب كل اطار مستو على حدة . اما الاحمال الناجمة عن المرافيع المتنقلة العلوية ، فهى لا تؤثر الا على اطارين او ثلاثة اطر فى البلوك ، ولكن نظرا لوجود الحاجز التشابكى الافقى ، نجد ان بقية اطر البلوك تشترك أيضا فى مقاومة الاحمال المذكورة ، اى يظهر طابع السلوك الحيزى للمبنى برمته .

وفى المبنى الهيكلى المؤلف من قطع انشائية قياسية ، ذات مسافات فاصلة منتظمة وجسوءة ثابتة ، نجد ان مركز الجسوءة (اى نقطة تأثير محصلة القوى الرد فعلية فى حالة الانحراف الخطى الانتقالى للبلوك) تنطبق مع المركز الهندسى . والآن نضع اصل الاحداثيات فى هذا المركز . ولنفرض ان x تمثل الاحداثى الرأسى للاطار المستعرض ، وان y تمثل الاحداثى الرأسى للاطار الطولى (شكل ٤ – ٢٠ ، ب) . ونقوم بتسليط القوة P على الاطار المستعرض ذى الاحداثى x_0 ونحدد انحراف هذا الاطار . ان انحراف البلوك الاطارى الناجم عن تأثير القوة P سيكون انحرافا خطيا انتقاليا ، اما الانحراف الناجم عن تأثير العزم $M = Px_0$ فسيكون انحرافا زاويا . واذا فرضنا ان r_{11x} تمثل رد فعل الاطار المستعرض الناجم عن وحدة الانحراف

$\Delta = 1$ ، عندئذ سنجد ان الانحراف الخطى الانتقالى للبلوك سيساوى ما يلى :

$$\Delta = P/nr_{11x} \qquad (IV - 11)$$

حيث n – تمثل عدد الاطر المستعرضة فى البلوك الانشائى .

وعند انحراف الحاجز الافقى التشابكى الجاسيء فى مستواة ، بزاوية قدرها $\varphi = 1$ ، تنحرف الاطر ايضا بمقدار $x \tan \varphi$ ، ولكن بما ان الزاوية النهائية ستكون صغيرة وبالتالى $\tan \varphi = \varphi = 1$ ، ستنحرف الاطر المستعرضة بمقدار يساوى الاحداثى x التابع لها ، وتنحرف الاطر الطولية ايضا بمقدار يساوى y . وفى هذه الحالة ستنشأ ردود الفعل التالية :

فى الاطر المستعرضة

$$R_x = xr_{11x} \qquad (IV - 12)$$

وفى الاطر الطولية

$$R_y = yr_{11y} \qquad (IV - 13)$$

حيث r_{11y} – تمثل ردود فعل الاطار الطولى ، الناجمة عن وحدة الانحراف $\Delta = 1$ (تحدد بأخذ مقاومة الكتائف الرأسية فى مستوى الاعمدة ، فى الاعتبار) .

ان التواء الاعمدة (torsion) عند دوران الحاجز الافقى ، يهمل نظرا لضآلته .

والجسوءة الزاوية للبلوك الانشائى او العزم الرد فعلى للبلوك ، الناجم عن وحدة الانحراف الزاوى للحاجز $\varphi = 1$ ، تساوى ما يلى :

$$B_\varphi = M_{\varphi=1} = 2\sum_1^m xR_x + 2\sum_1^p yR_y \qquad (IV - 14)$$

حيث $m = n/2$ ، عندما يكون عدد الاطر المستعرضة n زوجيا ، او $m = (n-1)/2$ عندما يكون العدد n فرديا ، $p = q/2$ عندما يكون عدد الاطر الطولية زوجيا ، $p = (q-1)/2$ عندما يكون العدد q فرديا . ان الجسوءة الزاوية للبلوك الانشائى مع الاخذ فى الاعتبار قيمة ردود الفعل ، استنادا الى الصيغتين (IV-12) و (IV-13) سوف تبلغ ما يلى:

$$\left.\begin{aligned} B_\varphi &= 2r_{11x}\left(\sum_1^m x^2 + \beta\sum_1^p y^2\right) \\ \beta &= r_{11y}/r_{11x} \end{aligned}\right\} \qquad (IV - 15)$$

والانحراف الزاوى للبلوك الانشائى حول محور الدوران ، يساوى

$$\varphi = M/B_\varphi = Px_0/2r_{11x}\left(\sum_1^m x^2 + \beta\sum_1^p y^2\right) \qquad (IV - 16)$$

ان انحراف الاطار المستعرض ذى الاحداثى x_0 ، الناجم عن تأثير القوة P ، يستخرج بجمع الانحرافين الخطى والزاوى للبلوك الانشائى . وهنا سنحصل على ما يلى :

$$\Delta = P/nr_{11x} + x_0\varphi = \\ = P/nr_{11x} + Px_0^2/2r_{11x}\left(\sum_1^m x^2 + \beta\sum_1^p y^2\right) \qquad (IV - 17)$$

والآن لنستخرج قيمة القوة الرد فعلية الناجمة عن وحدة الانحراف $\Delta = 1$ للاطار المستعرض ، بمساواة الانحراف الناتج من المعادلة (IV-17) للواحد . عندئذ سنحصل على :

$$P = c_{sp}r_{11x} \qquad (IV - 18)$$

حيث ان

$$c_{sp} = 1/[1/n + x_0^2/2(\sum_1^m x^2 + \beta\sum_1^p y^2)] \qquad (IV - 19)$$

ان المعامل c_{sp} يبين خصائص السلوك الحيزى للهيكل المؤلف من اطر مستعرضة وطولية . ويجب ان نأخذ فى الاعتبار مطاوعة وصلات البلاطات السقفية ، التى يمكن تقديرها استنادا الى الابحاث الخاصة ، بضرب قيمة c_{sp} فى معامل قدره 0,7 ، وكذلك الاخذ فى الاعتبار الاحمال الناجمة عن تأثير المرافيع المتنقلة العلوية للاطر المتجاورة ، بادخال المعامل المذكور 0,7 . وفى هذه الحالة سنحصل على الصيغة التالية :

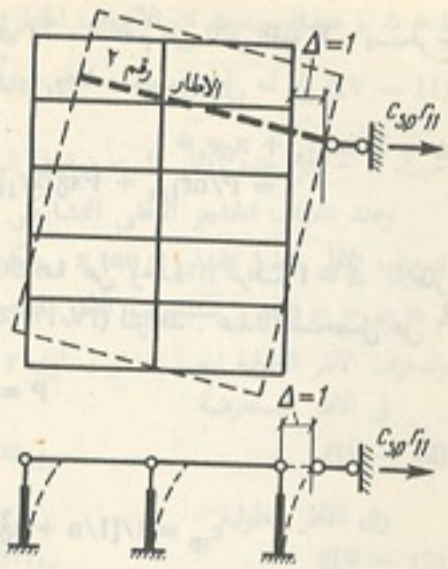
$$c_{sp} = 1/[2h + x_0^2/(\sum_1^m x^2 + \beta\sum_1^p y^2)] \qquad (IV - 20)$$

واذا اخذنا فى الاعتبار السلوك الحيزى للاطر فى الاتجاه العرضى فقط ، فسوف نحصل من الصيغة (IV-19) عند $\beta = 0$ على الصيغة التالية :

$$c_{sp} = 1/(1/n + x_0^2/2\sum_1^m x^2) \qquad (IV - 21)$$

عندئذ سنحصل على القيم التالية للبلوك الثانى للاطار المستعرض ، ابتداء من طرف الاطار ، الواقع فى اكثر الظروف غير المواتية (فيما يتعلق بالعمل الذى تساهم به الاطر المجاورة) : عند خطوة قدرها ١٢ م ستكون $c_{sp} = 3,4$ ، وعند خطوة قدرها ٦ م ستكون $c_{sp} = 4$.

وهكذا يمكن حساب مقاومة الاطار المستعرض لاحمال المرفاع مع الاخذ فى الاعتبار السلوك الحيزى للمبنى بطريقة الانحرافات مع ضرب قيمة رد الفعل الناجم عن وحدة انحراف الاطار المستعرض ، فى المعامل c_{sp} (شكل ٤ – ٢١) .



شكل ٤ – ٢١ . الرسم التخطيطى للتصميم المجسم (الفراغى) لمبنى هيكل وحيد الطابق ، تبعا لمقاومة المرفاع المستقل

٣ – تحديد القوى الناشئة فى الاعمدة نتيجة لتأثير الاحمال

لاجل حساب مقاومة الاطار المستعرض لمختلف الاحمال والمؤثرات ، نجد ان اسهل طريقة هى طريقة الانحرافات المحتوية على مجهول واحد هو Δ – الذى يمثل الانحراف الافقى للاطار المستوى المحمل . واذا تصورنا وجود قضيب رابط فى اتجاه الانحراف الافقى المجهول ، سنحصل عندئذ على نظام التحميل الاساسى (شكل ٤ – ٢٢ ، أ) . نعرض هذا النظام لتأثير وحدة الانحراف المجهول ، وهنا ستظهر فى الاعمدة ردود الفعل B_Δ وعزوم الانحناء (شكل ٤ – ٢٢ ، ب) . وبعد ذلك يحمل النظام الاساسى بالاحمال الساكنة والاحمال المتحركة N ، M ، T ، p_w على التوالى ، وهى الاحمال التى تؤدى الى ظهور ردود فعل وعزوم انحناء مناظرة لتلك الاحمال (شكل ٤ – ٢٢ ، جـ ، د ، هـ) . ويمكن تحديد قيم ردود الفعل B فى الاعمدة المتدرجة ذات المقطع العرضى المتغير ، فى حالة المسند العلوى الثابت ، بواسطة الصيغ المبينة فى الملحق XII فى نهاية من الكتاب . وفى المعادلة التالية :

$$c_{sp}r_{11}\Delta + R_{1p} = 0 \qquad (IV - 22)$$

نجد ان r_{11} – تمثل رد فعل الاطار المستعرض ، الناجم عن وحدة للانحراف ، $R_{1p} = \Sigma B$ – تمثل مجموع ردود فعل الجزء العلوى من الاعمدة ، الناجم عن الحمل ، وتكون ردود الفعل الموجبة هنا ، متجهة فى اتجاه الانحراف المجهول .

وقيمة المعامل c_{sp} تكون مساوية للواحد ، بالنسبة لمختلف مخططات تحميل الاطار المستعرض ، باستثناء احمال المرفاع .

وبحل المعادلة نستخرج قيمة المجهول Δ ، وبعد ذلك نستخرج قيمة رد الفعل المرن :

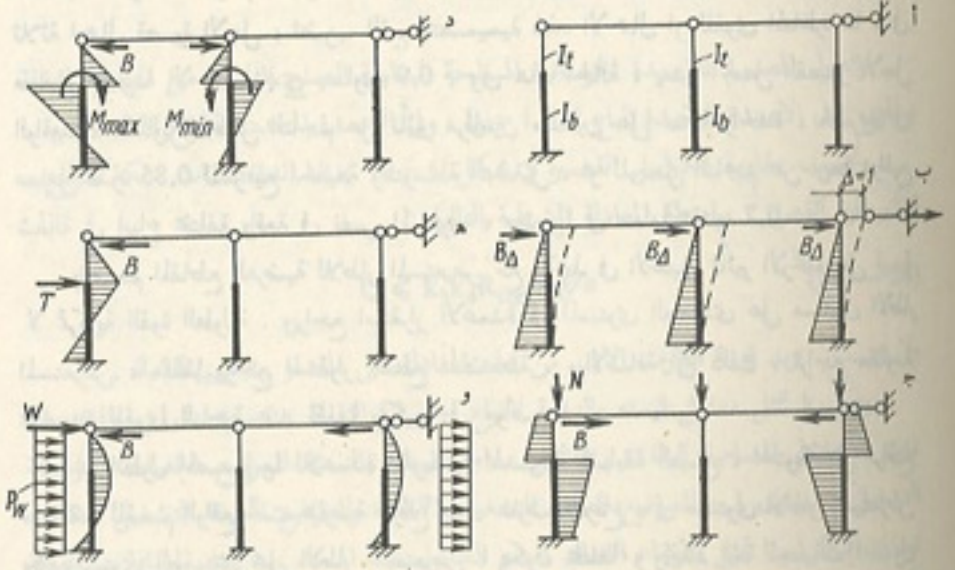
$$B_{el} = B + \Delta B_\Delta \qquad (IV - 23)$$

وعندما يبلغ عدد ابواع الاطار ، ثلاثة واكثر ، يعتبر المسند العلوى للاعمدة عند تأثير احمال المرفاع ، بمثابة مسند ثابت (fixed support) ويعتبر الانحراف مساويا للصفر $\Delta = 0$.

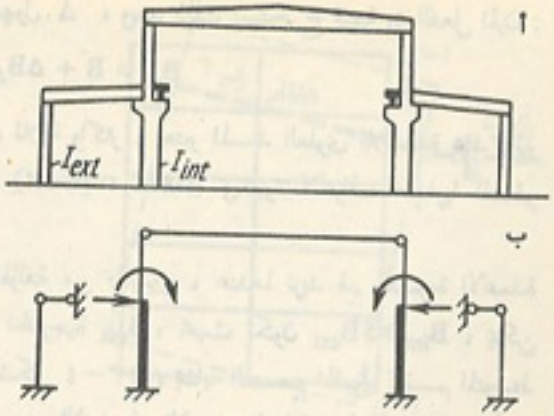
وبالنسبة للاطار ذى العارضة المؤلفة من طابقين ، عندما تزيد قيم جسوءة الاعمدة الداخلية B_{int} على جسوءة الاعمدة الخارجية B_{ext} ، بحيث تكون $B_{int} \geqslant 5B_{ext}$ ، يمكن اعتبار الاطار الوحيد الباع المستقل (شكل ٤ – ٢٣) بمثابة التصميم المقبول للقسم المتوسط المرتفع . ويصمم هذا الاطار ايضا ، مع الاخذ فى الاعتبار السلوك الحيزى (الفضائى) للهيكل الانشائى .

ان عزوم الانحناء وقوى القص الناشئة فى المقاطع العرضية للاعمدة ، تحدد كما هى بالنسبة للعتبة الكابولية ، المحملة بحمل خارجى ، والمعرضة لتأثير ردود الفعل B_{el} . والمقاطع المصممة تكون عادة المقاطع الثلاثة الاساسية على امتداد العمود : المقطع 0 – 1 فوق كابول المرفاع ، المقطع 2 – 1 تحت كابول المرفاع ، والمقطع 1 – 2 فى القاعدة .

ويخطط الرسم البيانى للعزوم ، بالنسبة لكل نوع من انواع الاحمال المؤثرة على الاطار . وبعد ذلك يوضع جدول القوى الاخرى M ، N ، Q وتحسب مجموعات القوى او الاحمال



شكل ٤ – ٢٢ . النظام الانشائى الاساسى للاطار المستعرض مع الرسوم البيانية لعزوم الانحناء الناجمة عن الاحمال والتأثيرات



شكل ٤ – ٢٣ . الرسم التخطيطى لحساب وتصميم الاطار المؤلف من طابقين :
أ – المخطط الانشائى للاطار ؛ ب – المخطط التصميمى للتحميل

المؤثلفة التصميمية فى المقاطع العرضية المصممة للعمود . وتحدد قيمة الحمل الساكن المؤثر على الاعمدة ، فى كافة المجموعات المؤثلفة ، اما قيمة الاحمال المتحركة فتحدد فقط فى اكثر المجموعات غير الملائمة .

واستنادا الى المواصفات القياسية السوفييتية ، نجد ان الاحمال المتحركة المؤثرة على الاطار المستعرض (مثل الثلج ، الريح ، احمال المرفاع المتنقل العلوى) تصنف ضمن الاحمال القصيرة الاجل . وعند حساب مقاومة الاطار المستعرض للمجموعات المؤثلفة الرئيسية من الاحمال ، التى تحتوى على حمل واحد قصير الاجل ، تحسب قيمته بدون تخفيض ، اما عند حساب مقاومة الاطار للمجموعات المؤثلفة الرئيسية من الاحمال ، التى تحتوى على حملين او ثلاثة احمال قصيرة الاجل ، تضرب القيم التصميمية لهذه الاحمال او للقوى المناظرة لها ، فى معامل مجموعة الاحمال الذى يساوى 0,9 . وفى هذه الحالة ، يعتبر الحمل القصير الاجل الواحد ، مساويا للحمل الناجم عن تأثير مرفاعين متنقلين على سكة واحدة ، مضروبا فى معامل قدره 0,85 للمرافيع الخفيفة والمتوسطة التشغيل ، او للحمل الناجم عن اربعة مرافيع شغالة فى ابواع مختلفة واقعة فى نفس المستوى ، مضروبا فى معامل قدره 0,7 .

وتصمم المقاطع العرضية للاطار المستعرض مع الاخذ فى الاعتبار تأثير الارتخاء على قيمة لا تمركزية القوة الطولية . ويراجع استقرار الاعمدة فى المستوى العمودى على مستوى الاطار المستعرض ، مثلما يراجع استقرار القطع المنضغطة . وبالاضافة الى ذلك ، تراجع مقاومة الاعمدة للقوى الناجمة عند نقلها وتركيبها فى مواضعها .

ان الطول المصمم l_0 للاعمدة الخرسانية المسلحة السابقة الصنع ، المحتوية على مرافيع متنقلة ، للقسم الواقع تحت عارضة المرفاع وفوق عارضة المرفاع ، فى مستوى الاطار المستعرض وفى المستوى العمودى على الاطار المستعرض ، يكون مختلفا ، ويحدد تبعا لمعطيات الجدول (٤ – ١) .

جدول ٤ – ١

الطول المصمم l_0 للاعمدة الخرسانية المسلحة السابقة الصنع ، فى المبانى المجهزة على مرافيع متنقلة

خصائص مخطط تحميل الاعمدة	القسم المراد تصميمه من العمود	فى مستوى الاطار المستعرض	من المستوى العمودى على الاطار المستعرض	
			عند وجود الكتائف الرأسية	عند عدم وجود الكتائف الرأسية
مع أخذ حمل المرفاع فى الاعتبار	تحت عتبة المرفاع	$1,5H_b$	$0,8H_b$	$1,2H_b$
	فوق عتبة المرفاع	$2H_t$	$1,5H_t$	$2H_t$
بدون اخذ حمل المرفاع فى الاعتبار	تحت عتبة المرفاع فى : المبانى الوحيدة الباع	$1,5H$	$0,8H_b$	$1,2H$
	المبانى المتعددة الابواع	$1,2H$	$0,8H_b$	$1,2H$
	فوق عتبة المرفاع	$2,5H_t$	$1,5H_t$	$2H_t$

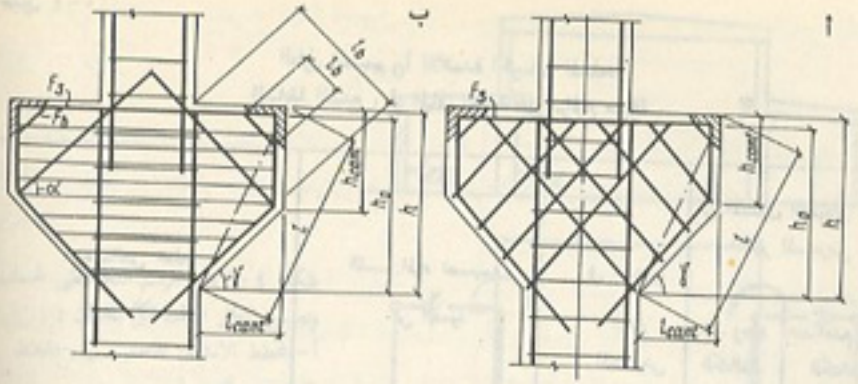
والطول المصمم للاعمدة الخرسانية المسلحة السابقة الصنع والخالية من المرافيع المتنقلة يساوى : فى الاعمدة الوحيدة الباع $l_0 = 1,5H$ ، وفى الاعمدة المتعددة الابواع $l_0 = 1,2H$.

وتحسب مقاومة الكوابيل القصيرة (شكل ٤ – ٢٤) الساندة لعتبات سكة المرفاع ، لتأثير قوة القص ، بواسطة المعادلة الشرطية التالية :

$$Q \leqslant k_3 k_4 R_{ten} b h_0^2 / a \qquad (IV - 24)$$

ولا يجب ان تزيد قيمة الطرف الايمن من هذه المعادلة على المقدار $2,5R_{ten}bh_0$.

وهنا k_3 تمثل معامل قيمته بالنسبة لانواع الخرسانة الثقيلة ، تساوى 1,2 ، وللخرسانة ذات الاخلاط المسامية 0,8 ، k_4 تمثل معامل قيمته بالنسبة للمرافيع الخفيفة والمتوسطة التشغيل ، تساوى 1 ، للمرافيع العنيفة التشغيل 0,75 ، وللمرافيع العنيفة التشغيل للغاية ، تساوى 0,5 ، h_0 تمثل الارتفاع الفعال لمقطع الكابول عند المسند ، a تمثل المسافة من نقطة تأثير القوة Q الى السطح السفلى للعمود .



شكل ٤ – ٢٤ . الرسوم التخطيطية لتسليح كوابيل الاعمدة
أ – باطواق فولاذية مائلة ؛ ب – باطواق وقضبان محنية افقية

وتعتبر الكوابيل قصيرة ، اذا كان طولها $l_{cant} \leqslant 0{,}9h_0$. والزاوية γ التى يميل بها السطح المنضغط للكابول على الخط الافقى ، يجب ان تبلغ $\gamma \leqslant 45^\circ$ ، اما ارتفاع مقطع الكابول عند الطرف الحر (الطليق) ، فيجب ان يبلغ $h_{cant} \geqslant h/2$ (حيث h – ارتفاع المقطع عند المسند) .

وتسلح الكوابيل باطواق فولاذية مائلة عندما $h \leqslant 2{,}5a$ ، وباطواق افقية وقضبان محنية عندما $h > 2{,}5a$. ويسمح بعدم وضع القضبان المحنية اذا كانت $h > 3{,}5a$ وعندما $Q \leqslant R_{ten} b h_0$. وفى كافة الحالات ، يجب ان لا تزيد المسافة الفاصلة بين الاطواق على ١٥٠ مم ، ولا تزيد على h/4 ، ويجب ان لا يزيد قطر القضبان المحنية على 1/15 من طول الانحناء ولا يزيد على ٢٥ مم . وهنا يجب ان لا يقل المقطع العرضى الاجمالى للقضبان المحنية والاطواق المائلة ، التى تقطع النصف العلوى للخط الواصل بين النقاط الطرفية ضمن حدود طول الكابول (لاحظ الشكل ٤ – ٢٤) عن $0{,}002bh_0$ ، ولا يقل عند المقدار التالى :

$$F_b + F_{st} = (Q - Q_c)/R_{s,st} \sin \alpha \qquad (IV - 25)$$

وعند تحديد قيمة Q_c هنا ، يجب ان تؤخذ القيمة التالية فى الاعتبار $c = a + h_0/3$.

ويتم اختيار مساحة المقطع العرضى للقضبان الطولية للكابول F_s ، استنادا الى عزم الانحناء الذى زيدت قيمته بنسبة ٢٥ ٪ ، والذى يؤثر فى موضع اتصال الكابول مع العمود . وقضبان التسليح الطولية مزودة فى اطرافها بمثبتات معدنية ملحومة على هيئة حلقات (وردات معدنية) او على هيئة زوايا فولاذية .

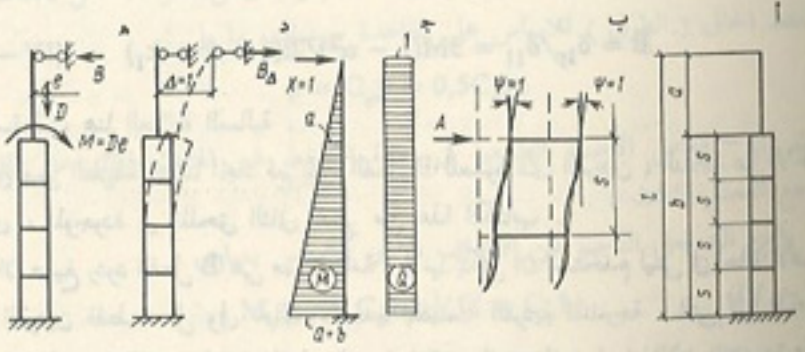
٤ – خصائص تحديد القوى فى الاعمدة ذات الفرعين

فى حالة الاعمدة ذات الفرعين ، يكون حساب وتصميم الاطار المستعرض مع اخذ السلوك الحيزى للهيكل فى الاعتبار ، مماثلا لحساب وتصميم الاطار ذى الاعمدة المصمتة العادية المفردة . والعمود ذو الفرعين هو عبارة عن اطار وحيد الباع متعدد الطوابق (عمود اطارى) ، والمسافة الفاصلة بين محاور الفروع هى c ، والمسافة الفاصلة بين محاور القطع المباعدة هى s ، وعدد الالواح الهيكلية هو n ، وطول القسم السفلى للاطار هو b ، وطول القسم العلوى المصمت هو a ، والطول العام هو l (شكل ٤ – ٢٥ ، أ) . ولما كانت عوارض العمود الاطارى هى عبارة عن قطع مباعدة جاسئة ، والقوائم هى عبارة عن الفروع الاقل جسوءة للعمود ، يمكن بناء على ذلك اهمال انفعالات العوارض ، واعتبارها مطلقة الجسوءة بدرجة كافية من الدقة العملية . وقد اثبتت التجارب العملية ، ان المخطط التصميمى الآخر البديل – ذى العوارض المرنة – لا يؤدى الى تحسين نتائج التصميم الا بدرجة غير ملموسة تقريبا . ولتحديد ردود الفعل B فى حالة المسند العلوى الثابت للعمود المؤلف من فرعين ، يعتبر ذلك العمود بمثابة قضيب غليظ يتميز بجسوءة انثناء (flexural rigidity) تساوى $E_c I_b$ ، وجسوءة قص نهائية تساوى A . ان جسوءة القص فى العمود المؤلف من فرعين ، تعتمد على الانحناء الموضعى للفرعين ، وتساوى القوة المؤدية الى حدوث وحدة انحراف زاوى فى الفرعين (شكل ٤ – ٢٥ ، ب) :

$$A = 24E_c I/s^2 \qquad (IV - 26)$$

حيث I – تمثل عزم القصور الذاتى للفرع .

والآن نقوم بتسليط القوة $X = 1$ على الطرف العلوى للقضيب الغليظ ، المأخوذ حاليا بدون مسنده العلوى (شكل ٤ – ٢٥ ، جـ) . وعندئذ ستؤدى القوة المذكورة الى حدوث



شكل ٤ – ٢٥ . المخططات التصميمية للاعمدة ذات الفرعين

الانحراف التالى :

$$\delta_{11} = \sum \int (\bar{M}^2/E_c I_i)dx + \int_0^b (\bar{Q}^2/A)dx = a^3/3E_c I_t +$$

$$+ (l^3 - a^3)/3E_c I_b + ns^3/24E_c I \qquad (IV - 27)$$

حيث $I_i = I_b$ – تمثل عزم القصور الذاتى فى القسم السفلى للعمود ؛ $I_i = I_t$ – تمثل عزم القصور الذاتى فى القسم العلوى للعمود .

ومن هنا ينتج ان رد الفعل الناجم عن تأثير الانحراف $\Delta = 1$ الحاصل فى الطرف العلوى للعمود (شكل ٤ – ٢٥ ، د) يساوى ما يلى :

$$B_\Delta = 1/\delta_{11} = 3E_c I_b/l^3(1 + k + k_1) \qquad (IV - 28)$$

حيث ان k و k_1 و α تساوى ما يلى على التوالى :

$$k = \alpha^3(I_b/I_t - 1),\ k_1 = (1 - \alpha)^3 I_b/8n^2 I,\ \alpha = a/l \qquad (IV - 29)$$

حيث I_t تمثل عزم القصور الذاتى للقسم العلوى للعمود ، F تمثل مساحة المقطع العرضى للفرع ، $I_b = Fc^2/2$ تمثل عزم القصور الذاتى للقسم السفلى للعمود (وهنا تهمل قيمة $2I$ باعتبارها ضئيلة نسبيا) .

ولنفرض الآن ان العمود ذى الفرعين ، معرض لتأثير عزم المرفاع M . عندئذ سيكون الانحراف الناجم عن هذا العزم ، مساويا لما يلى :

$$\delta_{1p} = \int (\bar{M}M/E_c I_b)dx = Ml^2(1 - \alpha^2)/2E_c I_b$$

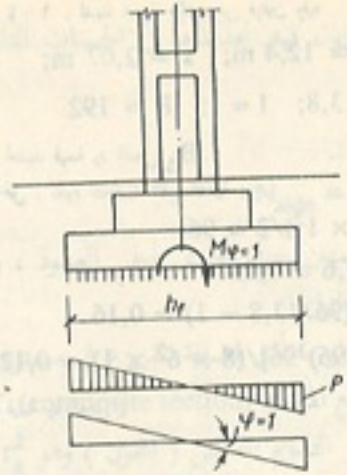
ورد الفعل B فى حالة المسند العلوى الثابت للعمود ذى الفرعين (شكل ٤ – ٢٥ ، هـ) يساوى :

$$B = \delta_{1p}/\delta_{11} = 3M(1 - \alpha^2)/2l(1 + k + k_1) \qquad (IV - 30)$$

وقد اسقطت هنا العلامة السالبة .

وبنفس الطريقة يمكننا ايجاد قيم ردود الفعل B للعمود ذى الفرعين ، الناجمة عن الاحمال الاخرى ، الموجودة فى الملحق الثانى عشر من هذا الكتاب .

ان صيغ ردود الفعل B هى صيغ عامة ، لانها يمكن ان تستخدم ليس فى حالة الاعمدة ذات الفرعين فقط ، بل وفى حالة الاعمدة المصمتة الفردية المتدرجة ، التى فيها $k_1 = 0$ والاعمدة المصمتة الفردية الثابتة المقطع التى فيها $k_1 = k = 0$. وفى الحالات الضرورية يمكن



شكل ٤ – ٢٦ . الرسوم التخطيطية لحساب مطاوعة الوصلة المثبتة للعمود

استخدام نفس الصيغ السابقة لايجاد قيم الانحرافات $\delta_{11} = 1/B_\Delta$ و $\delta_{1p} = B/B_\Delta$ ، وكذلك القيام بحساب وتصميم الاطار مع الاخذ فى الاعتبار وصلة التثبيت (التبييت) المرنة للعمود فى الاساس .

وعند تصميم الاطار بالنسبة لتغير درجة الحرارة Δt ، نجد ان حساب المطاوعة (المرونة) الحقيقية لوصلة تثبيت العمود فى الاساس (وكذلك حساب الجسوءة الحقيقية للعمود فى الاقسام الحاوية للشقوق) يؤدى الى تخفيض عزم الانحناء . وان رد الفعل الناجم عن الانحراف الزاوى للعمود فى المقطع السفلى ، بزاوية تساوى $\varphi = 1$ ، يساوى ما يلى :

$$B_\varphi = 1/\delta_{11} = 3E_c I_b/l^2(1 + k + k_1) \qquad (IV - 31)$$

والآن نستخرج قيمة العزم الرد فعلى (reactive moment) الناجم عن الانحراف الزاوى للاساس بمقدار $\varphi = 1$ (شكل ٤ – ٢٦) ان هبوط حافة الاساس الذى يعداه الافقيان هما h_f و b_f ، يساوى $y = 0{,}5h_f \tan\varphi = 0{,}5h_f$ (وهنا يهمل تشوّه الاساس بالذات) . والضغط الحافى (الطرفى) للاساس على القاعدة سيساوى ما يلى :

$$p = C_\varphi y = 0{,}5C_\varphi h_f$$

حيث C_φ – معامل الارضية الطبيعية فى حالة الضغط غير المنتظم المؤثر على القاعدة (راجع الفصل الثالث) .

والعزم الرد فعلى الناجم عن الانحراف الزاوى للاساس يساوى :

$$M_{\varphi=1} = C_\varphi b_f h_f^3/12 = C_\varphi I_f \qquad (IV - 32)$$

حيث $C_\varphi I_f$ – تمثل الجسوءة الزاوية للاساس .

مثال ٤ – ١ . لدينا عمود مؤلف من فرعين وهيه

$$l = 17{,}6\ \text{m};\quad a = 5{,}2\ \text{m};\quad b = 12{,}4\ \text{m};\quad s = 2{,}07\ \text{m};$$
$$c = 1\ \text{m};\quad n = 6;\quad I_t = 13{,}8;\quad I = 1;\quad F = 192$$

المطلوب تحديد قيمة رد الفعل B_Δ .

الحل . نقوم بتحديد القيم التالية :

$$I_b = Fc^2/2 = (192 \times 1^2)/2 = 96$$
$$\alpha = a/l = 5{,}2/17{,}6 = 0{,}296$$
$$k = \alpha^3(I_b/I_t - 1) = 0{,}296^3(96/13{,}8 - 1) = 0{,}16$$
$$k_1 = (1 - \alpha)^3 I_b/8n^2 I = [(1 - 0{,}296)^3 96]/(8 \times 6^2 \times 1) = 0{,}12$$

ثم نحدد قيمة رد الفعل :

$$B_\Delta = 3E_c I_b/l^2(1 + k + k_1) =$$
$$= (3 \times 96E_c)/[17{,}6^3(1 + 0{,}16 + 0{,}12)] = 4{,}1 \times 10^{-2}E_c$$

مثال ٤ – ٢ . لدينا عمود مؤلف من فرعين كالعمود المذكور في المثال السابق ، وحمل الريح المؤثر فيه يساوى p

المطلوب تحديد رد فعل العمود .

الحل . نستخرج قيمة رد الفعل كما يلي :

$$B = 3pl[1 + \alpha k + 1{,}33(1 + \alpha)k_1]/8(1 + k + k_1) = 6{,}4p$$

مثال ٤ – ٣ . لدينا عمود مصمت فردي مدرج المقطع العرضي ، العزم الناجم عن المرفاع

$$M = 500\ \text{kN m};\quad l = 11{,}1\ \text{m};\quad a = 3{,}85\ \text{m};\quad b = 7{,}25\ \text{m};$$
$$I_t = 1;\quad I_b = 8$$

المطلوب ايجاد قيمة رد فعل العمود .

الحل . بعد تحديد القيمتين $\alpha = 0{,}35$ و $k = 0{,}3$ ، وبتعويض القيمة $k_1 = 0$ ، نحسب قيمة رد الفعل كما يلي :

$$B = 3M(1 - \alpha^2)/2l(1 + k) =$$
$$= [3 \times 500(1 - 0{,}35^2)]/[2 \times 11{,}1(1 + 0{,}3)] = 45\ \text{kN}$$

مثال ٤ – ٤ . لدينا عمود مصمت فردي ثابت المقطع العرضي ، $l = 11{,}1\,\text{m}$ ، والعزم الناجم عن المرفاع $M = 500\,\text{kNm}$ يؤثر على مسافة قدرها $a = 3{,}85\,\text{m}$.

المطلوب ايجاد قيمة رد فعل العمود B الناجم عن العزم M .

الحل . نستخرج قيمة $\alpha = 0{,}35$ ونعوض المقدار $k = k_1 = 0$ ، ثم نحسب قيمة رد الفعل كما يلي :

$$B = 3M(1 - \alpha^2)/2l = 3 \times 500(1 - 0{,}35^2)]/(2 \times 11{,}1) = 58{,}5\ \text{kN}$$

وبعد تحديد ردود الفعل المرنة B_{el} من حساب الاطار المستعرض ، يتم حساب القوى M ، N ، Q في المقاطع العرضية المصممة ، حول المحور الهندسي للعمود ذي الفرعين ، اما

القوى الناشئة في الفروع وللقطع المباعدة الاخرى ، فيتم تحديدها في الحساب التالي عند اختيار المقطع العرضي .

ان القوى الطولية في فروع العمود تساوى

$$N_{side} = N/2 \pm M\eta/c \qquad (IV - 33)$$

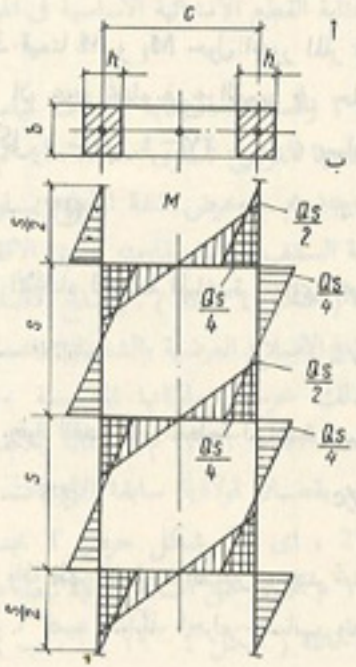
حيث M و N تمثلان على التوالي القوتين المصممتين حول محوري فرعي العمود ، والمقدار $\eta = -1/(1 - N/N_{cr})$ يمثل معامل الانحناء الطولي .

وعند ايجاد قيمة η يجب ان نأخذ في الاعتبار ، تأثير قصافة الفروع في مستوى انحناء العمود ذي الفرعين ، كما هي الحالة بالنسبة للمقطع المركب (composite section) كما مبين في الشكل (٤ – ٢٧ ، أ) . ويعتمد نصف قطر التدويم المخفض (المحول) وهو r_g^2 ، على نصف قطر تدويم مقطع القسم السفلي للعمود $r_b^2 = c^2/4$ وعلى نصف قطر تدويم مقطع فرع العمود $r^2 = h^2/12$. ان القصافة المخفضة (المحولة) للعمود يجب ان تحقق الشرط التالي :

$$\lambda_g^2 = \lambda_b^2 + \lambda^2$$

او الشرط التالي عند $l_0 = \psi H_b$:

$$l_0^2/r_g^2 = l_0^2/r^2 b + s^2/r^2 \qquad (IV - 34)$$



شكل ٤ – ٢٧ . الرسوم البيانية لتحديد القوى المؤثرة في الفراغ والقطع المباعدة للعمود

وبعد تعويض قيمتى r_b^2 و r^2 وتقسيم المعادلة السابقة على المقدار l_0^2 ، نحصل على المعادلة التالية :

$$1/r_g^2 = 4/c^2 + 12/\psi^2 n^2 h^2$$

ومنها نحصل على الصيغة التالية :

$$r_g^2 = c^2/4(1 + 3c^2/\psi^2 n^2 h^2) \qquad (IV - 35)$$

حيث $n = H/s$ – تمثل عدد الالواح الهيكلية فى العمود ذى الفرعين .

واستنادا الى الصيغة (IV-14) الواردة فى الجزء الاول من الكتاب ، يمكننا كتابة الصيغة التالية للقوة الحرجة الاصطلاحية :

$$N_{cr} = 12{,}8E_c F(r_g/l_0)^2[\,[0{,}11/(0{,}1 + t) + 0{,}1]/k_1 + \mu_1 n\,] \qquad (IV - 36)$$

حيث F و μ_1 تمثلان على التوالى مساحة المقطع العرضى للفرع ونسبة (معامل) تسليحه .

وعند تحديد المعامل t ، تستخدم الصيغتان (IV-17a) و (IV-17b) الواردتان فى الجزء الاول من الكتاب . وعند تحديد قيمة المعامل k_1 من الصيغة

$$k_1 = 1 + \beta M_l/M$$

تؤخذ قيمتا M و M_l حول المحور المار فى محور فرع العمود .

ان عزم انحناء فرع العمود فى حالة نقطة العزوم الصفرية فى منتصف ارتفاع اللوح الهيكلى (شكل ٤ – ٢٧ ، ب) يساوى ما يلى :

$$M = Qs/4 \qquad (IV - 37)$$

وعزم الانحناء للقطعة المباعدة يساوى مجموع عزمى الفرعين فى الوصلة الموجودة بينهما :

$$M_{sp} = Qs/2 \qquad (IV - 38)$$

وقوة القص فى القطعة المباعدة تساوى ما يلى :

$$Q_{sp} = Qs/c \qquad (IV - 39)$$

واذا ظهر ان احد الفرعين ، عند تحديد القوة الطولية N من الصيغة (IV-33) قد تعرض للشد ، يجب عندئذ اجراء حساب وتصميم العمود ذى الفرعين مع الاخذ فى الاعتبار

الجسوءة المخفضة لذلك الفرع المعرض للشد . وفى هذه الحالة ستحدد عزوم الانحناء فى الفرع المعرض للانضغاط وفى القطع المباعدة ، من شرط انتقال قوة القص الموجودة فى المقطع العرضى برمته ، الى الفرع المعرض للانضغاط .

الباب الثالث

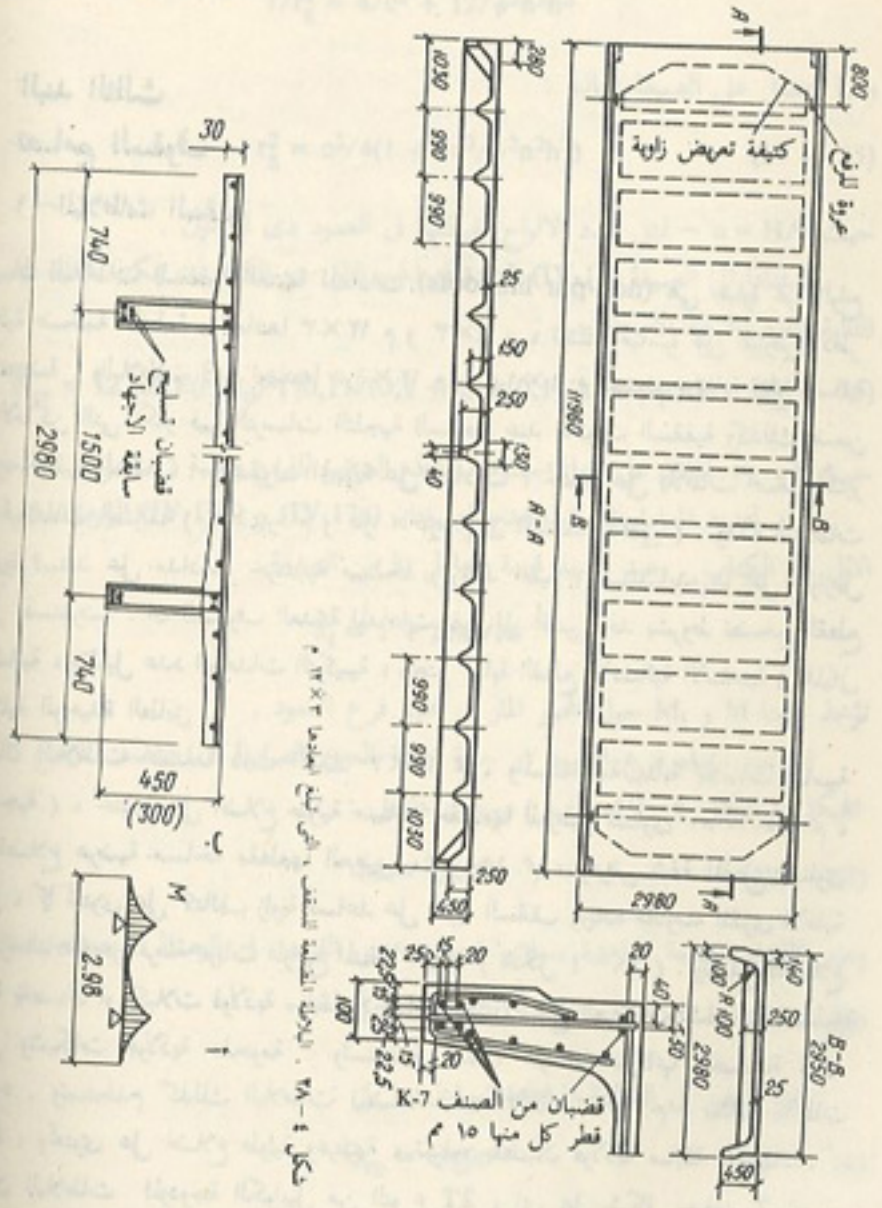
تصاميم السقوف

١ – البلاطات السقفية

ان البلاطات السقفية العديمة المدادات (non-pur lin roofs) هى عبارة عن الواح هيكلية ضخمة مضلعة ، ابعادها ٣ × ١٢ م و ٣ × ٦ م ، تستند مباشرة على عوارض الاطر المستعرضة . والبلاطات التى ابعادها ١٫٥ × ١٢ م و ١٫٥ × ٦ م تستخدم بمثابة قطع اضافية فى الاماكن التى تكثر فيها الترسبات الثلجية الساقطة عند الكوات السقفية وكذلك ضمن حدود جانبية السقف . والسقوف المحتوية على مدادات ، تحتوى على بلاطات اصغر بكثير من البلاطات السابقة (٣ × ٠٫٥ م و ١٫٥ × ٠٫٥ م فى المسقط الافقى) . وهذه البلاطات الاخيرة تستند على مدادات خرسانية مسلحة (روافد افقية) تستند بدورها على عوارض الاطر المستعرضة . ان السقوف العديمة المدادات تفى الى أقصى حد بشروط تضخيم القطع الانشائية ، وتقليل عدد الوحدات التركيبية ، وتعتبر بمثابة القطع الانشائية الاساسية فى المبانى الهيكلية الوحيدة الطابق .

ان البلاطات المضلعة ذات الابعاد ٣ × ١٢ م ، والمستخدمة بمثابة بلاطات قياسية (نموذجية) ، تحتوى على اضلاع طولية مساحة مقطعها العرضى تساوى ١٠٠ × ٤٥٠ مم ، وعلى اضلاع عرضية مساحة مقطعها العرضى ٤٠ × ١٥٠ مم ، وعرض شفة المقطع يساوى ٢٥ مم ، كما تحتوى على كتائف زاوية تساعد على تقوية السقف وزيادة مقاومته للقوى الافقية المستمرة الناجمة عن فرملة عربات المرافيع المتنقلة العلوية (شكل ٤ – ٢٨) . وتسلح الاضلاع الطولية بقضبان او كبلات فولاذية سابقة الاجهاد ، اما الاضلاع العرضية والشفهات فتسلح بهياكل وشبكات فولاذية ملحومة . وتستخدم لذلك خرسانة ماركاتها المصممة ٤٠٠ أو ٥٠٠ . وتستخدم كذلك البلاطات المضلعة ذات الابعاد ٣ × ٦ م ، بمثابة بلاطات قياسية ، وتحتوى على اضلاع طولية وعرضية ، تسلح بقضبان فولاذية سابقة الاجهاد .

ان البلاطات المزدوجة الكوابيل من النوع 2T ، اى على شكل حرفين T بجنب بعضهما البعض التى تبلغ ابعادهما ٣ × ١٢ م و ٣ × ٦ م تحتوى على اضلاع طولية تبعد عن بعضهما البعض بمسافة ١٫٥ م وعلى شفهات كابولية نائتة (شكل ٤ – ٢٩ ، أ ، ب) .



شكل ٤ – ٢٨ . بلاطة مضلعة للسقف ، التى تبلغ ابعادها ٣ × ١٢ م

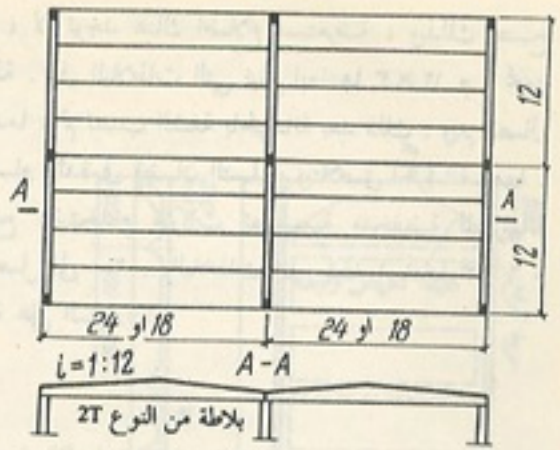
شكل ٤ – ٢٩ . بلاطة سقفية من النوع 2T

ونظرا لانخفاض قيمة عزوم الانحناء ، لا توجد هناك اضلاع مستعرضة ، وبذلك يصبح الشكل الخارجى للبلاطة اكثر بساطة . وفى البلاطات التى تبلغ ابعادها ٣ × ١٢ م ، تجهز الاضلاع الطولية السابقة الاجهاد مقدما ، ثم تصب الشفة بالخرسانة بعد ذلك . ويتم اتصال الاضلاع مع الشفة ، باستحداث اقسام زائدة فى قضبان التسليح وبتلاصق الخرسانة معها . ان الانتاج المنفرد للبلاطات يسمح باستخدام ماركات تصميمية منخفضة للخرسانة المستخدمة فى صب الشفهات ، تصل الى ٢٠٠ . والبلاطات التى تبلغ ابعادها ٣ × ٦ م تنتج بصورة منفردة وبصورة متكاملة على السواء .

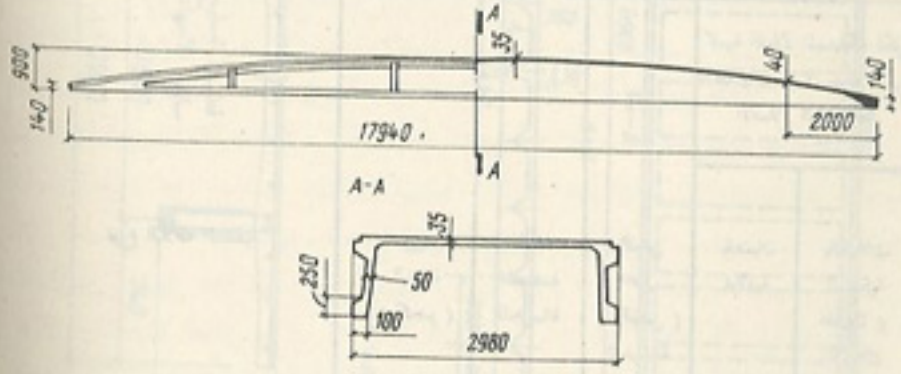
جدول ٤ – ٢

الدلائل الهندسية والاقتصادية للبلاطات السقفية

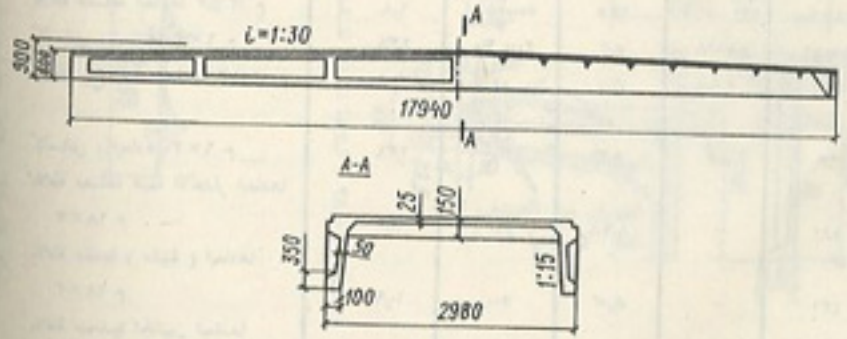
نوع البلاطة السقفية	وزن البلاطة (كجم)	الماركة المصممة للخرسانة	التخن الفعال (المخفض) للخرسانة (سم)	كمية الفولاذ المستهلكة لكل بلاطة (كجم) فى حالة تسليح الاضلاع الطولية بما	
				بقضبان فولاذية	بالكبلات السلكية المجدولة او الاسلاك الفولاذية العالية المقاومة
بلاطة مضلعة ابعادها ٣ × ١٢ م	٦٫٨	٤٠٠ و٥٠٠	٧٫٥	٢٦٥–٣٩١	٢٠٥–٢٨٨
كالسابق ، ابعادها ٣ × ٦ م	٢٫٣٨	٣٠٠ و٤٠٠	٥٫٣	٧٠–١٠١	٥٦–٧٠
بلاطة نوع 2T ابعادها ٣ × ١٢ م	٦٫٨	٥٠٠ (و ٢٠٠ للشفهات)	٧٫٥	٣٣٠	٢٣٧
كالسابق ، ابعادها ٣ × ٦ م	٢٫٣٨	٣٠٠	٥٫٣	٨٥	٦٣
بلاطة مضلعة قليلة الانحدار ابعادها ٣ × ١٨ م	١٢٫٢	٥٠٠	٨٫٩٨	–	٥٨١
بلاطة عقدية (مقبية) ابعادها ٣ × ١٨ م	١٠٫٩	٥٠٠	٨٫٠٣	–	٤٣١
بلاطة منحدرة الجانبين ابعادها ٣ × ١٨ م	١٥٫١	٥٠٠	١١٫٢	–	٣٨٢



شكل ٤ – ٣٠ . الرسم التخطيطى الذى لتصميم السقف المؤلف من بلاطتين منحدرتى الجانبين من النوع 2T ابعادهما ٣×١٨ م فى المسقط الافقى



شكل ٤ – ٣١ . الرسم التخطيطى لبلاطة عقدية ضخمة من الخرسانة المسلحة ، تبلغ ابعادها ٣×١٨ م فى المسقط الافقى



شكل ٤ – ٣٢ . الرسم التخطيطى لبلاطة مضلعة سقفية تستخدم فى السقوف قليلة الانحدار ، ابعادها ٣×١٨ م (الخل الحى)

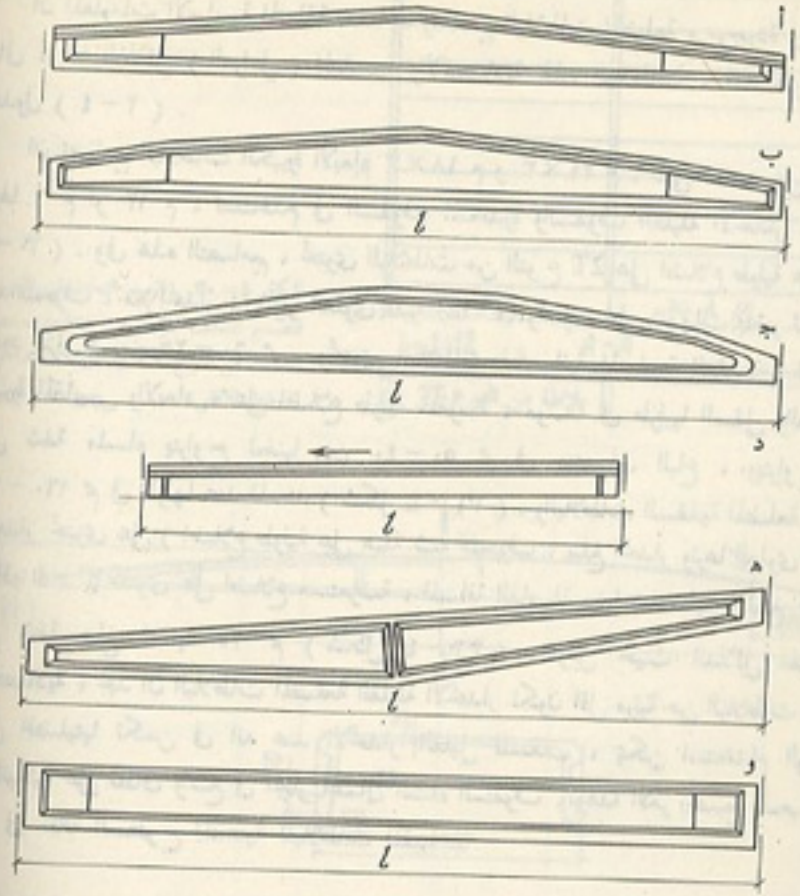
ان المعلومات الاساسية المتعلقة بحساب وتصميم البلاطات المضلعة ، موجودة فى الفصل الثانى ، اما الدلائل (العوامل) الهندسية والاقتصادية لهذه البلاطات ، فقد ادرجت فى الجدول (٤ – ٢) .

ان تصاميم البلاطات الكبيرة الابعاد ٣×١٨ م و ٣×٢٤ م ، التى تستند على عتبات طولها ٦ م او ١٢ م ، تستخدم فى السقوف المنحدرة والسقوف القليلة الانحدار (شكل ٤ – ٣٠) . وفى هذه التصاميم ، تحتوى البلاطات من النوع 2T على اضلاع طولية على هيئة شبه منحرف ، مع انحدار فى الوتر العلوى قدره (1 : 12) وتحتوى على شفهات يتغير ثخنها فى حدود تتراوح بين ٢٥ – ٦٠ مم . وتحتوى البلاطات الخرسانية المسلحة العقدية (المقببة) الكبيرة المقاييس والابعاد ، على اضلاع طولية متقوسة ، موسعة فى طرفيها السفلى والعلوى ، وعلى شفة ملساء يتراوح ثخنها بين ٤٠ – ٥٠ مم فى منتصف الباع ، ويتراوح بين ١٤٠ – ١٦٠ مم فى طرفها عند المسند (شكل ٤ – ٣١) . والبلاطات السقفية المضلعة القليلة الانحدار تحتوى على (اضلاع طولية على هيئة شبه منحرف ، يبلغ انحدار وترها العلوى 1 : 20 و 1 : 30 ، كما تحتوى على اضلاع مستعرضة ، المسافة الفاصلة بينها (الخطوة) تبلغ ١٠٠٠ مم وعلى شفة يبلغ ثخنها ٢٥ مم (شكل ٤ – ٣٢) . ومن حيث الدلائل الهندسية والاقتصادية ، نجد ان البلاطات المضلعة القليلة الانحدار تكون اقل مرتبة من البلاطات المقببة ولكن افضليتها تكمن فى انه عند الانحدار القليل للسقف ، يمكن استخدام الوسائل الميكانيكية على نطاق واسع فى انجاز اعمال انشاء السقوف . وهذا الامر يصبح صعبا نوعا ما ، فى حالة السطوح المنحنية للبلاطات المقببة .

٢ – العتبات السقفية (roof beams)

ان ابواع العتبات السقفية قد تساوى ١٢ م و ١٨ م ، وفى بعض الانشاءات الخاصة يصل باعها الى ٢٤ م . اما الشكل الخارجى للوتر العلوى فى حالة السقف المنحدر الجانبين ، فقد يكون على هيئة شبه منحرف ثابت الانحدار ، منكسرا او متقوسا (شكل ٤ – ٣٣ ، أ ، ب ، جـ) . ان عتبات السقوف المنحدرة (shed roofs) تنتج بحيث تحتوى على اوتار متوازية او على وتر سفلى منكسر ، اما عتبات السقوف المستوية ، فتنتج بحيث تحتوى على اوتار متوازية (شكل ٤ – ٣٣ ، د ، هـ ، و) . والمسافة الفاصلة بين العتبات السقفية تبلغ ٦ م او ١٢ م .

ان المقطع العرضى الاكثر فائدة اقتصادية ، هو مقطع العتبات السقفية شكل I ، الذى يتراوح ثخن وترته (web) بين ٦٠ – ١٠٠ مم ، ويحدد هذا الثخن بالدرجة الاساسية تبعا لسهولة ترتيب هياكل التسليح الفولاذية ، وتأمين متانة البلاطة ومقاومتها للتشقق . ويزداد ثخن



شكل ٤ – ٣٣ . المخططات الانشائية للعتبات السفلية

الوترة بالتدريج عند الوصول الى المساند ، وتعرض الوترة فى تلك المنطقة حيث ينجم عن ذلك التعريض ما يسمى باضلاع الجسوءة الرأسية . وقد تحتوى وترات العتبات فى القسم الوسطى للباع ، حيث تكون قوى القص قليلة ، على فتحات دائرية الشكل او مضلعة ، الامر الذى يقلل بعض الشيء من كمية الخرسانة المستهلكة ، ويخلق وضعا تكنولوجيا سهلا لمد الكبلات النافذة وغيرها من خطوط المواصلات الاخرى .

ان ارتفاع مقطع العتبة فى منتصف الباع ، يتراوح عادة بين l 1/10 و l 1/15 . اما ارتفاع المقطع العرضى للعتبة المنحدرة السطحين التى على هيئة شبه منحرف ، فى وسط الباع ، فانه يتحدد بانحدار الوتر العلوى للبلاطة وقدره 1 : 12 ، والارتفاع القياسى (النموذجى) للمقطع العرضى عند المسند ٨٠٠ مم (او ٩٠٠ مم) . وفى العتبات التى يكون

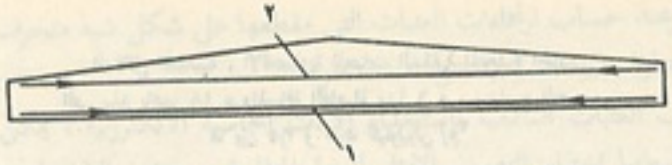
شكل وترها العلوى منكسرا ، يمكن التوصل الى ارتفاع اكبر للمقطع العرضى فى الباع مع الحفاظ على الارتفاع القياسى للمقطع عند المسند ، وذلك بفضل الانحدار الاكثر قليلا ، للوتر العلوى فى الربع الاخير من الباع . وان العتبات ذات الوتر العلوى المتقوس ، تقترب من حيث شكلها الخارجى ، من الرسم البيانى لعزوم الانحناء ، ومن الناحية النظرية تكون اكثر فائدة من حيث قلة المواد الانشائية المستهلكة ، ولكن الشكل الخارجى المعقد نوعا ما ، يرفع من تكاليف انتاجها .

ويتراوح عرض الشفة العليا المنضغطة للعتبة بين l 1/50 و l 1/60 وذلك لتأمين الاستقرار اثناء عمليتى الشحن والتركيب . اما عرض الشفة السفلى فيتراوح بين ٢٥٠ – ٣٠٠ مم وذلك لسهولة ترتيب قضبان الشد الطولية .

ان العتبات المنحدرة الجانبين تنتج من خرسانة تتراوح ماركتها المصممة بين ٣٠٠ – ٥٠٠ وتسلح بقضبان او اسلاك او كبلات سلكية سابقة الاجهاد (شكل ٤ – ٣٤) . وعند التسليح بالاسلاك العالية المقاومة ، ترتب تلك الاسلاك على هيئة مجموعات تتألف كل مجموعة منها من سلكين فى الوضع الرأسى ، الامر الذى يسهل عملية صب العتبات بالخرسانة فى الوضع الرأسى . اما وترة العتبات فتلسح بهياكل ملحومة ، تكون قضبانها الطولية عبارة عن قضبان تركيبية ، اما قضبانها المستعرضة فتكون قضبان تصميمية تؤمن مقاومة العتبة فى المقاطع العرضية المائلة . وتتم تقوية الاقسام العتبية الواقعة بالقرب من المساند ، لمنع ظهور الشقوق الطولية اثناء انتقال الاجهادات من القضبان الى الخرسانة (او لاجل تقليل عرض فتحات الشقوق) وذلك باستخدام قضبان مستعرضة اضافية ، تلحم مع القطع الاندماجية المعدنية . ويمكن زيادة درجة مقاومة التشقق فى القسم الواقع بقرب المسند وذلك باستحداث اجهاد مسبق ثنائى المحور (وذلك بواسطة شد القضبان الفولاذية المستعرضة ايضا) .

ولاجل حصر وتقييد عرض فتحات الشقوق الناشئة فى المنطقة العليا عند انتقال اجهادات الشد المسبق الى الخرسانة ، يكون من الملائم والافضل ان تسلح العتبات المنحدرة الجانبين التى مقطعها على شكل I ، بقضبان تسليح انشائية سابقة الاجهاد ، توضع فى مستوى سطح المقطع عند المسند (شكل ٤ – ٣٥) . وبذلك نكون قد قللنا لاتمركزية قوة الانضغاط ، وقللنا اجهادات الشد المسبقة فى خرسانة المنطقة العليا للمقطع العرضى .

ان العتبات المستطيلة المقطع المنحدرة الجانبين ، المحتوية على فتحات (ثقوب) متقاربة من بعضها البعض ، تسمى اصطلاحيا بالعتبات الشبكية (lattice beams) ، (شكل ٤ – ٣٦) . وتبعا للحمل المصمم الذى ستتحمله العتبات الشبكية القياسية ، يمكن ان يؤخذ عرض مقطعها العرضى كعرض المقطع العرضى للعتبات المستطيلة ، ٢٠٠ و ٢٤٠



شكل ٤ – ٣٥ . الرسم التخطيطى لترتيب قضبان التسليح السابقة الاجهاد فى العتبة المنحدرة الجانبين
١ – القضبان السفلية ؛ ٢ – القضبان العلوية

و ٢٨٠ مم . ولتثبيت البلاطات السقفية فى الوتر العلوى للعتبات من كافة الانواع ، تزود تلك العتبات بقطع فولاذية اندماجية فى اوتارها العليا لهذا الغرض .

وتصمم العتبات السقفية مثل تصميم العتبات الحرة الاستناد ، وتنتقل تأثيرات الاحمال من البلاطات عن طريق الاضلاع . وعندما يبلغ عدد القوى المركزة خمس قوى واكثر ، يتم التعويض عن الحمل فى هذه الحالة ، بحمل مكافىء موزع بانتظام . وفى العتبة المنحدرة الجانبين ، يكون المقطع المصمم هو ذلك المقطع الذى يقع على مسافة معينة x من المسند . وعلى سبيل المثال ، عندما يبلغ انحدار الوتر العلوى للعتبة 1 : 2 وارتفاع مقطعها فى منتصف الباع $h = 1:12$ ، يبلغ ارتفاع المقطع عند المسند $h_{sup} = 1:24$ ، وعلى مسافة x من المسند يكون الارتفاع المذكور هو :

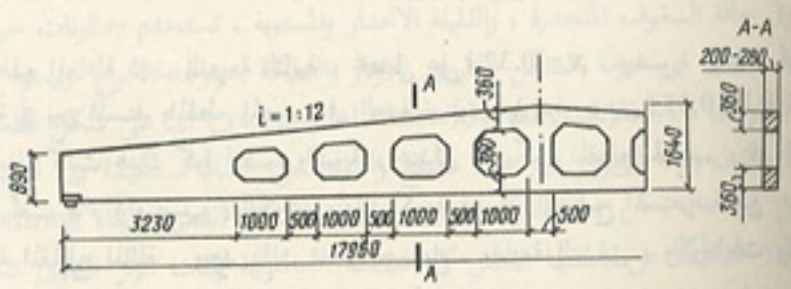
$$h_x = (l + 2x)/24$$

ولنفرض ان الارتفاع الفعال للمقطع العرضى للعتبة هو $h_0 = \beta h_x$ ، وان عزم الانحناء فى حالة تأثير الحمل الموزع بانتظام هو

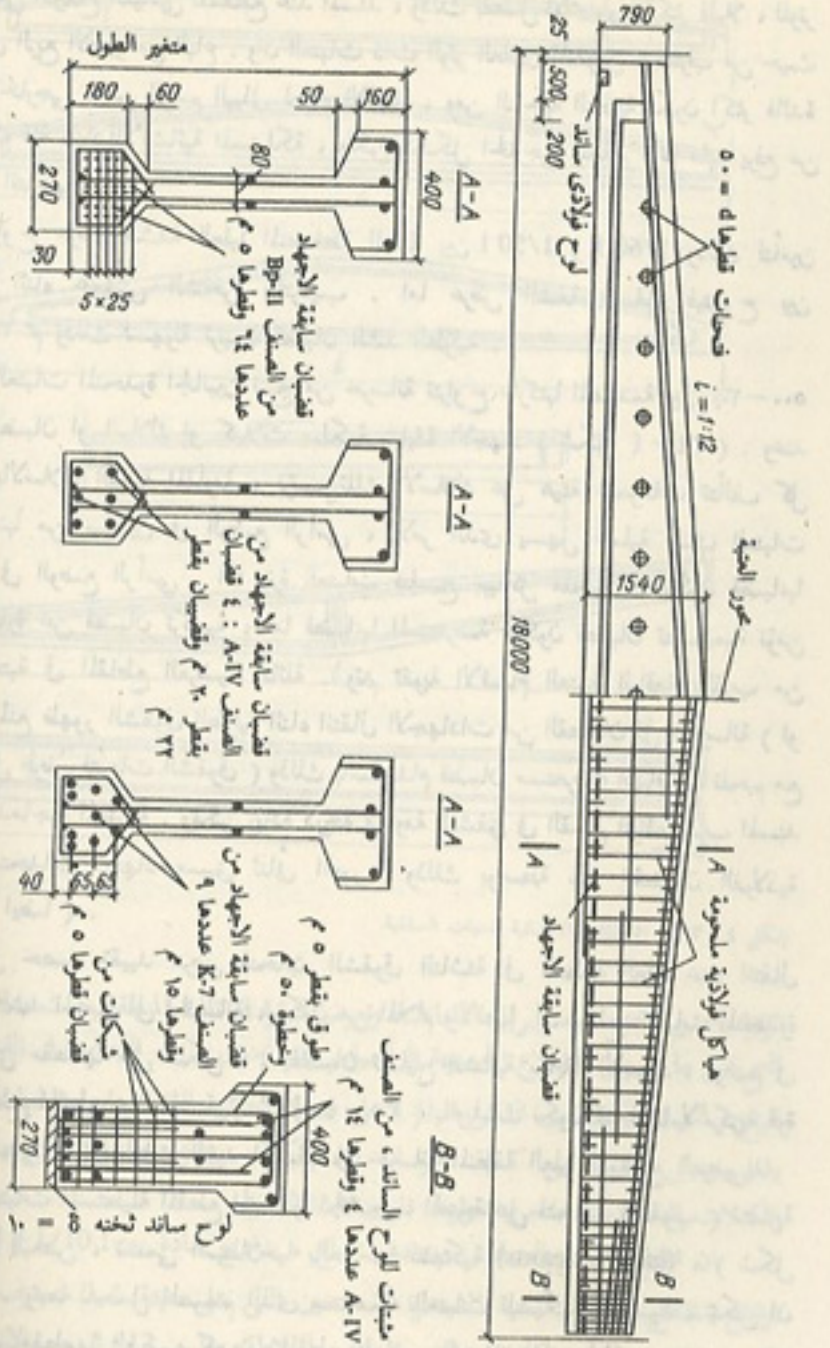
$$M_x = qx(l - x)/2$$

عندئذ سنجد ان مساحة المقطع العرضى لقضبان التسليح الطولية ، ستساوى ما يلى :

$$F_{sx} = M_x/R_s\eta h_0 = 12qx(l - x)R_s\eta\beta(l + 2x)$$



شكل ٤ – ٣٦ . عتبة سقفية شبكية منحدرة الجانبين ، ذات مقطع عرضى مستطيل ، طول باعها ١٨ م



شكل ٤ – ٣٤ . عتبة سقفية منحدرة الجانبين ، مقطعها العرضى على شكل I وطول باعها ١٨ م

جدول ٤ – ٣

الدلائل الهندسية ، الاقتصادية للعتبات السقفية المنحدرة الجانبين
التى يبلغ باعها ١٨ م والمسافة الفاصلة بينها ٦ م ، وبتراوح التصميمى
لها بين ٣٫٥ و ٥٫٥ كيلونيوتن /م٢

نوع العتبة	كتلة العتبة (طن)	المماركة المصممة للخرسانة	حجم الخرسانة (م٣)	كمية الفولاذ المستهلكة فى العتبة بكاملها (كجم)
ذات مقطع عرضى على شكل T ومسلحة بفولاذ سابق الاجهاد على شكل :				
قضبان فولاذية	٩٫١	٣٠٠ ، ٤٠٠ ، ٥٠٠	٣٫٤	٤٦٨ – ٧٣٨
كبلات سلكية مجدولة	٩٫١	٤٠٠ ، ٥٠٠	٣٫٤	٣٦٠ – ٥٦٥
اسلاك فولاذية	٩٫١	٣٠٠ ، ٤٠٠ ، ٥٠٠	٣٫٤	٣٥٩ – ٥٥٢
شبكية مسلحة بفولاذ سابق الاجهاد على شكل :				
قضبان فولاذية	١٢٫١ – ٨٫٥	٤٠٠ ، ٥٠٠	٣٫٤ – ٤٫٨٤	٥٣٠ – ٨٧٥
كبلات سلكية مجدولة	١٢٫١ – ٨٫٥	٤٠٠ ، ٥٠٠	٣٫٤ – ٤٫٨٤	٤١٨ – ٦٦٢
اسلاك فولاذية	١٢٫١ – ٨٫٥	٤٠٠ ، ٥٠٠	٣٫٤ – ٤٫٨٤	٣٩٧ – ٦٤٤

وسيكون المقطع المصمم للعتبة على امتداد طولها ، هو ذلك المقطع الذى تصل فيه قيمة F_{sx} الى اقصاها . ولاجل البحث عن هذا المقطع ، نجعل المشتقة التالية مساوية للصفر كما يلى :

$$dF_{sx}/dx = 0$$

وباخذ تفاضل هذه المعادلة ، بفرض ان المقدار ηB هو مقدار ثابت القيمة ، سنحصل على

$$2x^2 + 2xl - l^2 = 0$$

وبحل هذه المعادلة ذات الدرجة الثانية ، نحصل على $x = 0{,}37\,l$. وبصورة عامة ، نجد ان المسافة x بين المسند والمقطع المصمم فى العتبة تساوى ما يتراوح بين $0{,}35\,l$ و $0{,}40\,l$.

واذا كانت هناك كوة للضوء والتهوية ، عندئذ قد يكون المقطع المصمم ، هو المقطع الواقع تحت قائم (منصب) الكوة . وتحدد كمية قضبان التسليح المستعرضة من حساب مقاومة المقاطع المائلة . وبعد ذلك تنجز حسابات مقاومة التشقق ، والارتخاءات وكذلك حسابات المقاومة ومقاومة التشقق بالنسبة لتأثير القوى الناشئة عند الانتاج ، والشحن

والتركيب . وعند حساب ارتخاءات العتبات التى مقطعها على شكل شبه منحرف ، يجب ان نأخذ فى اعتبارنا تغير جسوءتها على امتداد طولها .

ولحساب العتبات السقفية باستخدام الآلات الحاسبة الالكترونية ، يمكن وضع عدة برامج يتم بواسطتها اختيار التصميم الامثل للعتبة المطلوبة . وبتغيير البارامترات المتغيرة القيم (ماركة الخرسانة المصممة ، صنف فولاذ التسليح ، ابعاد المقطع العرضى ، درجة شد الفولاذ وغير ذلك) تقوم الآلات الحاسبة الالكترونية باختيار افضل مقطع عرضى للعتبة ، المعلومة الباع والاحمال ، من حيث كمية الخرسانة والفولاذ المستهلكة ، ومن ناحية التكاليف ، مع اعطاء المعلومات الضرورية لاجل التصميم .

ويحتوى الجدول (٤ – ٣) على المعطيات الهندسية والاقتصادية للعتبات السقفية المنحدرة الجانبين تبعا لشكل المقطع العرضى وصنف فولاذ التسليح السابق الاجهاد .

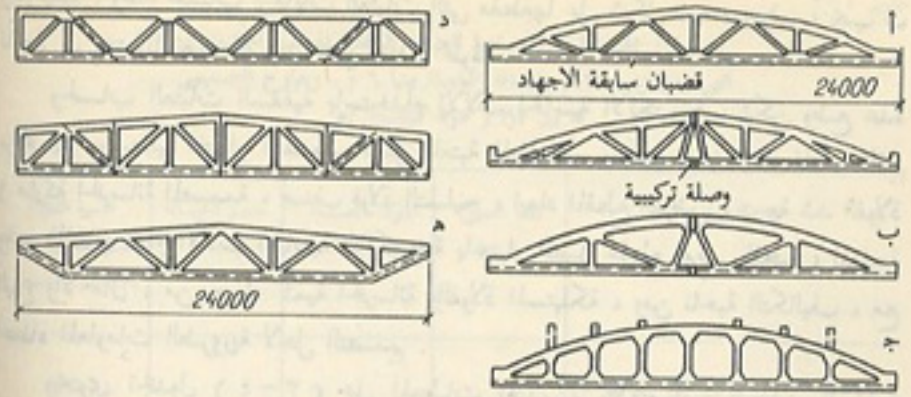
ان العتبات شكل I اكثر فائدة اقتصادية من العتبات الشبكية من حيث استهلاك الفولاذ وذلك بنسبة ١٥ ٪ ، ومن حيث استهلاك الخرسانة بنسبة ١٣ ٪ تقريبا .

وعند وجود المرافيع المتنقلة العلوية والاحمال ، تزداد كمية الفولاذ المستهلكة فى العتبات بنسبة تتراوح بين ٢٠ و ٣٠ ٪ .

٣ – الجمالونات (trusses)

تستخدم الجمالونات الخرسانية المسلحة لتغطية الابواع التى يبلغ طولها ١٨ م ، ٢٤ م و ٣٠ م عندما تكون الخطوة بينها ٦ م او ١٢ م . وكمية الفولاذ المستهلكة فى الجمالونات الخرسانية المسلحة ، تقل بمرتين عما هى عليه فى الجمالونات الفولاذية ، ولكن حجم العمل المبذول وتكاليف الانشاء تكون اكثر قليلا . وعندما تبلغ الابواع ٣٦ م واكثر ، تستخدم عادة الجمالونات الفولاذية . ولكن يمكن من الناحية الهندسية ، انشاء جمالونات خرسانية مسلحة ، حتى عندما تبلغ الابواع المراد تغطيتها ، حدا كبيرا يصل الى ٦٠ م واكثر .

وفى حالة السقوف المنحدرة ، والقليلة الانحدار والمستوية ، تستخدم جمالونات خرسانية مسلحة ، تتميز عن غيرها بالشكل الخارجى للاوتار والشبكة . وتوجد الانواع الرئيسية التالية من الجمالونات : الجمالونات القطاعية (segmental trusses) ، اى على شكل قطعة من دائرة ، ويكون وترها العلوى على هيئة مضلع وتحتوى على اقسام مستقيمة بين الوصلات (شكل ٤ – ٣٧ ، أ) ، الجمالونات العقدية ذات الاضلاع القطرية المائلة (bowstring trusses) المتباعدة عن بعضها البعض فى الشبكة الجمالونية وذات الوتر العلوى السلس النقوس (شكل ٤ – ٣٧ ، ب) ، الجمالونات العقدية الخالية من الاضلاع القطرية المائلة ،



شكل ٤ – ٣٧ . الرسوم التخطيطية الانشائية ، للجمالونات الخرسانية المسلحة

التى تحتوى على وصلات جاسئة فى مواضع اتصال الاضلاع القائمة مع الاوتار ، والتى يكون وترها العلوى منحنيا (شكل ٤ – ٣٧ ، جـ) ، جمالونات « وارن » المضلعة (warren trusses) المحتوية على اوتار متوازية او ذات الوتر العلوى القليل الانحدار على هيئة شبه منحرف (شكل ٤ – ٣٧ ، د) ، جمالونات « وارن » المضلعة ذات الوتر السفلى المضلع الشكل (شكل ٤ – ٣٧ ، هـ) .

ان ارتفاع الجمالونات من كافة الانواع المذكورة ، فى منتصف الباع ، يؤخذ عادة مساويا لما يتراوح بين 1/7 و 1/9 من طول الباع . ان الالواح الهيكلية للوتر العلوى للجمالونات ، باستثناء الجمالونات العقدية ذات الاضلاع القطرية المائلة ، تصمم عادة بطول يساوى ٣ م ، وذلك لكى ينتقل تأثير الحمل من البلاطات السقفية الى وصلات الجمالون مباشرة ، ولا يظهر فيها انحناء موضعى . ويصمم وتر الشد السفلى للجمالونات من كافة الانواع ، والاضلاع القطرية المائلة للشد ، فى بعض انواع الجمالونات ، بحيث تكون سابقة الاجهاد مع شد قضبان التسليح عادة ، على المساند .

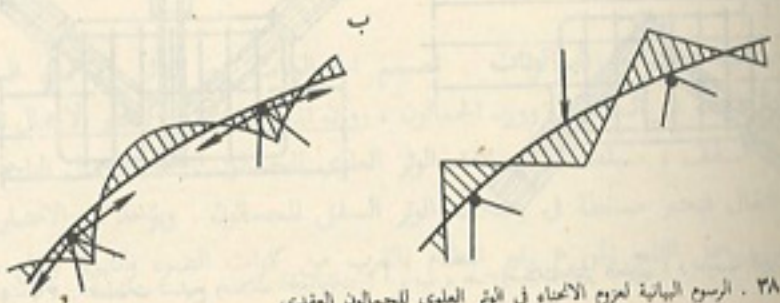
وافضل شكل خارجى ملائم للجمالونات من حيث السلوك الاستاتى ، هو الشكل القطاعى والشكل العقدى وذلك لان شكل وترها العلوى يقترب من شكل منحنى الضغط . ان الاضلاع القطرية المتشابكة للجمالونات (web members) تتحمل بعض الاحمال القليلة (تتعرض لتأثير قوى ضعيفة) ، ويكون ارتفاعها عند المساند قليلا نسبيا ، الامر الذى يؤدى الى تقليل كتلة الجمالون وتقليل ارتفاع الجدران الخارجية . وفى الجمالونات العقدية ذات الاضلاع القطرية المائلة ، تقل قيمة عزوم الانحناء الناجمة عن تحميل الوتر العلوى فى الاماكن الواقعة ما بين الفواصل ، وذلك بفضل لا تمركزية القوة الطولية ، التى تؤدى الى ظهور عزم عكسى العلامة ، مما يسمح بزيادة طول اللوح الهيكلى للوتر العلوى وجعل اضلاع الشبكة

الجمالونية اكثر تباعدا عن بعضها البعض (شكل ٤ – ٣٨) . وفى الجمالونات العقدية الخالية من الاضلاع القطرية المائلة ، تنشأ فى الاضلاع القائمة والاوتار ، عزوم انحناء كبيرة بما فيه الكفاية ، ولاجل توفير المقاومة اللازمة ومقاومة التشقق المطلوبة ، تدعو الضرورة الى وضع قضبان تسليح اضافية ، ولكن هذه الجمالونات تعتبر اسهل قليلا من ناحية الانتاج ، واكثر ملاءمة فى المبانى ذات السقوف القليلة الانحدار او المستوية وعند استخدام الفراغات الموجودة بين الجمالونات لوضع خطوط المواصلات الهندسية الضرورية (عند انشاء اضلاع قائمة اضافية فوق الوتر السفلى) . وتعتبر جمالونات « وارن » المضلعة ذات الوتر السفلى المضلع الشكل ، اكثر مقاومة واستقرارا اثناء عملية التركيب ولا تحتاج الى مثبتات خاصة ، وذلك لان مركز ثقلها يقع تحت مستوى المساند .

وبالنسبة للجمالونات من كافة الانواع ، يمكن التوصل الى تقليل ابعاد المقاطع العرضية وتخفيض الوزن العام ، وذلك باستخدام خرسانة ذات ماركات مصممة عالية (تتراوح بين ٤٠٠ و ٦٠٠) واستخدام نسب عالية لتسليح المقاطع العرضية للاوتار .

ومن الافضل منطقيا انتاج الجمالونات بصورة متكاملة ، اى على هيئة وحدة مستقلة بذاتها . ان عملية تقسيم الجمالونات الى انصاف جمالونات (half-trusses) ثم تجميعها بعد ذلك اثناء ، عملية التركيب ، تؤدى الى زيادة تكاليف الانشاء . والجمالونات التى يصل باعها الى ١٨ م ، تنتج كوحدة متكاملة ، والتى يصل باعها الى ٢٤ م ، تنتج بصورة متكاملة او تقسم الى نصفين ، والتى يصل باعها الى ٣٠ م ، تنتج على هيئة نصفى جمالون . ويجب تقسيم شبكة اضلاع الجمالون النصفى (نصف الجمالون) بالطريقة التى تجعل الوصلة التراكيبة للوتر السفلى ، تقع بين وصلات الجمالون العامة (لاحظ الشكل ٤ – ٣٧ ، أ) . ولاجل تأمين المقاومة التركيبية لوصلة الوتر السفلى ، توضع عند الوصلة اضلاع قطرية اضافية (غير مأخوذة فى الاعتبار عند التصميم) .

ان شبكة اضلاع الجمالونات قد تكون مؤلفة من قطع خرسانية مسلحة سابقة الصنع مع احتوائها على اقسام زائدة بارزة لقضبان التسليح ، توضع قبل صب الاوتار بالخرسانة ،



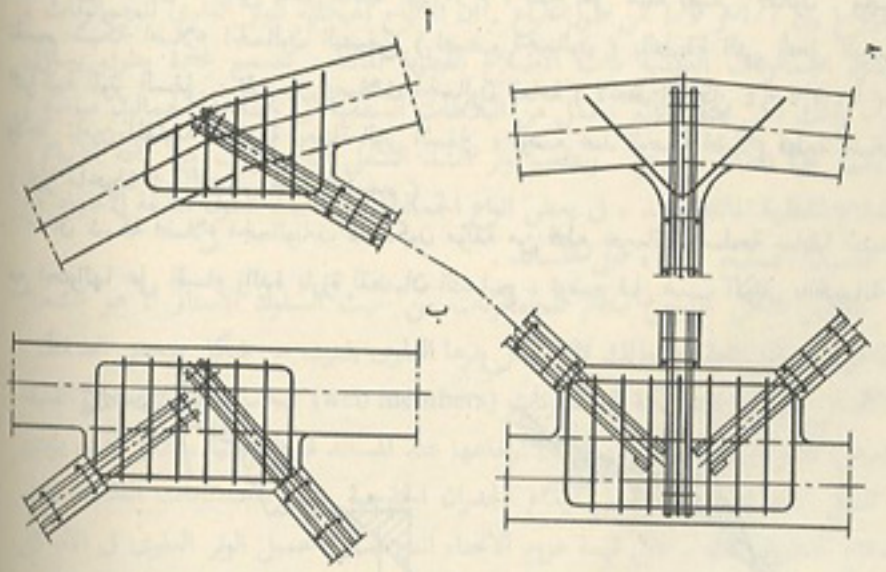
شكل ٤ – ٣٨ . الرسوم البيانية لعزوم الانحناء فى الوتر العلوى للجمالون العقدى

وتدفن فى الوصلات الى عمق يتراوح بين ٣٠ و ٥٠ مم ، او مجهزة فى نفس الوقت الذى يجرى فيه صب الاوتار بالخرسانة . والحالة الاخيرة تنتشر على نطاق اوسع فى التطبيقات العملية . وان عرض المقطع العرضى لاضلاع الشبكة الجمالونية يجب ان يكون اقل من عرض المقطع العرضى للاوتار ، اما عرض المقطع العرضى لاضلاع الشبكة ، المصبوبة فى وقت واحد مع الاوتار ، فيجب ان يكون مساويا لعرض مقطع الاوتار .

ولسهولة الانتاج ، يكون عرض المقطع العرضى للوتر العلوى مساويا لعرض المقطع العرضى للوتر السفلى .

وان عرض المقطع العرضى للاوتار عند خطوة الجمالونات التى تبلغ ٦ م ، يتراوح بين ٢٠٠ و ٢٥٠ مم ، وعند خطوة الجمالونات التى تبلغ ١٢ م ، يتراوح العرض بين ٣٠٠ و ٣٥٠ مم . ان تسليح وتر الشد السفلى يجب ان يتم بمراعاة المسافات الخالصة بين القضبان السابقة الاجهاد ، الكبلات المجدولة ، الاسلاك المزدوجة وغيرها ، وذلك لتأمين سهولة صب ورص المزيج الخرسانى . ويجب ان تحتوى كافة قضبان التسليح المشدودة ، على اطواق مقفلة انشائية ، مرتبة على مسافة تساوى ٥٠٠ مم بين طوق وآخر .

ان الوتر الانضغاطى العلوى والاضلاع القطرية المتشابكة تسلح بفولاذ غير سابق الاجهاد على هيئة هياكل ملحومة . اما اضلاع الشد المتشابكة ، فتنتج بحيث تكون سابقة الاجهاد عند تعرض الجمالون لقوى كبيرة .



شكل ٤ – ٣٩ . مخططات تسليح وصلات الجمالونات : أ ، ب ، جـ – وصلات الوتر العلوى ؛ د – وصلة الوتر السفلى

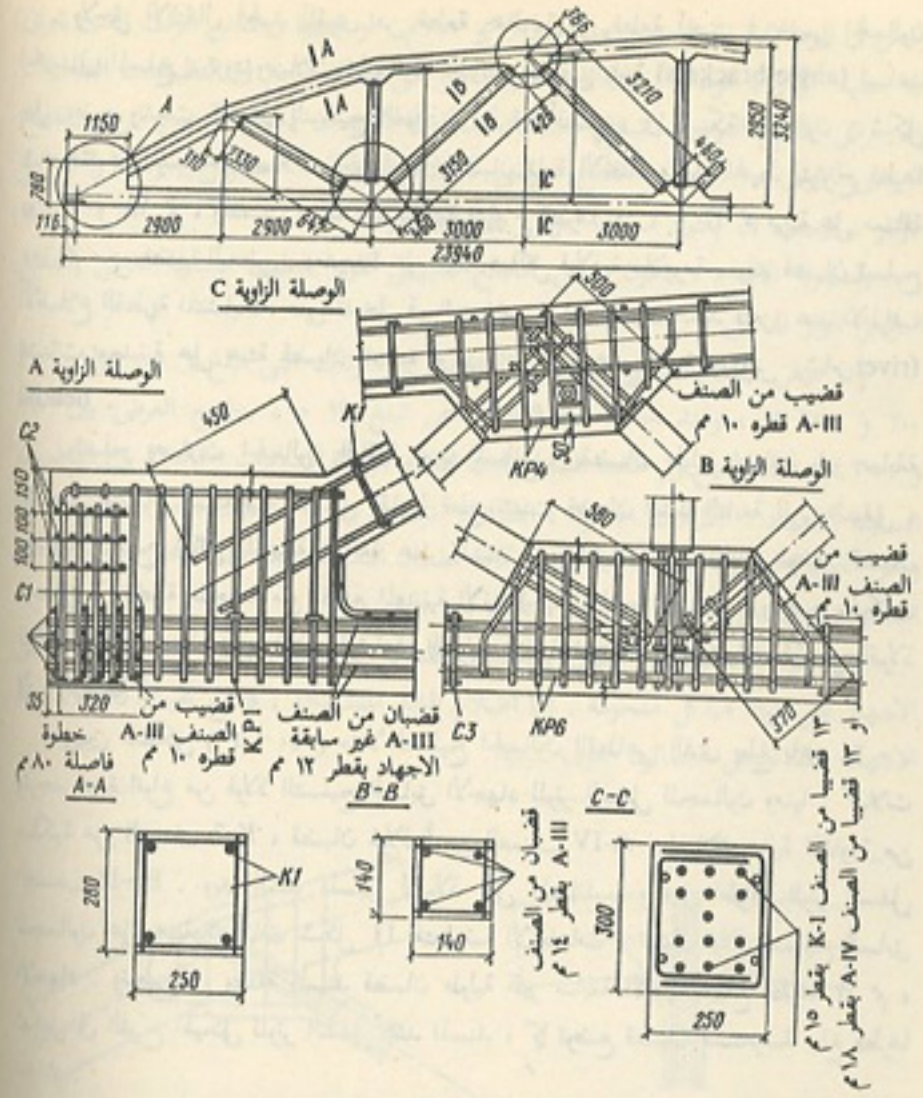
ولاجل الانتقال الجيد للقوى من قطعة جمالونية الى قطعة اخرى فى نفس الجمالون الخرسانى المسلح ، تزود وصلات الجمالون بكتائف تعريض زاوية (angle brackets) تساعد على وضع وتثبيت قضبان التسليح الفولاذية بطريقة أفضل ، فى شبكة الجمالون (شكل ٤ – ٣٩) . وتسلح الوصلات الجمالونية بقضبان تامة الانحناء مقفلة المحيط يتراوح قطرها بين ١٠ و ١٨ مم ، وقضبان مستعرضة رأسية يتراوح قطرها بين ٦ و ١٠ مم مرتبة على مسافة ١٠٠ مم من بعضها البعض ، ومتحدة على هيئة هياكل فولاذية ملحومة . وتمد قضبان تسليح الاضلاع القطرية المتشابكة حتى تدخل فى الوصلات ، اما قضبان الشد فتعزز عند الاطراف بمثبتات معدنية على هيئة قضبان قصيرة أو دحادح ، عرى فولاذية وروؤس برشام (rivet heads) .

وتسلح وصلات الجمالون الواقعة عند المساند ، بقضبان طولية اضافية غير سابقة الاجهاد وقضبان مستعرضة تضمن مقاومة قطع تثبيت قضبان الشد التابعة للوتر السفلى ، ومقاومة المقطع المائل للوصلة الواقعة عند المسند . وبالاضافة الى ذلك ، توضع قضبان مستعرضة خاصة ملحومة مع القطع المعدنية الاندماجية للالواح المسندية ، وتوضع شبكات فولاذية ايضا ، وذلك لمنع ظهور الشقوق الطولية عند انتقال الاجهادات المسبقة من الفولاذ الى الخرسانة .

ويبين الشكل (٤ – ٤٠) مثالا لتسليح الجمالون القطاعى الذى يبلغ باعه ٢٤ م . وتوجد عدة انواع من فولاذ التسليح السابق الاجهاد للوتر السفلى للجمالون ومنها : كبلات سلكية من الصنف K-7 ، قضبان فولاذية من الصنف A-IV ، اسلاك عالية المقاومة من الصنف Bp-II . ويتم الشد المسبق للفولاذ على المساند . وتنجز اطواق الوتر السفلى للجمالون على هيئة شبكات شكل П متعارضة الاتجاهات ، تطوق فولاذ التسليح السابق الاجهاد . وتوضع فى وصلة المسند قضبان طولية غير سابقة الاجهاد يبلغ قطرها ١٢ مم ، تدخل فى اللوح الهيكلى للوتر السفلى عند المسند ، كما توضع قضبان مستعرضة يبلغ قطرها ١٠ مم .

وقد ادرجت الدلائل الهندسية والاقتصادية لمختلف انواع الجمالونات ، فى الجدول (٤ – ٤) .

حساب وتصميم الجمالونات . تصمم الجمالونات تبعا لتأثير الاحمال الساكنة والمتحركة الناجمة عن السقف ، ووزن الجمالون ، ووزن المرافيع المتنقلة . وتعتبر الاحمال الناجمة عن وزن السقف ، مسلطة فى وصلات الوتر العلوى للجمالون ، اما الاحمال الناجمة عن المرفاع النقال فتعتبر مسلطة فى وصلات الوتر السفلى للجمالون . ويؤخذ فى الاعتبار عند التصميم ، حمل الثلج الموزع بغير انتظام بالقرب من كوات الضوء والتهوية وعلى سطح



شكل ٤ - ٤٠ . جمالون قطاعى من الخرسانة المسلحة ، يبلغ طول باعه ٢٤ م

المبنى . ويؤخذ فى الاعتبار ايضا ، حمل الثلج واحمال المرفاع النقال ، المؤثرة على نصف واحد فقط من الجمالون ، وتعتبر هذه الاحمال غير مفيدة (مضرة) بالنسبة للاضلاع القطرية المتشابكة .

وفى المخطط التصميمى للجمالون ذى الاضلاع القطرية ، عند تحديد القوى المؤثرة ، تستخدم الوصلات المفصلية (hinged joints) لربط الاوتار مع الاضلاع القطرية المتشابكة فى الزوايا . وفى الحسابات المتعلقة بالمقاومة ، يهمل تأثير جسوءة الوصلات الزاوية للجمالون

جدول ٤ - ٤

الدلائل الهندسية والاقتصادية لمختلف انواع الجمالونات المقطعية عندما تتراوح قيمة الاحمال التصميمية بين ٣٥٠ و ٥٠٠ كيلوجرام/م٢

نوع الجمالون	كتلة الجمالون (طن)	المسافة القصيرة للخرسانة	حجم الخرسانة (م٣)	الفولاذ المستهلك فى الجمالون (كجم) عند تسليح ذو الشد	
				بالقضبان	بالكبلات المجدولة
الجمالون القطاعى العلوى على اضلاع قطرية مائلة والذى يبلغ باعه ١٨ م :	٤٫٥ - ٦	٤٠٠	١٫٨ - ٢٫٤٣	٤٦٨ - ٦٨٩	٢٣٨ - ٣٩١
بمسافة فاصلة قدرها ٦ م	٦٫٨ - ٩٫٥	٤٠٠ - ٥٠٠	٢٫٧١ - ٣٫٧٥	٥٥٠ - ٧٣٦	٤٣٩ - ٥٩١
بمسافة فاصلة قدرها ١٢ م					
الجمالون القطاعى المقابل من الاضلاع القطرية المائلة والذى يبلغ باعه ١٨ م :	٥٫٤ - ٧٫٥	٤٠٠	٢٫٤٣ - ٣٫٣٨	٤٨٦ - ٦٧٦	٢٤٠ - ٣٣٤
بمسافة فاصلة قدرها ٦ م	٧٫٥ - ١٠٫٥	٤٠٠ - ٥٠٠	٣٫٣٨ - ٤٫٦٩	٦٧٦ - ٩٣٩	٣٣٤ - ٤٦٣
بمسافة فاصلة قدرها ١٢ م					
الجمالون القطاعى العلوى على اضلاع قطرية مائلة والذى يبلغ باعه ٢٤ م :	٩٫٥ - ١٣٫٥	٤٠٠	٤٫٦٩ - ٦٫٥٨	٩٣٩ - ١٣١٦	٤٦٣ - ٦٥٠
بمسافة فاصلة قدرها ٦ م	١٣٫٥ - ١٨٫٩	٤٠٠ - ٥٠٠	٦٫٥٨ - ٨٫٤٤	١٣١٦ - ١٦٨٨	٦٥٠ - ٨٣٢
بمسافة فاصلة قدرها ١٢ م					
الجمالون القطاعى المقابل من الاضلاع القطرية المائلة والذى يبلغ باعه ٢٤ م :	١٨٫٩ - ٢٥٫٢	٤٠٠	٨٫٤٤ - ١١٫٨٣	١٦٨٨ - ٢٣٦٣	٨٣٢ - ١١٦٥
بمسافة فاصلة قدرها ٦ م	٢٥٫٢ - ٣٧٫٨	٤٠٠ - ٥٠٠	١١٫٨٣ - ١٦٫٥٩	٢٣٦٣ - ٣٣١٨	١١٦٥ - ١٦٣٠
بمسافة فاصلة قدرها ١٢ م					

ان الجمالونات القطاعية المقعرة على اضلاع قطرية مائلة تحير افضل اقتصاديا من الجمالونات القطاعية المقابلة من الاضلاع القطرية ، من حيث استهلاك الفولاذ بنسبة ١٠ ٪ تقريبا بنسبة ١٢ ٪ تقريبا . ان كمية الفولاذ المستهلكة فى الجمالونات ، تزداد بنسبة تتراوح بين ٣٠ و ٣٥ ٪ عند وجود الرافع القلابة العلوية .

جدول ٤ – ٥

الاطوال المصممة l_0 للقطع الانضغاطية للجمالون

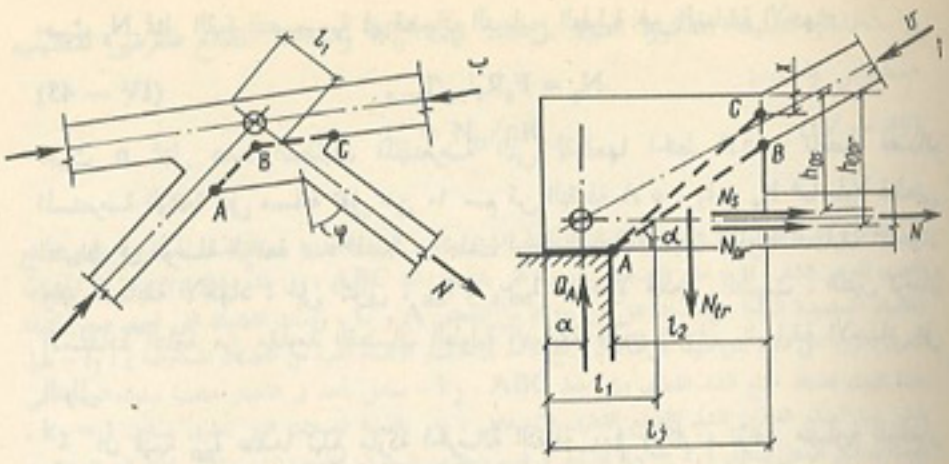
القطعة الانضغاطية	الطول المصمم
الوتر الانضغاطى العلوى فى مستوى الجمالون :	
عند $e_0 < (1/8)h_{ch}$	0,91
عند $e_0 \geqslant (1/8)h_{ch}$	0,81
الوتر الانضغاطى العلوى فى المستوى العمودى على الجمالون :	
للقسم الواقع تحت الكوة السفلية ، الذى يبلغ طوله ١٢ م فما فوق	0,81
فى الحالات الاخرى	0,91
الاضلاع القطرية والاضلاع القائمة الانضغاطية فى مستوى الجمالون وفى المستوى العمودى على الجمالون :	
عند $b_{ch}/b_{st} < 1,5$	0,91
عند $b_{ch}/b_{st} \geqslant 1,5$	0,81

ملحوظة : l – المسافة بين مراكز الوصلات الانضغاطية المثبتة جيدا ، e_0 – لا تمركزية القوة الطولية ، h_{ch} – ارتفاع المقطع العرضى للوتر العلوى ، b_{ch} و b_{st} – عرض المقطع العرضى لكل من الوتر العلوى والضلع القائم على التوالى .

على القوى الناشئة فى الأوتار والاضلاع القطرية المتشابكة ، وذلك نظرا لقيمته الضئيلة . وعند تحديد عزوم الانحناء الناجمة عن الحمل المؤثر خارج الوصلات ، اى بين الوصلات ، يعتبر الوتر العلوى بمثابة عتبة متواصلة مستندة على الوصلات .

وتحسب مقاومة المقاطع العرضية للاوتار والاضلاع القطرية المتشابكة ، بواسطة الصيغ الخاصة بالقطع المعرضة للانضغاط والشد . وتختلف الاطوال المصممة للاضلاع الانضغاطية فى مستوى الجمالون وفى المستوى العمودى على مستوى الجمالون ، وذلك كما مبين فى الجدول (٤ – ٥) .

واستنادا الى الابحاث العملية ، يمكن حساب وتصميم فولاذ تسليح وصلة الجمالون عند المسند ، استنادا الى المخطط المبين فى الشكل (٤ – ٤١ ، أ) . ويفترض بان انخفاض القوة المصممة فى القضبان السابقة الاجهاد ، الذى يحدث نتيجة لعدم كفاية قطعة التثبيت فى الوصلة ، يعوض بمقاومة الشد التى تبديها قضبان التسليح الطولية الاضافية غير السابقة الاجهاد والقضبان المستعرضة . وان مساحة المقطع العرضى لقضبان التسليح الطولية غير



شكل ٤ – ٤١ . الرسوم التخطيطية لتصميم وصلات الجمالونات
١ – وصلة المسند ؛ ٢ – الوصلة المتوسطة

السابقة الاجهاد ، ستساوى ما يلى :

$$F_s = 0{,}2N/R \qquad (IV - 40)$$

حيث N تمثل القوة التصميمية فى اللوح الحيكلى المجاور للمسند .

ان القوة الاجمالية التصميمية الناشئة فى القضبان المستعرضة العمودية على المحور N_{tr} فى القسم l_2 (من طرف المسند الى الحافة الداخلية للوصلة التى بجوار المسند) تحلل الى مركبتين ، الاولى افقية ($N_{tr}\cot\alpha$) والثانية مائلة (حيث α تمثل هنا زاوية ميل الخط AB الواصل بين النقطة A عند طرف المسند والنقطة B عند اتصال الحافة السفلى للضلع القطرى الانضغاطى مع الوصلة . وبناء على شرط المقاومة فى المقطع المائل على امتداد خط القطع AB ، نجد ما يلى :

$$N \leqslant N_{pr} + N_s + N_{tr}\operatorname{ctg}\alpha \qquad (IV - 41)$$

ومنها نحدد قيمة القوة :

$$N_{tr} = (N - N_{pr} - N_s)/\operatorname{ctg}\alpha \qquad (IV - 42)$$

ومساحة المقطع العرضى لقضيب مستعرض واحد تساوى :

$$f_{tr} = N_{tr} / nR_{s.tr} \qquad (IV - 43)$$

حيث N_{pr} تمثل القوة التصميمية فى قضبان التسليح الطولية السابقة الاجهاد .

$$N_{pr} = F_{pr}R_s l_1/l_{an} \qquad (IV - 44)$$

حيث N_s تمثل القوة التصميمية فى قضبان التسليح الطولية غير السابقة الاجهاد .

$$N_s = F_s R_s l_{1s}/l_{an.s} \qquad (IV - 45)$$

حيث n تمثل عدد القضبان المستعرضة التى يقطعها الخط AB (ناقصا قضبان المستعرضة الواقعة على مسافة تقل عن ١٠ سم من النقطة A) ، l_1 و l_{1s} هما طولا قطعتى التثبيت فى الوصلة الواقعة عند المسند ، خلف الخط AB للقضبان الطولية السابقة الاجهاد وغير السابقة الاجهاد ، على التوالى ، l_{an} و $l_{an.s}$ هما طولا قطعتى التثبيت ، اللتين تؤمنان الاستفادة التامة من مقاومة القضبان الطولية السابقة الاجهاد وغير السابقة الاجهاد على التوالى .

ان قيمة l_{an} عندما تبلغ ماركة الخرسانة الثقيلة ٤٠٠ واكثر ، تؤخذ مساوية للمقدار ١٥٠٠ مم للكيلات المجدولة من سبعة اسلاك ، و ١٠٠٠ مم للاسلاك العالية المقاومة من الصنف Bp-II التى قطرها ٥ مم ، و 35d للقضبان الفولاذية من الصنف A-IV . وتؤخذ قيمة $l_{an.s}$ مساوية للمقدار 35d للقضبان الفولاذية من الصنف A-III .

ان مقاومة وصلة المسند للانحناء فى المقطع المائل ، على امتداد الخط AC (الواصل بين النقطة A عند حافة المسند والنقطة C فى اسفل منطقة انضغاط السطح الداخلى للوصلة) تراجع استنادا الى الشرط الذى ينص على ان عزم القوى الخارجية لا يجب ان يزيد على عزم القوى الداخلية :

$$Q_A(l_j - a) \leqslant N_{tr}(l_2 - 10)/2 + N_s(h_{os} - x/2) + N_{pr}(h_{opr} - x/2) \qquad (IV - 46)$$

حيث Q_A – رد فعل مسند الجمالون ، l_j – طول وصلة المسند ، a – المسافة بين حافة وصلة المسند ومركزها .

وارتفاع منطقة الانضغاط فى المقطع المائل ، يساوى :

$$x = (N_{pr} + N_s)/R_{pr}b \qquad (IV - 47)$$

ويصمم فولاذ تسليح الوصلة المتوسطة ، حسب المخطط المبين فى الشكل (٤ – ٤١ ، ب) . وفى هذه الوصلة يؤخذ فى الاعتبار ايضا ، ان انخفاض القوة التصميمية فى فولاذ الضلع القطرى المعرض للشد ، على امتداد قطعة التثبيت ، يعوض بمقاومة القضبان المستعرضة للشد . ومن شرط المقاومة على امتداد خط القطع ABC نحصل على الصيغة التالية :

$$N_{tr}\cos\varphi \leqslant N(k_2 l_1 + a)/k_1 l_{an} \qquad (IV - 48)$$

وباستخدام الصيغة المذكورة اعلاه ، نحدد قيمة N_{tr} ومساحة المقطع العرضى لقضيب مستعرض واحد :

$$f_{tr} = N_{tr}/nR_{s.tr} \qquad (IV - 49)$$

حيث N – القوة التصميمية فى الضلع القطرى المعرض للشد ، φ – الزاوية المحصورة بين القضبان المستعرضة واتجاه الضلع القطرى المعرض للشد ، n – عدد القضبان المستعرضة التى يقطعها الخط ABC ، وفى هذه الحالة ، لا تدخل فى الحساب القضبان المستعرضة الواقعة على مسافة تقل عن ١٠٠ مم من النقطتين A و C ، وكذلك القضبان التى تحوى ضمن كتيفة التعريض الزاوية على مثبتة يقل طولها عن 30d (مع الأخذ فى الاعتبار الاقسام المخبأة من القضبان المستعرضة) ، l_1 – طول وصلة تثبيت قضبان ضلع الشد القطرى وراء الخط ABC ، k_2 – معامل يأخذ فى الاعتبار خاصية سلوك الوصلة التى يلتقى فيها الضلع القطرى للشد والضلع القطرى الانضغاطى ، وهو بالنسبة لوصلات الوتر العلوى يساوى $k_2 = 1$ ، ولوصلات الوتر السفلى يساوى $k_2 = 1{,}1$ اذا توفر فى قسم واحد من اقسام الوتر المعرض للشد ، المجاور لتلك الوصلة ، النوع التالى من شروط مقاومة الشقق وعند احتواء الوصلة على اضلاع قائمة او اضلاع قطرية انضغاطية ، تزيد زاوية ميلها مع الافق على ٤٠ درجة ، وفى الحالات الاخرى $k_2 = 1{,}05$ ، a – الزيادة الاصطلاحية فى طول وصلة تثبيت قضبان الشد مع قطع التثبيت الاخرى : وان $a = 5d$ عند وجود قضيبين قصيرين ، $a = 3d$ عند وجود قضيب قصير واحد وعروة ، $a = 2d$ عند وجود رأس برشامة ، l_{an} – وصلة تثبيت قضبان التسليح للضلع القطرى المعرض للشد التى تؤمن الاستفادة التامة من مقاومته ، وتساوى ما يلى : عند الخرسانة الثقيلة التى ماركتها ٤٠٠ واكثر ، وصنف فولاذ التسليح A-III نجد ان $l_{an} = 35d$ ، $k_1 = \sigma_s/3400$ ، a – الاجهاد فى قضبان الضلع القطرى المعرض للشد ، الناجم عن تأثير الحمل المصمم .

ان القضبان المستعرضة للوصلة المتوسطة ، التى يلتقى فيها قضبان من قضبان الشد المتشابكة ، تصمم استنادا الى الصيغة (IV-49) على التوالى لكل قضيب قطرى متشابك ، معتبرين فى هذه الحالة ان الاضلاع القطرية (قطع الشبكة الجمالونية) الواقعة بالقرب من بعضها البعض ، تكون انضغاطية .

وتصمم قضبان التسليح المحيطية (المحيطة بالجوانب) للوصلة المتوسطة تبعا للقوة الافتراضية بواسطة الصيغة التالية :

$$N_{ms} = 0{,}04(D_1 + 0{,}5D_2) \qquad (IV - 50)$$

ومنها ينتج ان :

$$F_s = N_{ms}/n_2 R_{ms} \qquad (IV - 51)$$

حيث D_1 – القوة القصوى فى الاضلاع القطرية للشد ، الملتقية فى الوصلة ، D_2 – القوة فى الضلع القطرى الآخر للشد فى الوصلة ، n_2 – عدد القضبان المحيطية فى الوصلة ، $R_{ms} = 90\text{MPa}$ – تمثل الاجهاد التصميمى فى القضبان المحيطية ، المحدد من شرط حصر عرض فتحات الشقوق .

ويجب اجراء حساب مقاومة التشقق فى الوتر المعرض للشد من الجمالون ذى الاضلاع القطرية المائلة ، مع الأخذ فى الاعتبار عزوم الانحناء التى تنجم عن جسوءة الوصلات الجمالونية . وهذه العزوم ، يمكن ان تحدد بدقة كافية فى الجمالونات المحتوية على اضلاع متشابكة قليلة المقاومة ، وذلك من دراسة وتحليل الوتر السفلى للجمالون ، باعتباره عتبة متواصلة ، تستند على مسندين تعرف قيم هبوطهما . وقيم الهبوط هذه تستخرج من الرسم البيانى لانحرافات قضبان الجمالون .

ويصمم الجمالون ايضا تبعا للقوى التى تنشأ فيه اثناء عملية الانتاج والشحن والتركيب .

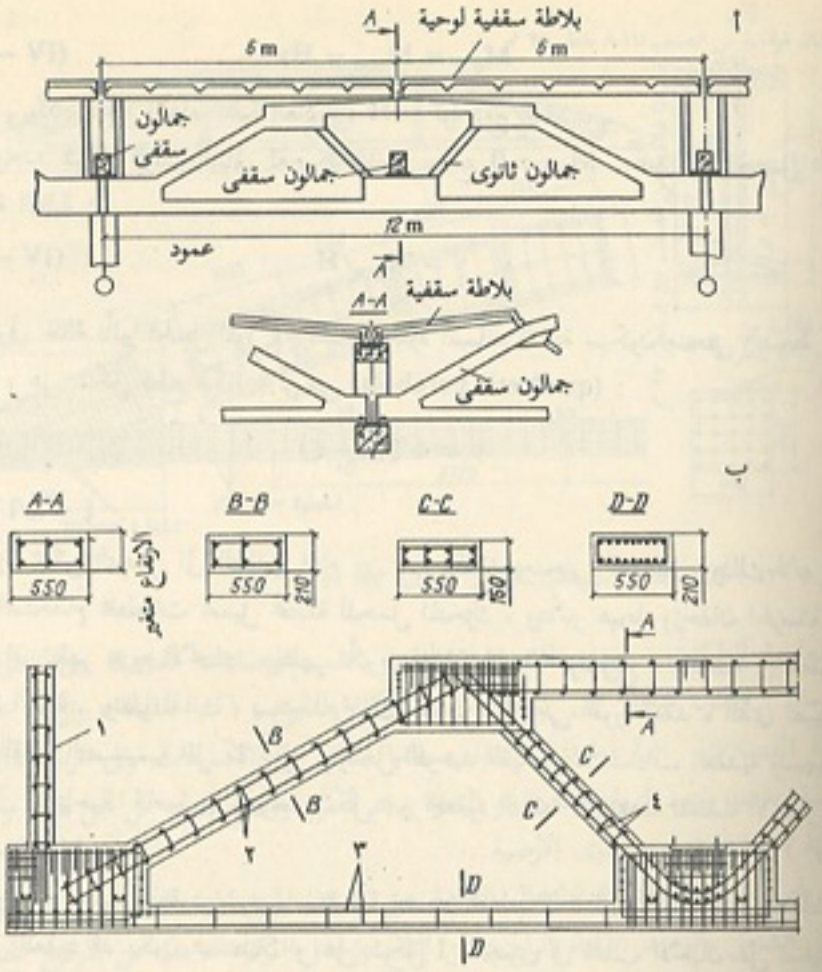
وفى المخطط التصميمى للجمالون الخالى من الاضلاع القطرية المائلة ؛ تستخدم فى حساب المقاومة ومقاومة التشقق ، الوصلات الجاسئة لربط الاوتار مع الاضلاع القائمة فى وصلة واحدة . وتحدد القوى M و Q و N مثلما تحدد بالنسبة للنظام الانشائى غير المحدد استاتيا ، ذى المحيط المقفل . وهنا توجد طرق مضبوطة ودقيقة للحل كما توجد طرق تقريبية أيضا .

ولحساب وتصميم الجمالونات باستخدام الآلات الحاسبة الالكترونية ، توجد هناك برامج يمكن عن طريقها اختيار التصميم الامثل للجمالون فى الظروف المعينة .

٤ – الانشاءات السقفية الثانوية

تستخدم الانشاءات السقفية الثانوية (secondary roof structures) التى على هيئة عتبات او جمالونات ، فى سقوف المبانى الصناعية الوحيدة الطابق ، عندما تكون الخطوة بين تلك الانشاءات الثانوية ٦ م وبين الاعمدة ١٢ م . وتكون الانشاءات السقفية الثانوية ، سابقة الاجهاد ، ومنتجة من الخرسانة التى ماركتها ٤٠٠ و ٥٠٠ ، وتسلح بكبلات مجدولة ، او قضبان اسلاك مشدودة على المساند . ويتم تثبيت الجمالونات السقفية مع الانشاءات السقفية الثانوية ، بواسطة اللحام اثناء التركيب . ويبين الشكل (٤ – ٤٢) احد امثلة تصميم الجمالون السقفى الثانوى . وقد سلح الوتر السفلى للجمالون بكبلات مجدولة سابقة الاجهاد ، قضبان فولاذية سابقة الاجهاد واسلاك فولاذية عالية المقاومة . وتحدد كمية فولاذ التسليح غير السابق الاجهاد لاضلاع الشد القطرية المائلة ، استنادا الى حساب المقاومة العامة ومقاومة التشقق .

ان الاحمال تنتقل من الجمالون السقفى على هيئة قوة مركزة مؤثرة فى منتصف الباع ، الى الوصلة السفلية للجمالون الثانوى . ويتم حساب المقاومة العامة للجمالونات الثانوية ومقاومتها للتشقق ، باخذ جسوءة الوصلات الجمالونية فى الاعتبار .



شكل ٤ – ٤٢ . (أ) تصميم الجمالون الثانوى و (ب) تسليح الجمالون الثانوى

١ – الضلع القائم لدعم بلاطة السقف ؛ ٢ – تسليح ضلع الانضغاط القطرى ؛ ٣ – الفولاذ السابق الاجهاد فى الوتر السفل للجمالون ؛ ٤ – الفولاذ السابق الاجهاد فى الضلع القطرى المعرض للشد

٥ – العقود

عندما يزيد باع العقود الخرسانية المسلحة على ٣٠ م ، تصبح اكثر فائدة اقتصادية من الجمالونات . ومن اكثر العقود انتشارا فى التطبيقات العملية هى العقود الثنائية المفصلة (two-hinged) التى تكون قليلة الانحدار ، حيث يتراوح ارتفاع السقف f المنحدر فيها بين 1/6 و 1/8 . وقوة دفع العقد (thrust) يتم تحملها عادة من قبل وتر العقد (string) . ومن الناحية التصميمية ، يكون من الافضل تخطيط محور العقد ، بحيث يكون شكله الخارجى قريبا من شكل منحنى الضغط . ان عزم انحناء العقد ، يمكن ان يمثل بالصيغة

التالية :

$$M_{a.x} = M_{b.x} - Hy \qquad (IV - 52)$$

حيث $M_{b.x}$ – عزم انحناء العتبة العادية ، H – قوة دفع العقد .

ويحدد شكل الرسم البيانى لعزم الانحناء ، بوضع $M_{a.x} = 0$. عندئذ سنحصل على الصيغة التالية :

$$y = M_{b.x}/H \qquad (IV - 53)$$

وفى حالة تأثير الحمل الموزع بانتظام ووجود المساند الثابتة سيكون منحنى الضغط فى العقد ، على شكل قطع مكافىء تربيعى (quadratic parabola) :

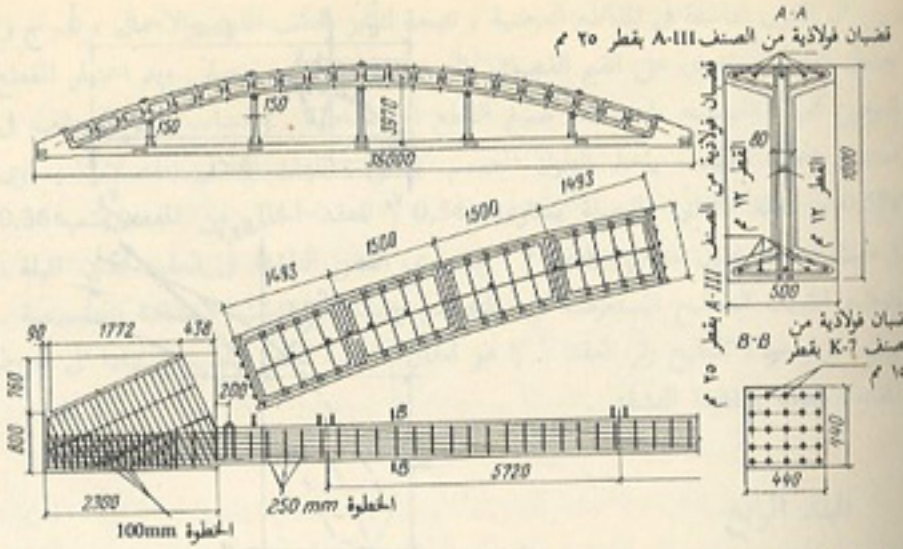
$$y = 4/\xi(1 - \xi) \qquad (IV - 54)$$

حيث $\xi = x/l$.

ولا يمكن التوصل الى التطابق التام بين محور العقد ومنحنى الضغط ، وذلك لانه فى حالة استخدام مخططات تحميل مختلفة للحمل المتحرك ، وبتأثير هبوط وزحفان الخرسانة ، يتحتم ان تظهر عزوم الانحناء . ويظهر تأثير زحفان الخرسانة بوضوح ، وخاصة فى العقود الكبيرة الابواع . ونظرا لذلك ، يستخدم ذلك الشكل الخارجى لمحور العقد ، الذى تصبح عنده القوى التصميمية اقل ما يمكن . ولاجل التوحيد القياسى للانشاءات العقدية وتسهيل الاعمال الانتاجية الخاصة بها ، يؤخذ شكل محور العقود الثنائية . المفصلة المعتدلة الانحدار ، على هيئة دائرة عادة .

وعملية تصميم العقود تشبه تماما عملية تصميم القطع الانشائية الانضغاطية . والمقطع العرضى للعقود قد يكون مستطيلا او على شكل I ، يحتوى فى اغلب الاحيان على تسليح متماثل مزدوج ، وذلك لاحتمال نشوء عزوم انحناء متغيرة العلامة . وينتج وتر العقد بحيث يكون سابق الاجهاد . ولتقليل ارتخاء وتر العقد ، يتم ربطه مع العقد بواسطة كتائف تعليق (suspenders) خرسانية مسلحة او فولاذية ، توضع على مسافة تتراوح بين ٥ و ٦ م من بعضها البعض .

ويبين الشكل (٤ – ٤٣) مثالا لتسليح عقد ثنائى المفصلة مقطعه على شكل I ، وتره سابق الاجهاد وطول باعه ٣٦ م . ويتم تجميع العقد من ٦ قطع هيكلية (بلوكات) . اما الوتر فينتج على هيئة قطعة انشائية متكاملة تحتوى على بلوكات ساندة (supporting blocks) الامر الذى يزيد من درجة مقاومة القوة الدفعية للانشاء . ويتألف فولاذ التسليح السابق الاجهاد لوتر العقد ، من كبلات مجدولة ، مشدودة على المساند . ويمكن وصل البلوكات مع بعضها البعض عند التركيب ، بلحام القضبان البارزة او بلحام القطع المعدنية



شكل ٤ – ٤٣ . عقد خرسانى مسلح يحتوى على وتر شد طول باعه ٣٦ م

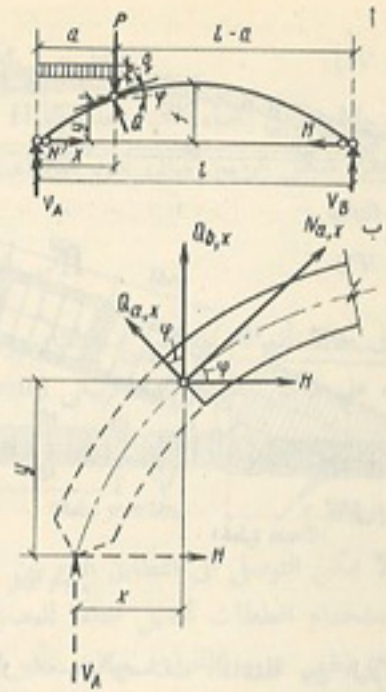
الاندماجية للبلوكات . وبعد ذلك تتم تغطية او صب الوصلات الفاصلة بين البلوكات بالخرسانة . ويكون شكل محور العقود المرتفعة الكبيرة الابواع ، اكثر تعقيدا ، وتكون عادة ثلاثية المفصلات . اما قوة دفع العقد ، فانها تنتقل الى الاساسات والى تربة القاعدة الارضية . وعند وجود التربة الضعيفة او الرخوة ، يتم تحمل قوة دفع العقد من قبل قطعة رابطة (وتربة) توضع تحت مستوى الارضية .

وتصمم العقود لمقاومة الاحمال الناجمة عن السقف وعن وزن العقد بالذات ، وعن الحمل الشامل والوحيد الاتجاه الناجم عن الثلج والحمل المركز الناجم عن المرافيع المتنقلة العلوية . وعند التصميم يحسب أيضا هبوط وزحفان الخرسانة ، اما العقود المرتفعة فتصمم لمقاومة حمل الريح أيضا . وفى المخطط التصميمى ، يؤخذ الشكل الخارجى للعقد المعتدل الانحدار الثنائى المفصلة ، على هيئة قطع مكافئ تربيعى (شكل ٤ – ٤٤ ، أ) . ويحدد ارتفاع (h) وعرض (b_f) المقطع العرضى بصورة مسبقة ، بحيث يتراوح الارتفاع فى حدود 1/30 l و 1/40 l والعرض فى حدود 0,4h و 0,5h .

ويتم مسبقا اختيار مساحة المقطع العرضى لفولاذ تسليح وتر العقد ، تبعا لقوة دفع العقد :

$$H = 0{,}9ql^2/8f \qquad (IV - 55)$$

والعقود الثنائية المفصلة تصمم مثل الانظمة الانشائية غير المحددة استاتيا ، مع الاخذ فى الاعتبار تأثير الانحرافات الناجمة عن عزوم الانحناء والقوى العمودية . وبالنسبة لتصميم الوتر



شكل ٤ – ٤٤ . الرسوم التخطيطية لتصميم العقود

السابق الاجهاد ، تدخل فى حساب الانحرافات المساحة المحولة للمقطع العرضى للخرسانة : $F_{tr} = F + nF_{pr}$. ان الاجهاد المسبق لوتر العقد ، الذى تصبح انفعالات فولاذ التسليح بسببه ملغاة ، يقلل انحراف مساند العقد ، ويجعل سلوكه فى مقاومة الحمل قريبا من سلوك العقد المثبت الطرفين . وفى هذه الحالة تزداد قوة الدفع H ، بينما يقل عزم انحناء العقد .

ان العقود الثلاثية المفصلات ، تعتبر من الانشاءات المحددة استاتيا . وعندما تكون المساند واقعة فى نفس المستوى الواحد ، نحصل على المعادلة التالية :

$$H = M_0/f \qquad (IV - 56)$$

حيث M_0 – تمثل عزم العتبة فى منتصف باع العقد .

ويتم تحديد القوى M ، Q ، N فى عدة مقاطع عرضية على طول العقد (شكل ٤ – ٤٤ ، ب) . كما تحدد عزوم الانحناء بواسطة الصيغة (IV-52) وتحدد القوى الطولية وقوى القص كما يلى :

$$Q + Q_b \cos\varphi - H \sin\varphi \qquad (IV - 57)$$

$$N = H \cos\varphi + Q_b \sin\varphi \qquad (IV - 58)$$

حيث φ – الزاوية المحصورة بين مماس محور القوس فى المقطع المبحوث والخط الافقى المستقيم ، Q_b – قوة القص فى العتبة .

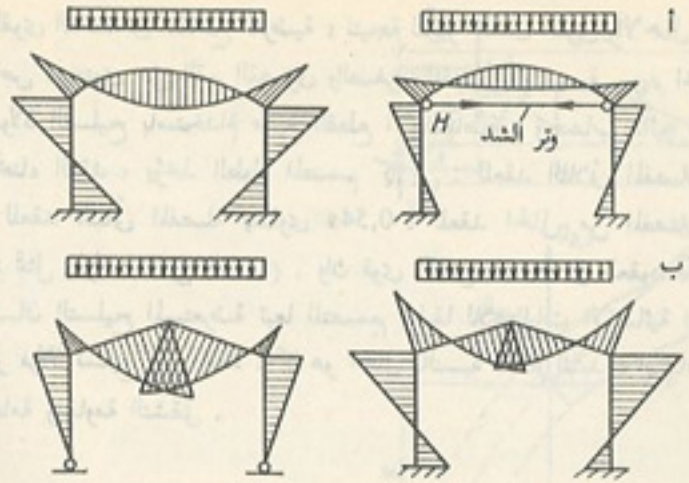
ان القوى الناشئة فى المقاطع العرضية ، نتيجة لتأثير مختلف القوى والاحمال ، تدرج فى جدول خاص ، يحتوى على القيم القصوى والصغرى للقوى التصميمية . ويتم اختيار المقطع العرضى لفولاذ التسليح باستخدام صيغ القطع الانضغاطية . ولحساب تأثير التحدب فى مستوى انحناء العقد ، يؤخذ الطول المصمم كما يلى : للعقد الثلاثى المفصلات يساوى 0,58s ، للعقد الثنائى المفصلة يساوى 0,54s ، للعقد الخالى من المفصلات 0,36s (حيث s تمثل طول منحنى العقد) . وان قوى القص الناشئة فى العقود تكون قليلة ، وتوضع قضبان التسليح المستعرضة تبعا للتصميم وطبقا للاعتبارات الانشائية التصميمية . ويتم اختيار فولاذ تسليح وتر العقد ، كما هو الحال بالنسبة لقطع الشد ، استنادا الى شروط المقاومة العامة ومقاومة التشقق .

البند الرابع
خصائص تصاميم المبانى الهيكلية الوحيدة الطابق المنتجة من الخرسانة المسلحة المصبوبة فى الموقع

ان القطعة الانشائية الحاملة الاساسية فى المبنى الهيكلى الوحيد الطابق ، المنتج من الخرسانة المصبوبة فى الموقع ، هى الاطار المستعرض . وينتقل الحمل من سقف المبنى – السقف العتبى او المجسم القشرى – الى الاطار المستعرض للمبنى .

وان العوارض المستقيمة الشكل يمكن ان تستخدم هنا عندما تتراوح اطوال الابواع بين ١٢ و ١٥ م ، والعوارض التى على شكل خط منكسر عندما تتراوح الابواع بين ١٥ و ١٨ م ، والعوارض التى على هيئة خط منحن الخالية من عتبات الشد الافقية ، عندما تصل الابواع الى ١٨ م ، والمحتوية على اوتار (عتبات) شد افقية عندما تبلغ الابواع ٢٤ م واكثر . ان الاطر المحتوية على عوارض منحنية الشكل ، تستخدم على الاغلب بمثابة حواجز (قواطع انشائية) للانشاءات القشرية القصيرة ، التى تعتبر من الانواع الاقتصادية للغاية ، للسقوف المصبوبة فى الموقع . ويعمل وتر (عتبة) الشد على منع حدوث الانحرافات الافقية للقسم العلوى من القوائم ، وتقلل قيم عزوم الانحناء وقوى القص فى القوائم والعوارض (شكل ٤ – ٤٥ ، أ) . ونظرا لوجود وتر (عتبة) الشد المذكورة ، تقل عزوم الانحناء وقوى القص فى الاطراف المثبتة للقوائم ايضا ، ويصبح تصميم الاساسات اكثر سهولة وبساطة .

ان الوصلات التى تربط قوائم الاطر المصبوبة فى الموقع مع الاساسات ، قد تكون وصلات جاسئة او وصلات مفصلية . وقضبان التسليح التابعة للقوائم فى الوصلات



شكل ٤-٤٥ . الرسوم التخطيطية والبيانية لاختيار التصميم المنطقى الأمثل للاطار الانشائى المصبوب فى الموقع

أ- الرسوم البيانية لعزوم الانحناء فى حالة العارضة المنحنية الخنوية على وتر شد وبدونه ؛ ب- الرسوم البيانية لعزوم الانحناء فى حالة العارضة المنكسرة الشكل ووجود الاتصال المفصل او الجانبى، للضلع القائم مع الأساس

الجاسئة ، تلحم مع النهايات الزائدة لقضبان تسليح الاساس ، وتعتبر مثل هذه الوصلات سهلة واقتصادية . وتستخدم الوصلات المفصلية فى تلك الحالات التى يظهر فيها عزم انحناء كبير فى موضع تثبيت العمود وتكون السعة الحملية للتربة قليلة وأساسات الاطار الانشائى ثقيلة جدا . والى جانب ذلك ، يجب ان نأخذ فى الاعتبار ان وجود المفصلة (الوصلة المفصلية) يؤدى الى زيادة عزوم الانحناء فى الباع وفى العارضة ، وبذلك تصبح العارضة اثقل مما هى عليه (شكل ٤-٤٥ ، ب) .

وتسلح العارضة مثل تسليح العتبة المثبتة على المسند ، ويمد قسم من قضبان التسليح الطولية للعارضة الى منطقة العزوم السالبة عند المسند ، ويدخل فى القائم ، اما القوائم



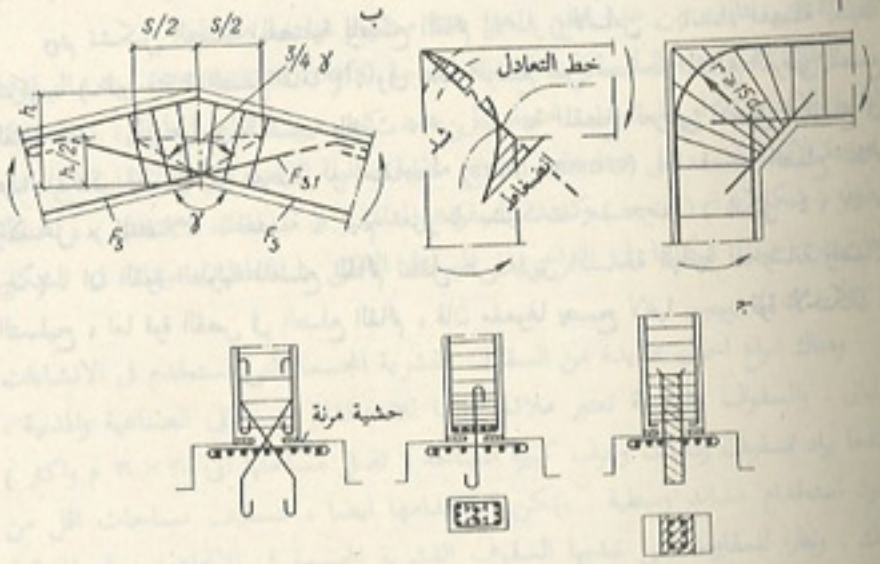
شكل ٤-٤٦ . الرسم التخطيطى لتسليح الاطار الانشائى المصبوب فى الموقع

(الاضلاع العمودية القائمة) فانها تسلح مثل تسليح القطع الانضغاطية ، التى يدخل قسم من قضبانها فى العارضة (شكل ٤-٤٦) .

وعند تصميم الاطار المصبوب فى الموقع ، يجب اعارة اهتمام خاص لتصاميم الوصلات . وان ترتيب قضبان التسليح فى الوصلات يجب ان يناظر طبيعة القوى المؤثرة ويؤمن فى نفس الوقت سهولة الاعمال الانتاجية . وفى الوصلة التى تربط العارضة مع العمود ، تنشأ قوى الشد القصوى ، على مسافة معينة من الطرف ، ولهذا السبب تنتج قضبان الشد فى الوصلة ، بحيث تكون مدورة الشكل ، وتمتد الى القطعة المجاورة بمسافة معينة تحدد من الرسم البيانى لعزوم الانحناء (شكل ٤-٤٧ ، أ) .

وتنشأ فى منطقة انضغاط الوصلة ، اجهادات موضعية كبيرة ، تجعل من الافضل تزويد الوصلات بكتائف زاوية تساعد على تقليل تلك الاجهادات الموضعية . وتمد القضبان الانضغاطية للعارضة والضلع القائم (العمود) الى داخل الوصلة ، فى الوقت الذى يتم فيه تسليح الكتائف الزاوية على انفراد ، بقضبان طولية . وفى الانشاءات الاطارية ذات القوى (الاجهادات) القليلة نسبيا ، لا توضع كتائف زاوية فى الوصلات ، الامر الذى يسهل الاعمال الانتاجية نوعا ما .

وفى الوصلات ، التى تكون فيها العارضة محنية ، مثلا فى الوصلة المسنمة (المنحدرة الجانبين) تؤدى القوى المؤثرة فى قضبان الشد السفلى ، الى تكوين محصلة للقوى متجهة فى



شكل ٤-٤٧ . أ و ب- الرسوم التفصيلية لتسليح الوصلات الزاوية للاطار المصبوب فى الموقع ؛ جـ- تسليح مفصلات المساند

اتجاه الخط المنصف لزاوية الحيد (ridge angle) وبتأثير هذه المحصلة تحاول القضبان العودة الى الوضع المستقيم وبذلك تتكسر الخرسانة (شكل ٤ – ٤٧ ، ب) . ولهذا السبب يتم تسليح الوصلات المسنمة بقضبان شد طولية تحتوى على زيادات بارزة فى اطرافها ، وتعزز بقضبان مستعرضة اضافية ، تحدد كميتها بواسطة الحساب . وهذه القضبان المستعرضة يجب ان تقاوم قوى الشد ، المساوية للمركبة الرأسية للقوى فى قضبان الشد الطولية ، غير المثبتة فى منطقة الانضغاط :

$$P_1 = 2R_sF_{s1}\cos(\gamma/2) \qquad (IV - 59)$$

او تتحمل ٣٥٪ من المركبة الرأسية للقوى فى كافة قضبان الشد الطولية :

$$P_2 = 0{,}7R_sF_s\cos(\gamma/2) \qquad (IV - 60)$$

حيث F_{s1} – مساحة المقطع العرضى لقضبان الشد الطولية غير المثبتة فى منطقة الانضغاط ، γ – زاوية الحيد فى منطقة الشد .

وقضبان التسليح المستعرضة الضرورية حسب التصميم المقرر ، يجب ان ترتب على طول قدره :

$$s = h\,tg(3\gamma/8) \qquad (IV - 61)$$

ويتم تشكيل الوصلة المفصلية للضلع القائم للاطار والاساس ، بانشاء مفصلة بسيطة التركيب (غير متقنة الصنع تماما) . وفى هذا الموضع تقل مساحة المقطع العرضى للضلع القائم بمقدار يتراوح بين النصف والثلث ، من مساحة المقطع العرضى الاصلى ، توضع فى هذا المكان قضبان مستعرضة او متقاطعة (crossed bars) اما قسما الضلع القائم والاساس ، المتصلان بالمفصلة ، فيتم تعزيزهما بشبكات مستعرضة (شكل ٤ – ٤٧ ، جـ) . ان القوة الطولية للضلع القائم تنتقل عن طريق المساحة الباقية للخرسانة وقضبان التسليح ، اما قوة القص فى الضلع القائم ، فان مفعولها يصبح لاغيا بوجود قوة الاحتكاك .

الفصل الخامس

السقوف القشرية

البند الاول

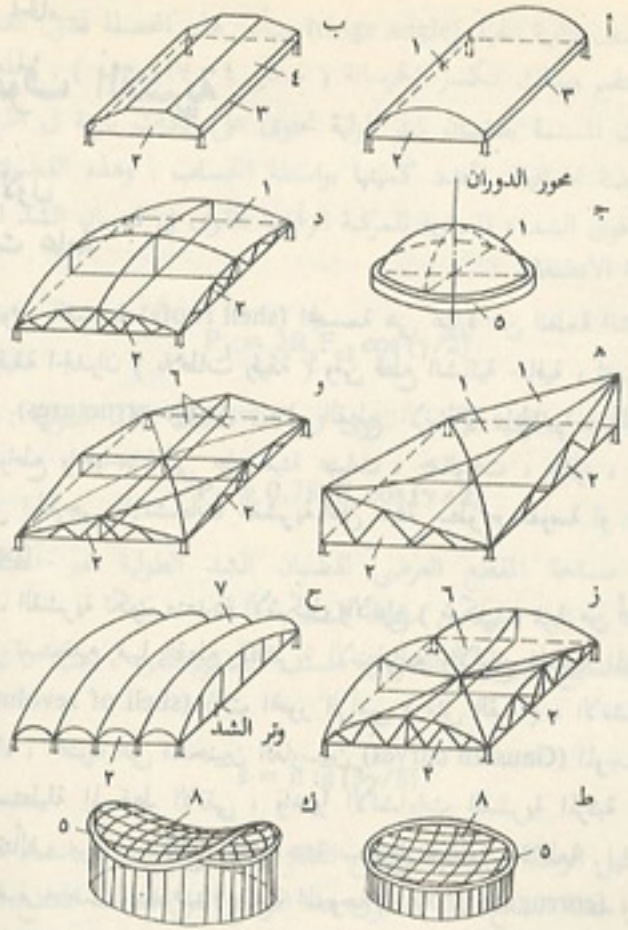
معلومات عامة

ان السقوف القشرية (shell roofs) المجسمة هى عبارة عن انظمة انشائية مؤلفة من قطع قشرية رقيقة الجدران (بلاطات رقيقة) ومن قطع انشائية حافية ، اى محيطة بحافات الانشاء العام (edge structures) – مثل القطع الانشائية الجانبية ، العتبات الحلقية الساندة ، القواطع والحواجز التى على هيئة عتبات ، جمالونات ، عقود ، روافد وغيرها . ويكون الشكل الخارجى للانشاءات القشرية على هيئة سطوح مقوسة او متعددة الوجوه (polyhedrons) .

والسقوف القشرية تكون متعددة الاشكال والانواع (شكل ٥ – ١ من أ الى ز) : منها السقوف التى تستخدم فيها القطع القشرية الاسطوانية والالواح المطوية الموشورية ، قشرة الدوران (shell of revolution) ذات المحور الرأسى (مثل القبة) ، الانشاءات القشرية المزدوجة الانحناء ، المحتوية على المنحنيين الغاوسيين (Gausian curves) الموجب والسالب ، وهى عادة مستطيلة المسقط الافقى ، واخيرا الانشاءات القشرية المركبة (composite shells) التى تتألف من عدة قطع ، على هيئة سطوح منحنية متقاطعة .

وهناك اهمية خاصة للسقوف العقدية المموجة (corrugated roofs) ، اى السقوف الكثيرة الانحناءات او السقوف المحتوية على عدد كبير من الالواح المطوية ، (السقوف المتعددة الانطواءات ، على هيئة عقود (الواح مطوية) قليلة الانحناء الموجى بالمقارنة مع باعها الطويل (شكل ٥ – ١ ، جـ) وكذلك السقوف المعلقة (فى سدادات – guys) ، المختلفة للغاية من حيث شكلها فى الفراغ وفى المسقط الافقى (المخططان مبينان فى الشكل ٥–ط ، ى) .

وهناك انواع اخرى عديدة من السقوف القشرية المجسمة التى تستخدم فى الانشاءات والمبانى . والسقوف القشرية تعتبر ملائمة جدا للاستخدام فى المبانى الصناعية والمدنية ، عندما يراد تسقيف ردهات وغرف كبيرة المساحة (تصل مساحتها الى ٣٠ × ٣٠ م واكثر) بدون استخدام مساند وسطية . ويمكن استخدامها ايضا ، لتسقيف مساحات اقل من ذلك . ونظرا للمقاومة التى تبديها السقوف القشرية المجسمة فى الاتجاهين ، فى المسقط الافقى ، فان المادة الانشائية تستخدم على افضل وجه فى هذه الحالة ، وباقصى درجة من



شكل ٥ – ١ . الرسوم التخطيطية الخاصة لاكثر الانواع انتشرة الاستخدام من السقوف القشرية الرقيقة الجدران
أ – انشاء قشرى اسطوانى ؛ ب – انشاء قشرى من الواح مطوية موشورية ؛ جـ – انشاء قشرى دورانى يحتوى على محور دوران رأسى (قبة) ؛ د – انشاء قشرى مؤلف من اقسام قشرية مزدوجة الانحناء على هيئة المنحنى الغاوسى الموجب ، وهى مستطيلة المسقط الافقى ؛ هـ – انشاء قشرى مؤلف من اقسام قشرية مزدوجة على هيئة المنحنى الغاوسى السالب ، وهى مستطيلة المسقط الافقى ؛ و – انشاء قشرى مؤلف من قطع قشرية مركبة مستطيلة الشكل ؛ ز – انشاء قشرى مؤلف من قطع قشرية مثلثة الشكل ؛ حـ – انشاء قشرى من عقود ممودة ؛ ط – انشاء قشرى من النوع المعلق ، مع سطح مقوس ذى علامة موجبة ؛ ى – انشاء قشرى من النوع المعلق ، مع سطح مقوس ذى علامة سالبة ؛ ١ – انشاء قشرى واحد ؛ ٢ – حاجز رفيع ؛ ٣ – قطعة طرفية ؛ ٤ – وجه اللوح المطوى ؛ ٥ – حلقة مساندة ؛ ٦ – قطعة من الانشاء القشرى ؛ ٧ – موجة العقد ؛ ٨ – انشاء قشرى معلق

الاقتصاد ، كما يؤدى ذلك الى تقليل كتلة السقوف بالذات بالمقارنة مع كتلة السقوف المنتجة من القطع المستوية (مثل البلاطات والالواح السقفية ، الجمالونات ، العتبات ، العقود ، الجمالونات السقفية الثانوية وغيرها) . وتتميز السقوف القشرية المجسمة ، بشكل معمارى جذاب .

وفى التطبيقات العملية للدول الاجنبية ، تقام السقوف القشرية المجسمة بالدرجة الاساسية على هيئة قطع انشائية مصبوبة فى الموقع ، مع استخدام الاسقالات الخشبية المؤقتة (falsework) والقوالب المؤقتة لصب الخرسانة .

وفى الاتحاد السوفييتى تنتج السقوف القشرية من قطع انشائية سابقة الصنع على الاكثر ، وهو الامر الذى يتفق مع خطة تصنيع البناء .

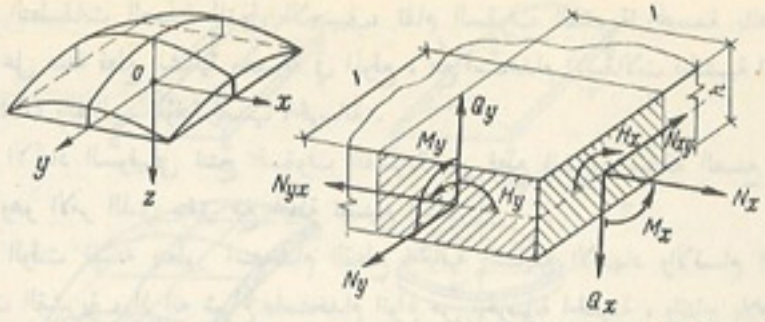
وفى الوقت نفسه يتطور استخدام القطع الحافية السابقة الاجهاد والاقسام الزاوية للانشاءات القشرية ، اذ انه شرع باستخدام انواع من الخرسانة الخفيفة ، وانتاج بلاطات قشرية متكاملة تغطى المساحة برمتها (مثل البلاطات القشرية الاسطوانية والبلاطات التى على شكل منحنى زائدى المقطع (hyperbolic) وغيرها من الاشكال الاخرى) ، كما وتستخدم الآن الانشاءات القشرية المنتجة من الخرسانة الاسمنتية الرملية الشبكية التسليح ، وكذلك الانشاءات القشرية الخرسانية المسلحة ، المحتوية على قواطع فولاذية وغير ذلك .

ويمكن الحصول على السطح المزدوج الانحناء بدوران احد المنحنيات المستوية (المنحنى المولد للسطح (generatrix) حول محور يقع فى نفس مستواه بالذات (شكل ٥ – ١ ، جـ) ، او بواسطة عملية النقل ، اى بواسطة الحركة الانتقالية لمستوى المنحنى المولد على امتداد خطين دليليين متوازيين (شكل ٥ – ١ ، د) . ويمكن الحصول على السطح المزدوج الانحناء ايضا ، بتحريك المنحنى المستوى وبصورة خاصة تحريك الخط المستقيم) على امتداد خطين دليليين غير متوازيين وغير متقاطعين (شكل ٥ – ١ ، هـ) .

ولتغطية المبانى تستخدم فى اغلب الأحيان السقوف القشرية المعتدلة الانحناء (shallaw shells) التى لا يزيد ارتفاع سطحها المائل على ما يتراوح بين خمس او سدس أى ضلع من القاعدة .

ان السطح المنحنى ذا العلامة الموجبة للمنحنى الغاوسى ، يتميز بوقوع مراكز انحناء اقواس كافة المقاطع العمودية المارة فى كل نقطة ، فى جهة واحدة من السطح المنحنى . ولو كانت هذه المراكز واقعة فى كلتا الجهتين ، عندئذ يسمى مثل هذا السطح ، بالسطح المنحنى ذى العلامة الموجبة للمنحنى الغاوسى .

وقد اثبتت الابحاث ان السقوف القشرية المجسمة ، تسلك سلوكا مرنا (تنفعل بمرونة) فى المرحلة التحميلية الاولى ، تماما مثل غيرها من الانشاءات الخرسانية المسلحة (قبل ظهور الشقوق فى خرسانة منطقة الشد) . وبعد ظهور الشقوق ، وبقدر زيادة الاحمال والاجهادات فى الخرسانة وفولاذ التسليح ، تزداد فيها الانفعالات غير المرنة زيادة مطردة حتى الوصول الى مرحلة التوازن النهائى (الحوى) . وقد بحث السلوك المرن لانواع اخرى من الانشاءات القشرية بحثا وافيا . ولكن لحد الآن لم تستكمل تماما الابحاث المتعلقة بالسلوك



شكل ٥ – ٢ . القوى المؤثرة فى الانشاء القشرى

غير المرن والسلوك فى مرحلة التوازن النهائى ، سوف يتم ذلك فى المستقبل المنظور ، وذلك لان مثل هذه الابحاث تساعد على زيادة مقاومة الانشاءات القشرية وتجعلها اكثر فائدة من الناحية الاقتصادية .

وبصورة عامة ، تنشأ فى المقاطع العمودية للانشاءات القشرية ، قوى عمودية N_x و N_y ، وقوى قص N_{xy} و N_{yx} وعزوم انحناء M_x و M_y ، وقوى قص Q_x و Q_y وعزوم التواء H_x و H_y (شكل ٥ – ٢) . وان كافة هذه القيم ، مأخوذة بالنسبة لوحدة طول المقطع العرضى .

ان الانشاءات القشرية الرقيقة تتميز بجسوءة انحناء قليلة بالمقارنة مع جسوءتها الخاصة بمقاومة القوى الناشئة فى وسط السطح القشرى المنحنى . ولهذا السبب ، تتم مقاومة القوى والاحمال الخارجية المؤثرة عليها ، من قبل القوى الداخلية التالية على الاغلب N_x ، N_y ، N_{xy} . ولذلك نجد انه فى اكثر الانشاءات القشرية ، المحملة بالاحمال الاعتيادية للسقوف (الوزن الذاتى ، الثلج وغير ذلك) ، تنشأ فى كافة مناطق الانشاء القشرى تقريبا ، حالة اجهاد خالية من العزوم ، ولا تظهر حالة الاجهاد الكاملة الا فى مناطق معينة ، حيث يحدث انحناء ملحوظ فى وسط السطح القشرى . ويلاحظ هذا الانحناء فى اماكن اتصال الانشاء القشرى مع القطع الانشائية الحافية وفى اماكن التغير الحاد او التغير على شكل طفرات للحمل ، او التغير الحاد ، او التغير على شكل طفرات فى انحناء السطح القشرى ، وكذلك فى أماكن تسليط الاحمال الموضعية (المركزة على مساحات قليلة) .

ان حالة الاجهاد الخالية من العزوم ، للانشاءات القشرية الرقيقة المعتدلة الانحناء (لاحظ الشكل ٥ – ٢) يمكن التعبير عنها بالمعادلة التالية :

$$k_y\partial^2\varphi/\partial x^2 + k_x\partial^2\varphi/\partial y^2 - 2k_{xy}\partial^2\varphi/\partial x\,\partial y = -q \qquad (V-1)$$

حيث q – الحمل الموزع باستمرار على سطح الانشاء القشرى ، وبصورة عمودية عليه .

ودالة الاجهادات $\varphi(x,y)$ ترتبط بالقوى الداخلية للانشاء القشرى بالعلاقات التالية :

$$N_x = \partial^2\varphi/\partial y^2, \quad N_y = \partial^2\varphi/\partial x^2, \quad N_{xy} = -\partial^2\varphi/\partial x\,\partial y \qquad (V-2)$$

ان انحناءات السطح k_x و k_y فى اتجاه المحورين Ox و Oy والانحناء الالتوائى للسطح k_{xy} ، تساوى ما يلى :

$$k_x = \partial^2z/\partial x^2, \quad k_y = \partial^2z/\partial y^2, \quad k_{xy} = \partial^2z/\partial x\,\partial y \qquad (V-3)$$

وفى كثير من الحالات ، يمكن تحديد انحناء السطح الوسطى w فى اماكن الانحناء الموضعى ، بواسطة احداثى واحد فقط ، مثلا بمحاذاة المحور Ox ؛ عندئذ يمكن كتابة الصيغة التقريبية لحالة الاجهاد التامة ، على الشكل التالى :

$$-Dd^4w/dx^4 + k_xN_x + k_yN_y + 2k_{xy}N_{xy} = -q \qquad (V-4)$$

حيث D – تمثل الجسوءة الاسطوانية للسقف القشرى فى حالة الانحناء ، وتساوى ما يلى :

$$D = EI/(1-\nu^2) = Eh^3/12 \qquad (V-5)$$

حيث h – ثخن السقف القشرى ، ν – نسبة « بواسون » ، التى تبلغ بالنسبة للخرسانة : $\nu = 1/6$.

البند الثانى

الخواص التصميمية للسقوف القشرية المجسمة

ان المخطط التصميمى للسقف القشرى المجسم يختار تبعا للغاية المرجوة من الانشاء ، وتناسقه المعمارى ، وابعاده الهندسية وكذلك تبعا لطريقة انشائه . وفى حالة السقوف القشرية السابقة الصنع ، يجب اختيار تصميمها بالشكل الذى يؤدى الى بذل اقل الجهود الممكنة لانتاج القطع الانشائية السقفية السابقة الصنع ، وتقليل عدد نماذج القطع الى اقل ما يمكن ، وتبسيط الوصلات التركيبية ، وسهولة التصرف بالمعدات التركيبية ، وتقليل عدد القطع التثبيتية الساندة المتكررة الاستخدام ، الى اقل ما يمكن اثناء عملية التركيب . وفى حالة السقوف القشرية المصبوبة فى الموقع ، يجب ان تؤخذ فى الاعتبار امكانية استخدام قوالب الصب المؤقتة القابلة للنقل من مكان الى آخر (portable) والمتكررة الاستخدام .

ولتأمين المقاومة الضرورية والجسوءة اللازمة للقطع الانشائية السابقة الصنع اثناء مرحلة الانتاج ، والشحن والتركيب ، فانها ، تزود عادة بحافات تقوية حول محيطها . وفى هذه الحالة يصبح الانشاء القشرى مضلعا . ويمكن عدم تقوية حافات البلاطات بمحاذاة الوصلات التركيبية باضلاع طرفية ، وبدلا من ذلك تتم تقوية حافات القطع الانشائية (البلاطات)

السابقة الصنع اثناء عملية الشحن والتركيب ، وتصلب الخرسانة فى الوصلات ، باستخدام قطع مباعدة معدنية قابلة للفك والتركيب .

ويتم اختيار تصميم وصلة القطع الانشائية للسقوف القشرية السابقة الصنع ، تبعا لطبيعة وشدة القوى المؤثرة فى الوصلة . وفى كافة الحالات يجب تغطية الوصلات بالخرسانة . ولتأمين التغطية الجيدة للوصلة بالخرسانة المرصوصة ، يجب ان لا يقل عرض الوصلة عن ٣٠ مم ، اذا كان ثخن (ارتفاع) القطعة فى موضع الوصلة ، لا يزيد على ١٠٠ مم ، ويجب ان لا يقل عرض الوصلة عن ٥٠ مم ، اذا كان ثخن القطعة فى موضع الوصلة يزيد على ١٠٠ مم .

واذا كانت قوة الانضغاط المحورية او اللامحورية (التى تؤثر بلا تمركزية واقعة ضمن قلب المقطع) وقوى القص القليلة ، تنتقل عن طريق وصلة القطع السابقة الصنع للسقف القشرى ، عندئذ يمكن الاكتفاء بالتسليح الانشائى للوصلة ، بوصل الاقسام البارزة من قضبان التسليح بوصلات تراكبية .

ان قوى الشد وقوى القص المنتقلة عن طريق الوصلة ، يمكن ان تتحملها قضبان التسليح الموجودة فى الوصلات المستعرضة ، اذا كانت مرتبة على مسافات لا تقل ١٫٥ م عن بعضها البعض ، اما الاقسام البارزة من قضبان تسليح القطع السابقة الصنع للسقف القشرى ، فانها تلحم مع بعضها البعض على هيئة وصلات تركيبية .

وان قضبان تسليح القطع السابقة الصنع للسقف القشرى ، يمكن وصلها ايضا مع بعضها البعض بواسطة لحام قطع معدنية اندماجية ، تربط مع بعضها البعض اثناء التركيب ، باستخدام الواح وصل تراكبية ملحومة (fishplates) . وتحدد مساحة المقطع العرضى لالواح الوصل التراكبية وطول الوصلات الملحومة ، بواسطة الحساب الخاص بذلك .

واذا كانت تنتقل قوى قص كبيرة عن طريق الوصلة ، عندئذ يجب ان يكون الشكل الخارجى لسطوح القطع الانشائية الموصولة ، ملائما بحيث تتشكل بعد صب الخرسانة ، خوابير خرسانية فى الوصلات ، تعرقل الازاحات المتبادلة للقطع الانشائية الموصولة .

ان الاجهاد المسبق للقطع الانشائية الحافية فى السقوف القشرية ، مفيد للغاية ، وذلك لانه بالاضافة الى زيادته لمقاومة تشقق المناطق المعرضة للشد ، فانه يعتبر فى عدد من الحالات بمثابة وسيلة بسيطة لربط القطع الانشائية السابقة الصنع وتوحيدها فى انشاء واحد متكامل .

وفى مناطق الانضغاط الثنائى المحور للسقف القشرى ، يجب مراجعة استقرار الانشاء .

ان السعة الحملية للانشاءات القشرية فى مرحلة التوازن النهائى ، لا تعتمد عمليا على حالات الاجهاد المتوسطة (البينية) . ولهذا السبب نجد ان مقاومة السقوف القشرية السابقة

الصنع ، المصبوبة فى الموقع ، او المركبة من قطع سابقة الصنع وقطع مصبوبة ، السابقة الاجهاد وغير السابقة الاجهاد ، تصمم جميعها بطريقة واحدة . وعند الحساب والتصميم بواسطة الحالات الحدية الاخرى ، يجب على وجه الخصوص أن تؤخذ فى الاعتبار القوى الناجمة عن الوزن الذاتى للقطع السابقة الصنع قبل صب الوصلات بالخرسانة . وفى الانشاءات القشرية السابقة الاجهاد ، يجب بالاضافة الى ما ذكرناه ، مراجعة مقاومة التشقق عند تأثير احمال الخدمة ، وكذلك مراجعة مقاومة القطع اثناء عملية الانضغاط (الاجهاد) المسبق .

ويجب كذلك مراجعة مقاومة القطع الانشائية السابقة الصنع ، للقوى التى تظهر فيها اثناء عملية الانتاج والشحن .

ان اختيار فولاذ التسليح وتصميم السقوف القشرية الرقيقة ، يتم تبعا للقوى المتعامدة وقوى القص وعزوم الانحناء المؤثرة فيها .

ان القيمة القصوى لاجهادات الانضغاط الرئيسية ، يجب ان لا تزيد على R_{pr} .

وفى مناطق الانضغاط والمناطق التى فيها اجهادات الشد الرئيسية تقل عن R_{ten} ، توضع قضبان تسليح انشائية ، مساحتها لا تقل عن ٠٫٢ ٪ من مساحة المقطع العرضى للخرسانة ، مع وجود مسافة فاصلة (خطوة) بين قضيب وآخر تتراوح بين ٢٠ و ٢٥ سم . وعندما يزيد ثخن البلاطة على ٨ سم ، ينصح باستخدام شبكات تسليح مزدوجة .

وفى المناطق التى تزيد فيها قيمة اجهادات الشد الرئيسية على R_{ten} ، يجب تحمل القوى كلها من قبل فولاذ التسليح المرتب اما على هيئة قضبان موضوعة بشكل قريب التناظر مع مسارات اجهادات الشد الرئيسية ، او على هيئة شبكات مؤلفة من القضبان الطولية والمستعرضة .

وتحدد مساحة المقطع العرضى لفولاذ التسليح اللازم لمقاومة عزوم الانحناء فى السقوف القشرية الملساء (المنتظمة) ، بنفس طريقة تحديدها فى البلاطات . وفى هذه الحالة ، يرتب فولاذ التسليح تبعا للرسوم البيانية للعزوم فى منطقة الشد ، باستخدام طبقة خرسانية واقية رقيقة الى اقصى حد ممكن .

وفى مواضع اتصال البلاطات مع القطع الانشائية الحافية والقواطع الحاجزة ، توضع شبكات مزدوجة مؤلفة من قضبان فولاذية تتراوح اقطارها بين ٦ و ١٠ مم ، وخطوتها لا تزيد على ٢٠ سم .

وفى السقوف القشرية المضلعة ، يتم تحديد المقطع العرضى لفولاذ التسليح الاساسى من حساب مقاومة العزوم الناشئة اثناء عملية انتاج القطع السابقة الصنع ، وكذلك فى مرحلة

تشغيل واستثمار السقف القشرى . وتسلح الاضلاع بشبكات فولاذية ملحومة ، يتراوح فيها قطر القضبان المستعرضة بين ٥ و ٦ مم ، وتتراوح خطوتها بين ٢٠ و ٢٥ سم .

ويتم حساب وتصميم القطع الانشائية الحافية تبعا للقواعد العامة للميكانيكا الانشائية ، بالنسبة لمقاومة القوى المنتقلة اليها من السقف القشرى ، ومقاومة الاحمال المؤثرة عليها اثناء مرحلة التركيب .

ان الفتحات والثقوب الصغيرة المستحدثة فى السقوف القشرية ، تحاط من الداخل بحواش حافية تحفظها من التثلم . وان مساحة المقطع العرضى للحواشى الحافية للفتحات والثقوب المستحدثة فى مناطق انضغاط السقف القشرى ، تؤخذ مساوية لمساحة المقطع العرضى الخرسانى المزال من البلاطة . وفى حالة وجود الفتحات والثقوب الطويلة ، توضع قطع مباعدة متوسطة . وعند وجود الفتحات فى مناطق الشد فى السقوف القشرية ، يوضع فى الحواشى الحافية ، فولاذ تسليح بكمية كافية لتحمل القوى المؤثرة فى القسم الخرسانى المزال من المقطع العرضى .

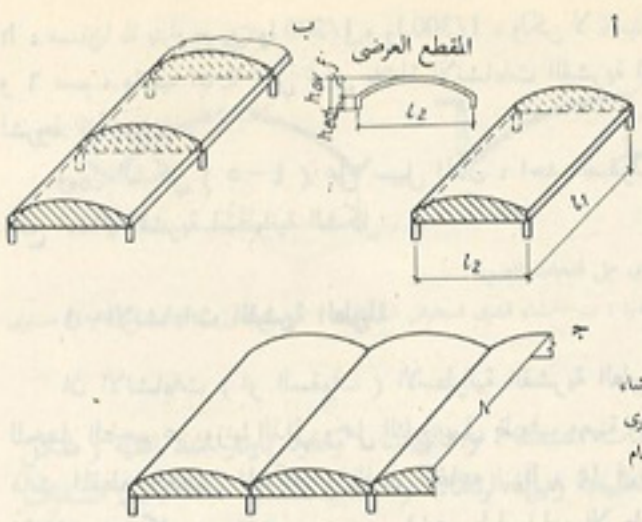
البند الثالث
السقوف التى تستخدم فيها الانشاءات القشرية الاسطوانية والبلاطات المطوية الموشورية

ان هذا النوع من السقوف (لاحظ الشكل ٥ – ١ ، أ) تتألف من بلاطات رقيقة محنية على هيئة سطح اسطوانى ، ومن قطع حافية وقواطع طرفية .

والبارامترات الاساسية للانشاءات القشرية (٥ – ٣ ، أ) هى : l_1 – الباع الطول (المسافة بين محاور القواطع) ، l_2 – طول العقد الموجى او الموجة (المسافة بين القطع الحافية) ، f – ارتفاع السقف المنحنى .

وقد يكون المقطع العرضى لبلاطة الانشاء القشرى دائريا ، او اهليلجيا ، او على هيئة قطع مكافىء وغير ذلك ، وغالبا ما يستخدم المقطع الدائرى نظرا لسهولة انتاجه .

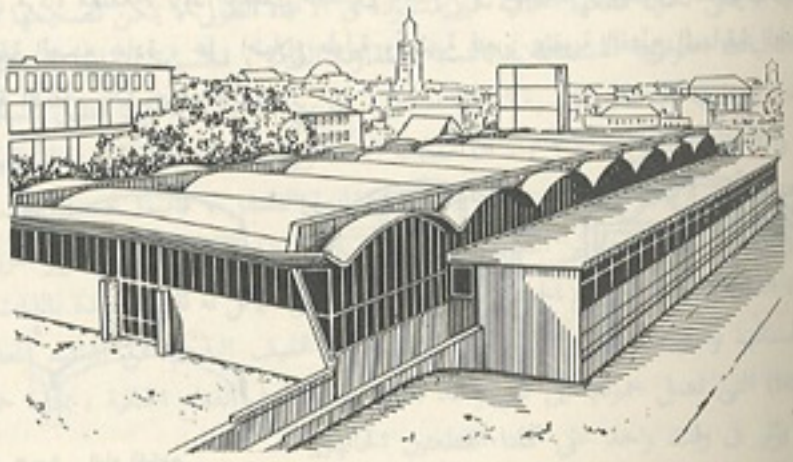
وتكون الانشاءات القشرية (شكل ٥ – ٣) من الانواع التالية : انشاءات قشرية وحيدة الباع ، اذا استندت على قاطعين عموديين على المستقيم المولد لسطحها الاسطوانى ، انشاءات قشرية متعددة الابواع اذا استندت على اكثر من قاطعين ؛ انشاءات قشرية من جزء اسطوانى واحد (single-barrel shells) وانشاءات قشرية متعددة الموجات (multi-barrel shells) مؤلفة من عدة انشاءات قشرية اسطوانية ، انشاءات قشرية ملساء السطح ، وانشاءات قشرية سطحها مدعوم باضلاع (ribbed shells) .



شكل ٥ – ٣ . انواع الانشاءات القشرية الاسطوانية
أ – انشاء قشرى وحيد الباع ؛ ب – انشاء قشرى متعدد الابواع ؛ جـ – انشاء قشرى متعدد الموجات (متعدد الاقسام الاسطوانية)

ان حالة الاجهاد والانفعال فى الانشاءات القشرية تعتمد على نسبة بعديها ، اى l_1/l_2 . وعندما تكون النسبة المذكورة اكبر من واحد او اثنين ، تسمى الانشاءات القشرية اصطلاحيا بالانشاءات الطويلة ، اما عندما تقل النسبة المذكورة عن الواحد ، عندئذ تسمى بالانشاءات القصيرة .

ان الثخن الكلى للسقف القشرى غير السابق الاجهاد h_{ov} بما فى ذلك ثخن القطعة الانشائية الحافية h_{ed} ، لا يقل عادة عما يتراوح بين $l_1(1/15)$ و $l_1(1/10)$ ، وقد يكون اقل من ذلك فى السقوف القشرية السابقة الاجهاد . وتبعا لطول الجزء الاسطوانى ، تؤخذ قيمة h_{ov} بحيث لا تقل عن $l_2(1/16)$. ويؤخذ ثخن بلاطة الانشاءات القشرية المصبوبة



شكل ٥ – ٤ . سقف يحتوى على اقسام قشرية اسطوانية متعددة الموجات مصبوبة فى الموقع

h ، مساويا لما يتراوح بين l_2 1/200 و l_2 1/300 ، ولكن لا يجب ان يقل عما يتراوح بين ٥ و ٦ سم ، ويجب ان لا يقل ثخن بلاطة الانشاءات القشرية المضلعة عن ٣ سم (طبقا لشروط انتاجها) .

ويبين الشكل (٥ – ٤) على سبيل المثال ، احد السقوف القشرية المؤلفة من عدة قطع انشائية قشرية اسطوانية الشكل .

١ – الانشاءات القشرية الطويلة

ان الانشاءات (او السقوف) الاسطوانية القشرية الطويلة ، تتشوه نتيجة لتعرضها للحمل الناجم عن وزنها الذاتى وحمل الثلج ، فى ظروف معينة مثل تشوه العتبة التى طولها l_1 ذات المقطع العرضى المشكل ، الذى ارتفاعه h_{ov} ، بما فى ذلك القطع الحافية ، أى الحواشى (شكل ٥ – ٣) ، وعرضه يساوى طول الجزء الاسطوانى ، اى طول الموجة l_2 . ان الاقسام السفلى من المقطع العرضى للانشاء القشرى الاسطوانى ، تكون معرضة للشد ، أما الاقسام العليا فتكون معرضة للانضغاط .

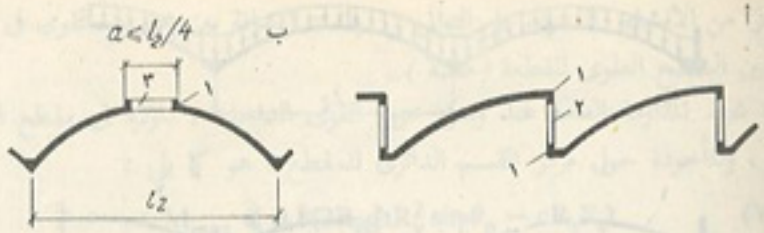
والغرض من وجود القطع الانشائية الحافية ، هو تحسين خواص مقاومة وجسوءة المقطع العرضى للسقف القشرى ، ترتيب ووضع قضبان الشد الرئيسية الفعالة للانشاء وكذلك لتثبيت الاطراف والحافات المستقيمة للانشاءات القشرية الاسطوانية عند تأثير الاحمال الموضعية . وان شكل وابعاد القطع الحافية تحدد من التصميم الانشائى للسقف القشرى وحسابه .

وتكون السقوف القشرية المصبوبة ملساء عادة ، اى لا تحتوى على اضلاع . وعند وجود احمال مركزة معلقة ، يزود السقف القشرى باضلاع فى سطحه . وتحتوى السقوف القشرية السابقة الصنع عادة ، على اضلاع طولية وعرضية لتعزيز وتقوية القطع السابقة الصنع فى مرحلة الانتاج والشحن والتركيب .



شكل ٥ – ٥ . انواع القواطع

أ – عتبة مصمتة شاملة ؛ ب – عقد بوتر ؛ جـ – جمالون ؛ د – اطار



شكل ٥ – ٦ . انشاءات قشرية تحتوى على فتحات للضوء

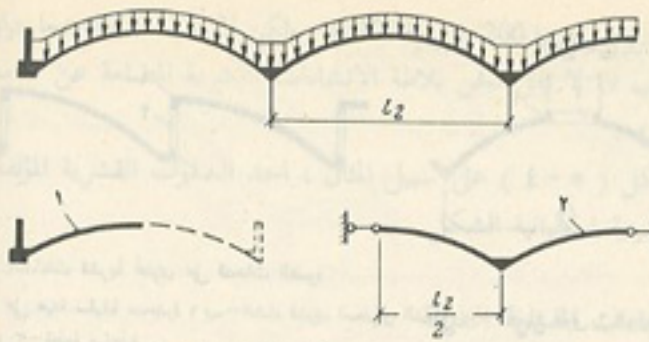
أ – انشاء قشرى على هيئة سقيفة منحدرة ؛ ب – انشاء قشرى اسطوانى الشكل ؛ ١ – ضلع طولى ؛ ٢ – ضلع قائم فى مستوى السطح المزدوج ؛ ٣ – قطعة مباعدة

وتتألف القواطع من عتبات مصمتة ، وجمالونات ، وعقود باوتار شد افقية (شكل ٥ – ٥) . ولتأمين الاضاءة الطبيعية وتهوية الردهات والقاعات المسقفة ، قد تكون السقوف القشرية الاسطوانية على هيئة سقوف منحدرة ، أى على هيئة سقيفة (shed roofs) (شكل ٥ – ٦ ، أ) ، او ذات كوات فى قمتها (شكل ٥ – ٦ ، ب) . وتخفف الكوات باضلاع طولية ، وفى حالة الكوات الطويلة ، يتم تثبيتها بعتبات قصيرة مباعدة (spacers) .

ولتحديد القوى الداخلية المؤثرة فى السقوف القشرية ، يمكن استخدام طرق الحساب الدقيقة والتقريبية . ان طرق الحساب التقريبية تعتبر مفضلة بالنسبة للتحليل التصميمى ، اما الطرق الدقيقة فتفضل عند تصميم الانشاءات القشرية ، بالرغم من ان الطرق التقريبية للحساب ، تعطى نتائج مقبولة تماما فى اكثر الحالات .

وعندما تكون لدينا النسبة التالية $l_1/l_2 \geq 3$ (أو $l_1/l_2 \geq 2$ للاجزاء الاسطوانية المتوسطة) يمكن تصميم الانشاءات القشرية ذات الجزء الاسطوانى الواحد والمتعددة الاجزاء الاسطوانية ، التى تكون قطعها الحافية غير مسنودة فى الاتجاه الطولى ، يمكن تصميمها مثل تصميم العتبات الحوضية المسطحة ، بالنسبة للمقاومة العامة ، الجسوءة ومقاومة التشقق ، وذلك عند تعرضها للاحمال الرأسية المتماثلة المنتظمة التوزيع الناجمة عن الوزن الذاتى للسقف القشرى (لاحظ الشكل ٥ – ٣) . ان مقاومة الانشاء تحسب استنادا الى مرحلة التوازن النهائى عند تأثير احمال التصميم ، اما الجسوءة ومقاومة التشقق ، فانهما تحسبان بالنسبة لتأثير الاحمال الاساسية . ويمكن التعويض فى الحساب عن حمل الثلج الوحيد الاتجاه الموزع بانتظام ، الذى لا يزيد على ربع الحمل المتماثل الكلى ، بحمل متماثل له نفس الشدة بالذات . وعند الحساب والتصميم يمكن اعتبار الحمل المتحرك الخفيف الناجم عن المرافيع المعلقة (telphers) التى تصل حمولتها الى طن واحد فقط ، والمعلقة فى القطع الحافية ، بمثابة حمل متماثل ، يؤثر فى وقت واحد على كلتا القطعتين الحافيتين .

ان كافة الانشاءات القشرية الاسطوانية المضلعة الطويلة ، يمكن ان تصمم بمثل تصميم



شكل ٥ – ٧ . القطاعات التصميمية للانشاء القشرى ذى الاجزاء الاسطوانية المتعددة
١ – نصف الاسطوانة الطرفية ؛ ٢ – الاسطوانة المتوسطة

العتبات الخرسانية المسلحة ، اذا احتوت على ثلاثة اضلاع مستعرضة على الاقل ، لا يقل ارتفاع مقطعها عن $l_2(1/25)$.

وفى الحالات الاخرى ، يتم حساب وتصميم الانشاءات القشرية الطويلة ، مثل تصميم الانشاءات المرنة القابلة للانفعال فى الفراغ .

ان الجزء القرصى الأخير (نصف الاسطوانى) للانشاءات القشرية ذات الاجزاء الاسطوانية المتعددة ، المحتوية على قطع حافية ، غير مثبتة على امتداد الباع ، يمكن اعتباره تقريبا ضمن الانشاء القشرى المتماثل ذى الجزء الاسطوانى الواحد ، واعتبار الاجزاء الاسطوانية المتوسطة ، مثل الانشاءات القشرية الوحيدة الجزء الاسطوانى ، ولكن مع الاخذ فى الاعتبار تثبيت الاطراف الطولية ، منعا لانحرافها فى الاتجاه العرضى الافقى (شكل ٥ – ٧) .

وبالنسبة للانشاء القشرى المتعدد الابواع ، المعرض لتأثير حمل موزع بانتظام (شكل ٥ – ٨) يكفى حساب وتصميم انشاء قشرى وحيد الباع ، ذى مسند مفصلى ، باعه l_1 يساوى المسافة بين القاطع الاخير ونقطة الصفر على الرسم البيانى للعزوم ، المناظرة للعتبة المتعددة الابواع . وبعد ذلك يعتبر تغير القوى الداخلية والعزوم بمحاذاة الانشاء القشرى ، مناظرا لتغير الاحداثيات فى الرسم البيانى للعزوم فى العتبة المتعددة الابواع المشار اليها أعلاه .

ولنبحث الآن حساب وتصميم مقاومة الانشاء القشرى الاسطوانى الطويل ، ذى المقطع الدائرى المتماثل ، لتأثير الحمل الرأسى المتماثل ، استنادا الى مرحلة التوازن النهائى ، مثل حساب وتصميم العتبة الخرسانية المسلحة . ويبين الشكل (٥ – ٩) الرسم التخطيطى لحالة الاجهاد المصممة فى المقطع العرضى للانشاء القشرى (حيث F_s – المساحة الكلية لقضبان الشد ، θ_1 – نصف الزاوية المركزية لقوس الانشاء القشرى، θ_p – نصف الزاوية المركزية لقوس منطقة الانضغاط ، c – المسافة بين محصلة القوى فى قضبان الشد وبين مركز انحناء القسم الدائرى من المقطع العرضى للانشاء القشرى ، h و R_y – ثخن ونصف قطر القسم

17–623

الاسطوانى من الانشاء القشرى على التوالى ، d_1 – المسافة بين محصلة القوى فى قضبان الشد وبين السطح العلوى للقطعة الحافية) .

ان شرط المقاومة العامة عند وجود عزوم القوى الداخلية ، المؤثرة فى مقطع الانشاء القشرى ، والمأخوذة حول مركز القسم الدائرى للمقطع ، هو كما يلى :

$$M_{max} \leqslant 0{,}8(2R_{pr}hR_y^2 \sin\theta_p - cR_sF_s) \qquad (V-6)$$

حيث M_{max} – العزم الناجم عن تأثير القوى الخارجية ، المحسوب كما فى العتبة ، حول نفس النقطة بالذات ، 0,8 – المعامل التجريبى لظروف الخدمة .

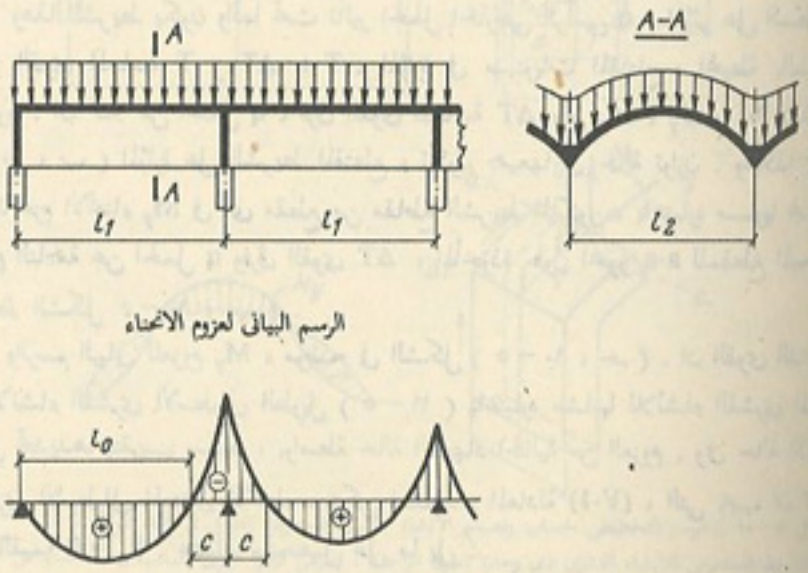
ان موضع محور تعادل المقطع العرضى يمكن تحديده من المعادلة التالية :

$$2R_{pr}\theta_pR_yh = R_sF_s \qquad (V-7)$$

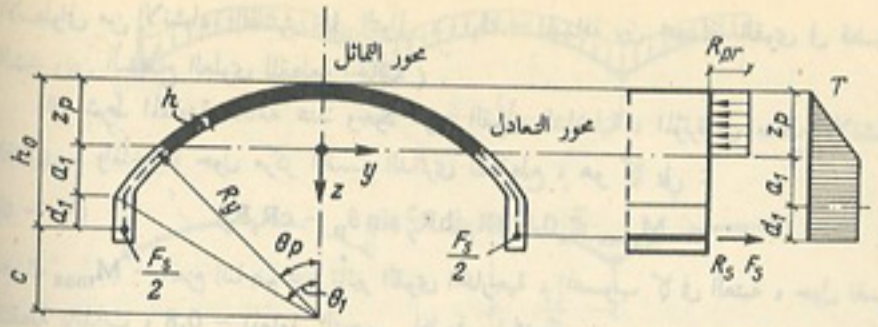
وعند مراجعة المقاومة ، تحدد قيمة θ_p من المعادلة (V-7) وتعوض قيمتها فى المعادلة (V-6) . وعند اختيار كمية قضبان التسليح ، يتم توحيد كلا المعادلتين فى معادلة واحدة كما يلى :

$$\sin\theta_p - c\theta_p/R_y - M/2R_{pr}hR_y^2 = 0 \qquad (V-8)$$

ويمكن حل هذه المعادلة بطريقة التقريب المتعاقب ، بأخذ المقدار $\sin\theta_p = \theta_p$ بصورة أولية ، وبعد ذلك تحسب مساحة المقطع العرضى لفولاذ التسليح F_s من المعادلة (V-7) .



شكل ٥ – ٨ . القطع التصميمى لانشاء قشرى ذى اجزاء اسطوانية متعددة



شكل ٥ – ٩ . الرسم التخطيطى لحساب وتصميم الانشاء القشرى الاسطوانى بواسطة مرحلة التوازن النهائى ، مثل العتبة الخرسانية المسلحة

وتصل قيمة القوى المماسة (tangential forces) فى الانشاء القشرى الى اقصاها عند المسند ، اما قيمتها الفعلية فانها تستخرج بواسطة المعادلة التالية لمقاومة المواد :

$$T = Q_o S/I \qquad (V - 9)$$

حيث Q_o – قوة القص فى مقطع الانشاء القشرى عند المسند ، المحسوبة كما فى حالة العتبة .

ولتحديد عزوم الانحناء M_y المؤثرة بمحاذاة القسم الاسطوانى ، يجب ان يحدد من مقطع الانشاء القشرى ، شريطا مستعرضا طوله يساوى وحدة طول واحدة (شكل ٥ – ١٠ ، أ) . وهذا الشريط يكون واقعا تحت تأثير الحمل الخارجى الرأسى q ، المؤثر على السطح ، وتأثير القوى المماسة T و $T + \Delta T$ ، المؤثرة فى مستويات المقاطع ، المحيطة بالشريط المذكور . ان كلا من الحمل q ، فرق القوى المماسة ΔT وقيم M_y ، Q_y و N_y (شكل ٥ – ١٠ ، ب) المؤثرة على الشريط المقتطع ، تكون جميعها فى حالة توازن . وهكذا يمكن تحديد عزم الانحناء M_y فى اى مقطع من مقاطع الشريط المذكور ، باعتباره مساويا لمجموع العزوم الناجمة عن الحمل q وفرق القوى ΔT ، المأخوذة حول المحور a-a للمقطع المبحوث (لاحظ الشكل ٥ – ١٠ ، ب) .

والرسم البيانى للعزوم M_y ، موضح فى الشكل (٥ – ١٠ ، جـ) . ان القوى الداخلية فى الانشاء القشرى الاسطوانى الطويل (٥ – ١١) باعتباره مشابها للانشاء القشرى المرن ، يمكن تحديدها بتقريب بسيط ، بواسطة حالة الاجهاد الخالية من العزوم . وفى حالة الانشاء القشرى الاسطوانى المعتدل الانحناء ، يمكن استخدام المعادلة (V-1) ، التى يجب ان تؤخذ فيها القيمة $k_x = 0$. عندئذ سنحصل على ما يلى :

$$k_y = 1/R_y, \quad k_{xy} = 0, \quad D = 0, \quad \partial^2\varphi/\partial x^2 = -qR_y \qquad (V - 10)$$

ولنفرض الآن أن الانشاء القشرى المحمل بالحمل q فى مستوى سطح القطع الحافية والقواطع لا يمكن ان ينفعل بمحاذاة اضلاع المحيط (الحالة الاولى) . وفى هذه الحالة ، يمكن أخذ دالة الاجهادات (بالتقريب الاولى) على الشكل التالى :

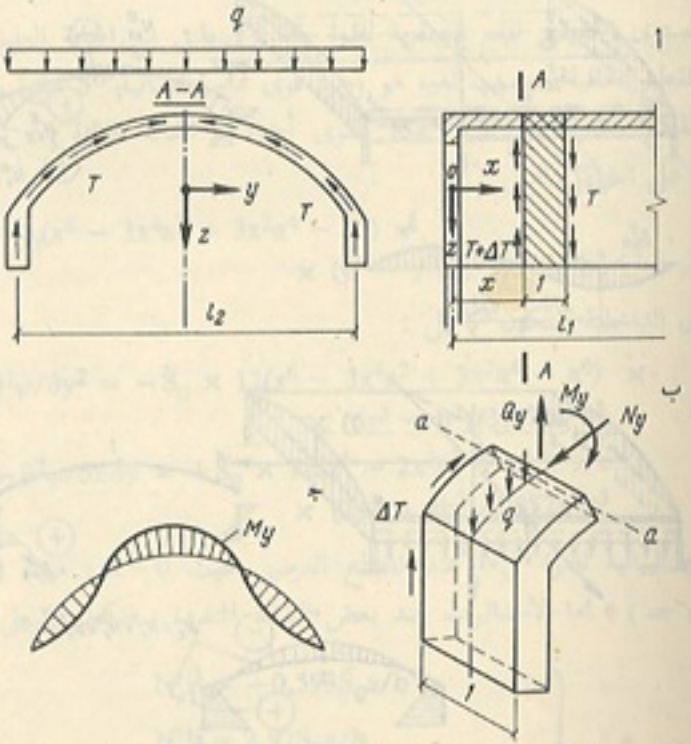
$$\varphi^I = (1/60)qR_y(x^4 - 6x^2a^2 + 5a^4)(y^4 - 6y^2b^2 + 5b^4)/a^2b^4 \qquad (V - 11)$$

وتستخرج قيم القوتين N_x^I و N_{xy}^I من المعادلتين التاليتين :

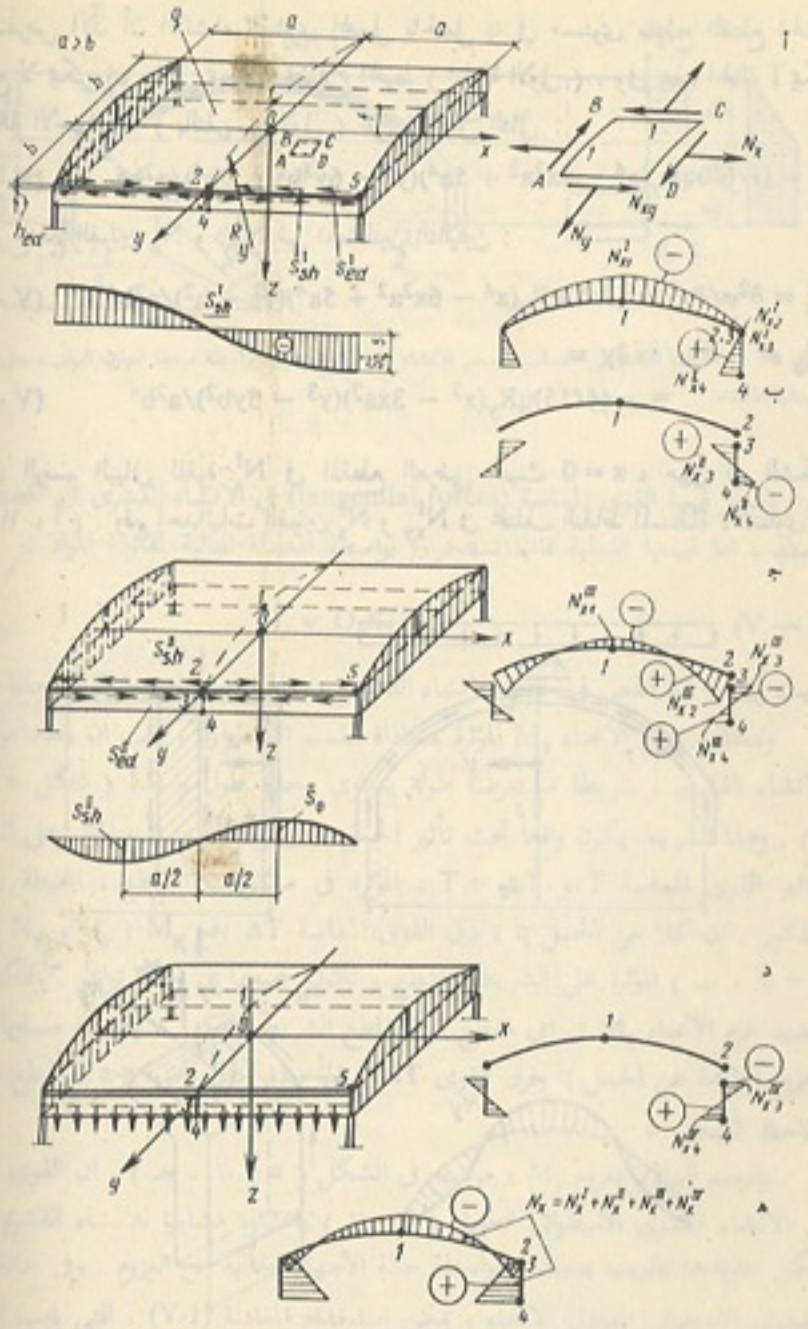
$$N_x^I = \partial^2\varphi/\partial y^2 = (1/5)qR_y(x^4 - 6x^2a^2 + 5a^4)(y^2 - b^2)/a^2b^4 \qquad (V - 12)$$

$$N_{xy}^I = -\partial^2\varphi/\partial x\,\partial y = \\ = -(4/15)qR_y(x^3 - 3xa^2)(y^3 - 3yb^2)/a^2b^4 \qquad (V - 13)$$

ان الرسم البيانى للقوة N_x^I فى المقطع العرضى حيث $x = 0$ ، مبين فى الشكل (٥ – ١١ ، أ) . وقيم احداثيات القوتين N_x^I و N_{xy}^I فى مختلف النقاط المستقلة ، تساوى ما



شكل ٥ – ١٠ . الرسم التخطيطى لحساب وتصميم الانشاء القشرى الاسطوانى الطويل فى اتجاه الموجات
أ–الشريط المستعرض للانشاء القشرى ذى وحدة الطول الواحدة ، المعرض لتأثير القوى المماسية ؛ ب–قسم من الشريط المستعرض للانشاء القشرى ، مع الاحمال والقوى والعزوم المؤثرة فيه ؛ جـ–الشكل الخارجى للرسم البيانى لعزوم الانحناء المؤثرة فى اتجاه الموجة



شكل ٥ – ١١ . الرسوم التخطيطية لتصميم الانشاء القشرى الطويل ، باعتباره مشابها للانشاء القراغى المجسم
أ – انشاء قشرى مستند على محيط غير قابل للانفعال تحت تأثير الحمل q ؛ ب – القوى N_x عند فصل القطع الحافية عن الانشاء القشرى ؛ جـ – القوى N_x الناجمة عن تأثير القوى المماسية الاضافية فى مواضع تلامس الانشاء القشرى مع القطع الحافية ؛ د – القوى N_x الناجمة عن تأثير الحمل المسلط فى القطع الحافية ؛ هـ – الرسم البيانى الاجمالى للقوى N_x

بلى :

$$\left.\begin{aligned} N_{x1}^{I} &= -qR_y(a/b)^2 \\ N_{x4}^{I} &= (4/3)qR_y a^2/bh_{ed} \\ S_{q5}^{I} &= N_{xy}^{I}(x = a;\ y = b) = -(16/15)qR_y(a/b) \end{aligned}\right\} \quad (V - 14)$$

والآن نقوم بفصل السقف القشرى عن القطع الحافية (الحالة الثانية) ، وهنا سوف لا تتغير حالة الاجهاد فى السقف القشرى ، اما فى القطع الحافية ، فتحت تأثير القوى المماسة $S_{ed}^{I} = S_{sh}^{I}$ ، المتطورة على امتداد خطوط التماس مع السقف القشرى ، سوف تنشأ فى هذه الحالة ، قوى طولية جديدة . وهذه القوى ستبلغ عند مستوى السطحين العلوي والسفلى للقطع الحافية ، القيم التالية (شكل ٥ – ١١ ، ب) :

$$\left.\begin{aligned} N_{x3}^{II} &= (8/3)qR_y a^2/bh_{ed} \\ N_{x4}^{II} &= -0{,}5N_{x3}^{II} = -(4/3)qR_y a^2/bh_{ed} \end{aligned}\right\} \quad (V - 15)$$

ان المستوى الحقيقى للقيم الصفرية للقوة N_x لا ينطبق مع الحافة العليا (السطح العلوى) للقطع الحافية ، وسبب تغيره هو وجود قوى مماسة اضافية S^{II} مؤثرة بين السطح القشرى والقطع الحافية . وباعتبار هذه القوى أحمالا (الحالة الثالثة) ، نكتب دالة الاجهادات على الشكل التالى :

$$\varphi^{III} = -\bar{S}_0(x^6 - 3x^4a^2 + 3x^2a^4 - a^6) \times \\ \times (y^4 - y^2b^2)/3{,}372a^5b^3 \quad (V - 16)$$

وصيغ القوى الداخلية ستكون كما يلى :

$$N_x^{III} = \partial^2\varphi/\partial y^2 = -\bar{S}_0 \times 12(x^6 - 3x^4a^2 + 3x^2a^4 - a^6) \times \\ \times (6y^2 - b^2)/3{,}372a^5b^3 \quad (V - 17)$$

$$N_{xy}^{III} = -\partial^2\varphi/\partial x\,\partial y = +\bar{S}_0 \times 12(x^5 - 2x^3a^2 + xa^4) \times \\ \times (2y^3 - yb^2)/3{,}372a^5b^3 \quad (V - 18)$$

والرسوم البيانية للقوة N_x^{III} عند المقطع العرضى حيث $x = 0$ ، مبينة فى الشكل (٥ – ١١ ، جـ) . اما الاحداثيات عند بعض النقاط المنفردة ، فتكون كما يلى :

$$\left.\begin{aligned} N_{x1}^{III} &= -0{,}593\bar{S}_0 a/b \\ N_{x2}^{III} &= 2{,}97\bar{S}_0 a/b \\ N_{x3}^{III} &= -2{,}37\,\bar{S}_0 a/h_{ed} \\ N_{x4}^{III} &= (1{,}185\bar{S}_0/1{,}685)(a/h_{ed}) \end{aligned}\right\} \quad (V - 19)$$

وبالاضافة الى ذلك ، من الضرورى ان يؤخذ فى الاعتبار الحمل المسلط مباشرة على القطع الحافية ، وخاصة وزنها الذاتى q_{ed} (الحالة الرابعة ، شكل ٥ – ١١ ، هـ) . عندئذ ستستخرج القوى المؤثرة فى سطوح القطع الحافية ، من المعادلة التالية :

$$N_{x4}^{IV} = -N_{x3}^{IV} = 3q_{ed}a^2/h_{ed}^2 \qquad (V-20)$$

وعلى امتداد خطوط التلامس بين السقف القشرى والقطع الحافية ، نجد ان مجموع الانفعالات الطولية لتلك القطع (وكذلك مجموع الاجهادات الطولية ، اذا كانت معاملات مرونتها متساوية) يجب ان يساوى ما يلى :

$$\left.\begin{aligned} &\Sigma\varepsilon_{sh} = \Sigma\varepsilon_{ed}, \quad \Sigma N_x^{sh}/hE = \Sigma N_x^{ed}/b_{ed}E \\ &\Sigma N_x^{sh}/h = \Sigma N_x^{ed}/b_{ed} \end{aligned}\right\} \qquad (V-21)$$

وباستخدام الصيغ المذكورة اعلاه ، يمكننا كتابة معادلة الاجهادات على الشكل التالى :

$$(2,97\bar{S}_0/h)(a/b) = (8/3)qR_ya^2/bF_{ed} - 2,37\bar{S}_0a/F_{ed} - q_{ed}a^2/2W_{ed} \qquad (V-22)$$

وعند حل المعادلة المذكورة اعلاه لاستخراج قيمة S_0 ، نجمع معا كافة حلول الحالات الاربع السابقة الذكر . ويبين الشكل (٥ – ١١ ، و) الرسم البيانى المحصول للقوة N_x . وهذا الحل يجعل من الممكن حساب القوى N_{xy} عند اية نقطة من نقاط السقف القشرى . وفى السقوف القشرية الطويلة ، تكون القوة N_y قليلة الاهمية .

ان العزوم المؤثرة على امتداد الاقسام الاسطوانية القشرية ، وهى M_y ، يمكن حسابها بالطريقة المشروحة سابقا (لاحظ الشكل ٥ – ١٠) .

وتنشأ بالقرب من القواطع عزوم موضعية M_x . واذا اخذنا فى الاعتبار ان

$$k_x = 0, \quad k_{xy} = 0, \quad k_y = 1/R_y,$$
$$N_y = EF\varepsilon_y = E(1 \times h)(\partial v/\partial y - w/R_y) \approx -Ehw/R_y$$

يمكننا عندئذ اعادة كتابة المعادلة (V-4) على الشكل التالى :

$$(s^4/4)(d^4w/dx^4) + w = R_y^2q/Eh \qquad (V-23)$$

وبما ان $M_x = -Dd^2w/dx^2$ سيكون حل هذه المعادلة (مع وقوع اصل الاحداثيات على القاطع) كما يلى :

$$M_x = C_1e^{-\varphi}\cos\varphi + C_2e^{-\varphi}\sin\varphi \qquad (V-24)$$

حيث C_1 و C_2 ثابتا التكامل (integration constants) :

$$\varphi = x/s; \qquad s = 0,76\sqrt{R_yh}$$

وفى حالة الوصلات المفصلية للسقف القشرى مع القواطع (فى السقوف القشرية السابقة الصنع) ، سوف نحصل على

$$M_x = 0,5s^2qe^{-\varphi}\sin\varphi = 0,289qR_yhe^{-\varphi}\sin\varphi \qquad (V-25)$$

وان عزم الانحناء الاقصى سيساوى

$$M_{x.max} = qs^2/6 = 0,0937qR_yh \qquad (V-26)$$

ويؤثر على مسافة قدرها

$$x_1 = \pi s/4 = 0,597\sqrt{R_yh} \qquad (V-27)$$

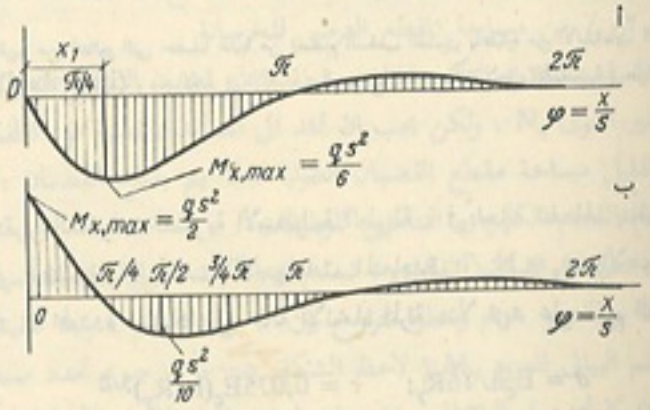
وفى السقوف القشرية المتعددة الاجزاء الاسطوانية ، حيث يتصل كل جزء اسطوانى مع القاطع بوصلة جاسئة ، يكون عزم الانحناء مساويا لما يلى :

$$M_x = 0,5qs^2e^{-\varphi}(-\cos\varphi + \sin\varphi) \qquad (V-28)$$

وسوف يقع عزم الانحناء الاقصى ، فوق القاطع المتوسط ، وقيمته ستساوى ما يلى :

$$M_{x.max} = -qs^2/2 = -0,289qR_yh \qquad (V-29)$$

والرسوم البيانية لهذه العزوم مبينة فى الشكل (٥ – ١٢) .



شكل ٥ – ١٢ . الرسوم البيانية لعزوم الانحناء .

أ – عند الاستناد المفصلى (بالنسبة للعزوم) للانشاء القشرى على الحاجز ، ب – عندما يكون الانشاء القشرى مثبتا عند الحاجز

مثال ٥ – ١ . لدينا سقف قشرى اسطوانى طويل ومعطياته كما يلى : $l_1 = 2a = 30m$ ، $l_2 = 2b = 18m$ ، $R_y = 17,45m$ ، $f = 2,5m$ ، $h = 8cm$ ، $h_{ed} = 1,5m$ ، $b_{ed} = 15cm$ ، والحمل المسلط على الجزء الاسطوانى من السقف القشرى يساوى $q = 3670 N/m^2$ ، والحمل الناجم عن الوزن الذاتى للقطعة الحافية يساوى $q_{ed} = 5400 N/m^2$. المطلوب ايجاد قيم الاجهادات الطولية σ_x فى السقف القشرى .

الحل . نستخدم المعادلة (V-22) للحصول على القيم التالية :

$$(2,97 \times \bar{S}_0 \times 1500)/(8 \times 900) = (8 \times 0,367 \times 1745 \times$$
$$\times 1500^2)/(3 \times 900 \times 15 \times 150) - (2,37 \times \bar{S}_0 \times 1500)/(15 \times 150) -$$
$$- (54 \times 1500^2 \times 6)/(2 \times 15 \times 150^2)$$

ومنها ينتج ان :

$$\bar{S}_0 = 373 \, N/cm$$

والآن لحساب الاجهادات بعد ان نأخذ فى الاعتبار ثخن السقف القشرى :

عند النقطة 1 ، نحصل من المعادلتين (V-14) و (V-19) على ما يلى :

$$\sigma_{x1} = -qR_y(a/b)^2(1/h) - 0,593\bar{S}_0(a/b)(1/h) =$$
$$= -0,367 \times 1745 \times (1500/900)^2/8 - 0,593 \times 373 \times$$
$$\times (1500/900)/8 = -222 - 45 = -267 \, N/cm^2$$

وعند النقطة 2 ، نحصل من المعادلة (V-19) على ما يلى :

$$\sigma_{x2} = 2,97\bar{S}_0(a/b)(1/h) = 2,97 \times 373(1500/900)/8 = 231 \, N/cm^2$$

وعند النقطة 4 ، نحصل من المعادلات (V-14) ، (V-15) ، (V-19) و (V-20) على ما يلى :

$$\sigma_{x4} = 1,185\bar{S}_0 a/1,685h_{ed}b_{ed} + 3q_{ed}a^2/h_{ed}^2 b_{ed} =$$
$$= (1,185 \times 373 \times 1500)/(1,685 \times 150 \times 15) +$$
$$+ (3 \times 54 \times 1500)/(150^2 \times 15) = 175 + 1080 = 1255 \, N/cm^2$$

ان هذه النتائج قريبة من النتائج التى حصلنا عليها من تصميم السقف القشرى باعتباره من الانشاءات العتبية المطية القوطة بمجسم هندسى (inscribed) ، مع الاخذ فى الاعتبار ، العزوم الناشئة بمحاذاة الاجزاء الاسطوانية (طريقة الاستاذ السوفيتى المهندس فلاسوف) .

ان استقرار السقوف القشرية الاسطوانية الطويلة ، فى حالة انفعالها بتأثير الحمل المؤثر عليها ، يعتبر مضمونا اذا كانت الاجهادات المتعامدة $\sigma_x = N_x/h$ والاجهادات المماسة $\tau = N_{xy}/h$ ، المحددة استنادا الى حالة الانشاء المرنة ، لا تزيد على القيم التالية :

$$\sigma = E_c h/16R_y; \quad \tau = 0,075E_c(h/R_y)^{3/2} \qquad (V - 30)$$

حيث h – ثخن السقف القشرى الاملس .

وللسقوف القشرية المضلعة ، تستخدم فى الصيغ رقم (V-30) القيم الاصطلاحية (الفرضية) :

$$h_f = \sqrt{12I/F}; \quad E_{c.f} = E_c F/bh_f \qquad (V - 31)$$

حيث b – المسافة بين الاضلاع ، F و I – مساحة وعزم القصور الذاتى على التوالى ، للمقطع شكل T ، المؤلف من ضلع وشفة عرضها b .

واستنادا الى نتائج الحساب الاستاتى (التحليل الاستاتى) يتم اختيار مساحة المقطع العرضى لفولاذ تسليح السقف القشرى (شكل ٥ – ١٣) . ان مساحة مقطع قضبان الشد الطولية من النوع الاول تحدد (عند اعتبار السقف القشرى بمثابة انشاء مجسم او فراغى) باستخدام الصيغة التالية :

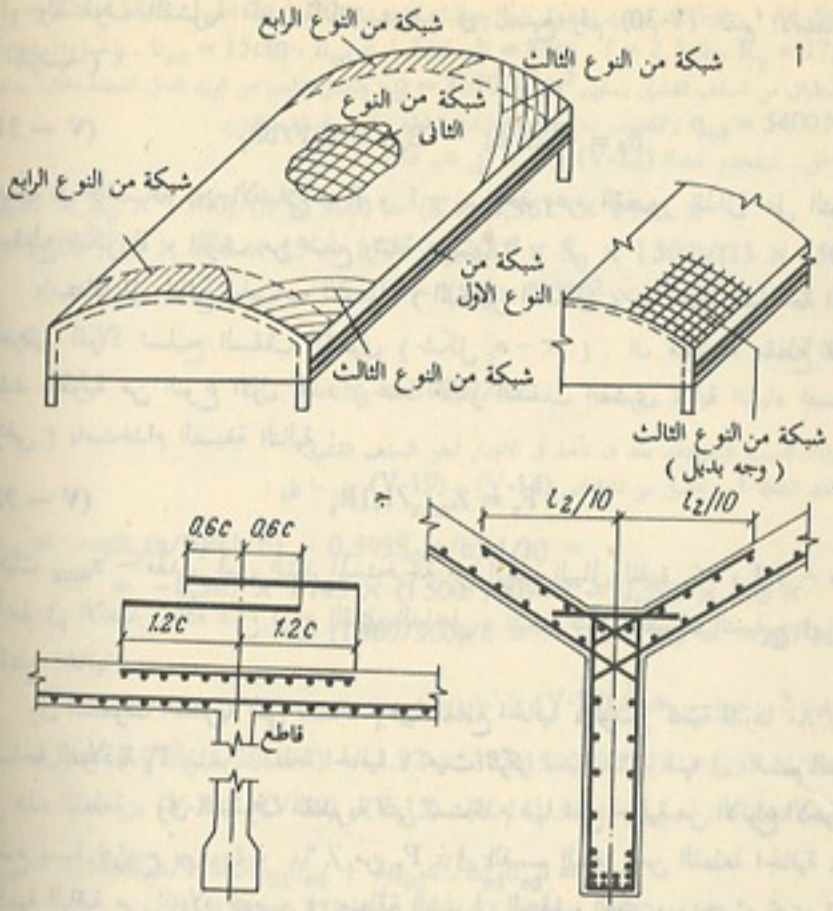
$$F_s = Z_{max}/1,1R_s \qquad (V - 32)$$

حيث z_{max} – مقدار قوى الشد المستخرجة من الرسم البيانى للقوة N_x ، 1,1 – معامل يأخذ فى الاعتبار زيادة ذراع زوج القوى الداخلى ، نتيجة لتركيز قضبان التسليح فى اسفل القطع الحافية .

وفى السقوف القشرية التى تستخدم فيها القطع الحافية ، توضع كمية قدرها ٨٠ ٪ من المساحة الفولاذية F_s ضمن القطعة الحافية ، بحيث تتركز نسبة ٦٠ ٪ منها فى القسم السفلى من هذه القطعة . وفى السقوف القشرية التى تستخدم فيها قطع حافية من الانواع الاخرى ، توضع نسبة تتراوح بين ٤٠ و ٦٠ ٪ من F_s ، فى القسم السفلى من القطعة الحافية ، اما الكمية الباقية من الفولاذ فتوضع فى منطقة الشد فى السقف القشرى ، حيث يجرى ترتيبها حسب القانون الخطى . ويجب ان لا تقل كمية فولاذ التسليح فى منطقة الشد فى السقف القشرى ، عن ٠٫٢ ٪ من مساحة المقطع العرضى للخرسانة .

وبمحاذاة السقف القشرى يمكن تقليل مساحة مقطع قضبان التسليح الطولية من النوع الاول ، تبعا لتغير القوى N_x ، ولكن يجب ان تمتد الى المساند ، نسبة من القضبان لا تقل عن ٣٠ ٪ . وتقليل مساحة مقطع القضبان الطولية ، لا يتم بقطع القضبان ، بل بتقليل قطرها واستخدام اللحام الكهربائى التناكبى للوصلات .

ان منطقة انضغاط السقف القشرى ، تسلح فى الاتجاه الطولى بقضبان تسليح انشائية يتراوح قطرها d بين ٥ و ٦ مم وبخطوة تتراوح بين ٢٠ و ٢٥ سم . وتبعا للقيمة القصوى لاحداثيات الرسم البيانى للعزوم M_y (لاحظ الشكل ٥ – ١٠ ، جـ) تحدد مساحة المقطع العرضى للقضبان كما تحدد فى البلاطة ، وترتب قضبانها فى اتجاه الاجزاء الاسطوانية (الموجية) استنادا الى علامة الرسم البيانى .



شكل ٥ – ١٣ . مخطط تسليح الانشاء القشرى الطويل
أ – الانشاء القشرى ؛ ب – تسليح الانشاء القشرى بالقرب من القطع الحافية المتوسطة ؛ جـ – تسليح الانشاء القشرى فوق القاطع المتوسط

ويتم توحيد كلا النوعين من قضبان التسليح فى شبكة فولاذية من النوع الثانى ، ترتب بحيث تشمل كافة المساحة السطحية للسقف القشرى (شكل ٥ – ١٣ ، أ) .

وبالقرب من القواطع نجد ان القوى العمودية تكون مساوية للصفر تقريبا $N_x \approx 0$ ، وهنا تصل القوى المماسة N_{xy} (قوى القص) الى قيمتها القصوى . والقوى الاخيرة تؤدى الى نشوء اجهادات شد رئيسية مساوية من حيث القيمة للمقدار N_{xy} ومائلة بزاوية ٤٥° على المستقيم المولد الافقى . وفى الموضع الذى تكون فيه اجهادات الشد الرئيسية اكبر من R_{ten} ، فانها تنتقل الى القضبان الفولاذية وحدها ، وفى هذه الحالة اذا لم تكن الشبكة من النوع الثانى كافية ، توضع شبكة اضافية من النوع الثالث (قضبان مائلة او شبكات

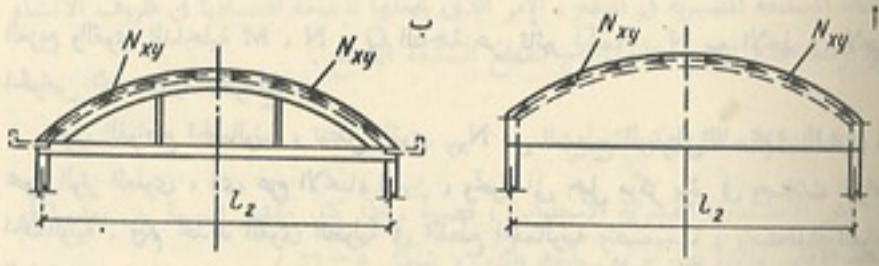
متعامدة الاسلاك) وتثبت فى القطع الحافية او القواطع . وفى اماكن اتصال السقف القشرى مع القواطع ، يوضع فولاذ تسليح من النوع الرابع ، مصمم تبعا للرسم البيانى للعزوم M_x (لاحظ الشكل ٥ – ١٢) .

وفى السقوف القشرية المتعددة الموجات ، توضع بقرب القطع الحافية المتوسطة ، قضبان مستعرضة اضافية ، يتراوح قطرها بين ٦ و ١٠ مم وتخطوة تتراوح بين ١٠ و ٢٠ سم (شكل ٥ – ١٣ ، ب) وتقوم هذه القضبان بمقاومة عزوم المساند M_y .

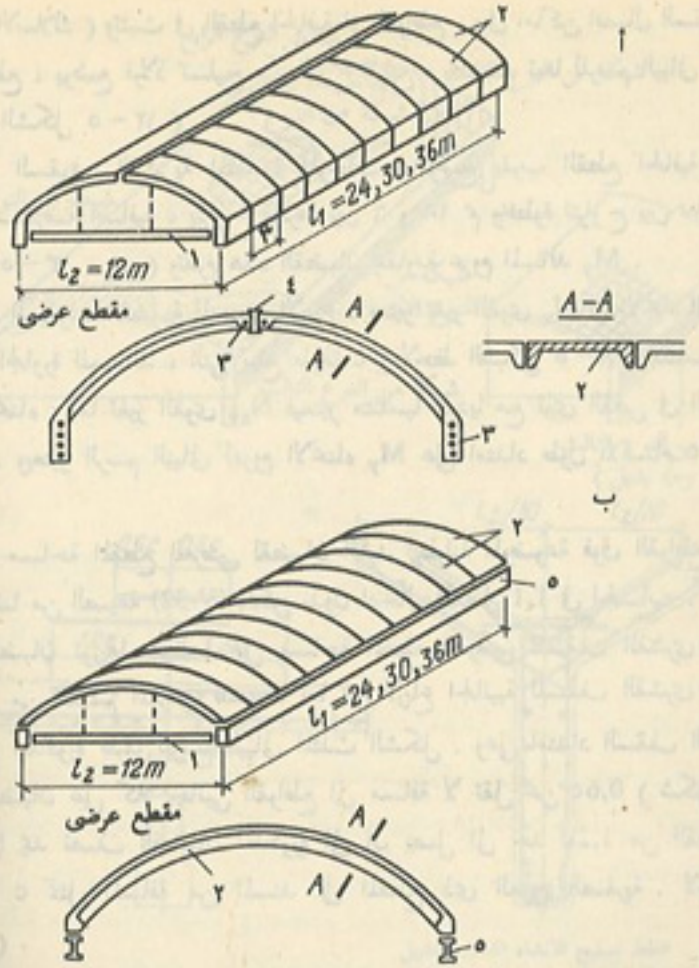
وفى السقوف القشرية المتعددة الابواع ، يعتبر تغير القوى N_x فى الاتجاه الطولى ضمن الاقسام المجاورة للمساند ، التى يبلغ طولها c (لاحظ الشكل ٥ – ٨) متناسبا طرديا مع عزوم الانحناء ، اما تغير القوى N_{xy} فيعتبر متناسبا طرديا مع قوى القص فى العتبة المتصلة المماثلة . ويعتبر الرسم البيانى لعزوم الانحناء M_y على امتداد طول الاقسام c ، ثابتا على الدوام .

ان مساحة المقطع العرضى لقضبان الشد الطولية الموضوعة فوق القواطع المتوسطة ، تحدد ايضا من الصيغة (V-32) ولكن بدون ادخال المعامل 1,1 فى الحساب . ويمكن توزيع هذه القضبان توزيعا منتظما على مساحة المقطع العرضى للسقف القشرى فى النصف الوسطى من القسم المعرض للشد ، اما فى الارباع الجانبية للسقف القشرى ، فيتم توزيع القضبان المذكورة طبقا للرسم البيانى المثلث الشكل . وعلى امتداد السقف القشرى ، تمد كافة القضبان على كلا جانبى القواطع الى مسافة لا تقل عن 0,6c (شكل ٥ – ١٣ ، جـ) كما يمد نصف القضبان المذكورة الى ان يصل الى حد 1,2c من القاطع المتوسط (حيث c تمثل المسافة من المسند الى المقطع ذى العزوم الصفرية . لاحظ الشكل ٥ – ٨) .

ان القوى المماسة المؤثرة فى السطح الوسطى للسقف القشرى ، تنتقل من السقف الى القواطع العمودية (شكل ٥ – ١٤) . ويتلخص الحساب الاستاتى للقواطع ، فى تحديد



شكل ٥ – ١٤ . الرسوم التخطيطية لانتقال القوى من الانشاء القشرى الى الحاجز :
أ – الحنى ؛ ب – من الانواع الاخرى



شكل ٥ – ١٥ . المخططات الانشائية للسقوف السابقة الصنع ذات الأقسام القشرية الاسطوانية الطويلة
أ–الانشاء القشرى المرتبط بوصلة مصبوبة مع القطع الحافية ١ ب–الانشاء القشرى المنفصل عن القطع الحافية ١ ١–وتر القاطع ١ ٢–لوح هيكل سابق الصنع ١ ٣–فولاذ التسليح (سابق الاجهاد) ١ ٤–لوح وصل تراكبى ١ ٥–قطعة حافية

العزوم والقوى الداخلية M ، N و Q الناجمة عن تأثير الحمل N_{xy} مع الاخذ فى الاعتبار الخواص التصميمية للقواطع .

وفى القواطع الجمالونية ، تنتقل القوى N_{xy} من السطح الوسطى للسقف القشرى الى محور الوتر العلوى ، ذى عزم الانحناء المعين ، وتحول الى حمل مركز يؤثر فى وصلات القواطع الجمالونية . ويتم تحديد القوى الطولية فى القطع الجمالونية وتصميمها ، باستخدام القواعد العامة .

ان تصاميم قواطع العقود المحتوية على اوتار (عتبات) شد افقية كما بين فى الشكل

(٥ – ١٤ ، ب) تشبه تصاميم العقود العادية . وبتأثير القوى N_{xy} يتعرض القسم الوسطى للعقد ، الى قوة شد لا محورية ، اما الاقسام القريبة من المساند ، فتتعرض للانضغاط اللامحورى ، وتكون اوتار الشد فى حالة شد .

وفى الانشاءات العملية ، يمكن انتاج السقوف القشرية المؤلفة من اجزاء اسطوانية طويلة سابقة الصنع ، على نوعين : النوع الاول منها يتصل مباشرة مع القطع الحافية ، والنوع الثانى منفصل عن القطع الحافية .

فى النوع الاول (شكل ٥ – ١٥ ، أ) تكون كافة القطع الانشائية السابقة الصنع ، موحدة فى انشاء واحد بواسطة فولاذ التسليح السابق الاجهاد ، الممدود فى قنوات طولية خاصة . ولكن شكل القطع الانشائية السابقة الصنع ، يكون معقدا فى هذه الحالة ، وتدعو الحاجة هنا الى وجود دقة عالية عند انشاء قنوات فولاذ التسليح ، ويعتبر تركيب السقف القشرى غالى التكاليف وذلك لأن عملية تركيب السقف تتم بواسطة الاسقالات الخشبية المؤقتة .

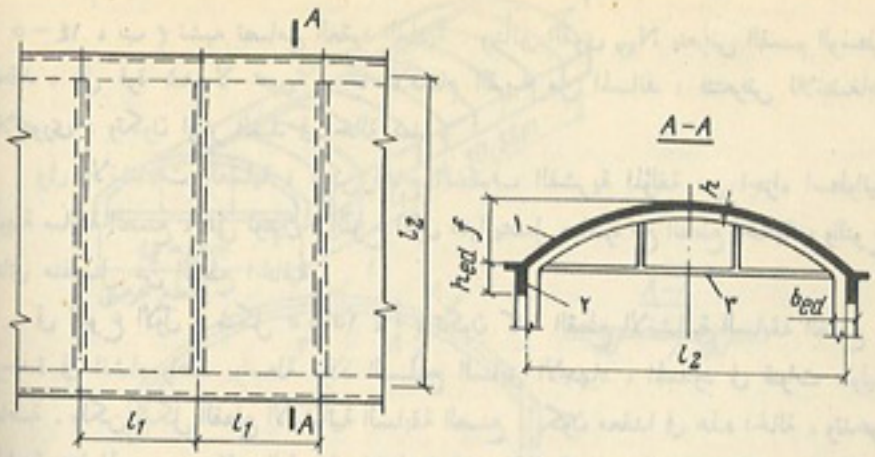
وفى النوع الثانى (شكل ٥ – ١٥ ، ب) تكون القطع السابقة الصنع أبسط شكلا ولا يحتاج تركيب السقف القشرى الى الاسقالات الخشبية المؤقتة (توضع الاجزاء الهيكلية للسقف القشرى على القطع الحافية ، المثبتة جيدا اثناء مرحلة التركيب) . ولكن الوصلات بين الالواح الهيكلية للسقف والقطع الحافية ، تكون معقدة التركيب (يجب ان تكون على هيئة دسر او خوابير – keys – لاجل الانتقال المضمون للقوى المماسة) ، وتعتبر عملية انتاجها الجيد وضبطها ، معقدة .

وتوجد فى التطبيقات العملية للسقوف القشرية ، انواع اخرى من الاتصال بين الاجزاء الاسطوانية القشرية والقطع الحافية للسقف القشرى ، وعلى سبيل المثال تم التوصل الى تصاميم جيدة للسقوف القشرية المعتدلة الانحدار على امتداد المحور الطولى . وتستخدم على نطاق واسع فى الدول الاجنبية ، السقوف المؤلفة من اسطوانات قشرية طويلة . وتنتج من الخرسانة المسلحة المصبوبة فى الموقع ، الأمر الذى يجعلها ناجحة اقتصاديا فى ظروف الانشاء المنفرد وعند عدم توفر مصانع انتاج القطع السابقة الصنع .

٢–السقوف القشرية القصيرة

تعتبر الانشاءات القشرية الاسطوانية ، قصيرة ، اذا كان مقدار النسبة بين بعديها فى المسقط الافقى l_1/l_2 يتراوح بين واحد واثنين (شكل ٥ – ١٦) .

وقد حددت بالتجربة الارشادات العملية الخاصة بتصميم الانشاءات القشرية القصيرة المصبوبة فى الموقع عندما يتراوح البعد l_2 بين ١٢ و ٣٠ م والبعد l_1 بين ٦ و ١٢ م وعندما



شكل ٥ – ١٦ . المخطط الانشائى للانشاء القشرى الاسطوانى القصير ، المصبوب فى الموقع
١ – بلاطة اسطوانية الشكل ؛ ٢ – قطعة حافية ؛ ٣ – قاطع

تكون $f \geq (1/7)l_2$. اما ثخن بلاطة الانشاء القشرى ، فيؤخذ تبعا لظروف الانتاج الصناعى بدون حساب ، ويتراوح بين ٥ و ٦ سم عند $l_1 = 6m$ ، وبين ٧ و ٨ سم عندما يتراوح البعد l_1 بين ٩ و ١٢ م . اما ارتفاع مقطع القطعة الحافية h_{ed} فيتراوح بين $(1/10)l_1$ و $(1/15)l_1$ وعرض المقطع b_{ed} يتراوح بين $0,2h_{ed}$ و $0,4h_{ed}$. وتسلح البلاطة للانشاء القشرى تسليحا انشائيا بشبكة من القضبان يتراوح قطرها d بين ٥ و ٦ مم ، وخطوتها ، بين ١٠ و ٢٠ سم . وتصمم مثل هذه الانشاءات القشرية بطريقة مبسطة .

وفى الاتجاه l_1 ، يصمم الانشاء القشرى مثل تصميم العتبة . وان عزم الانحناء فى منتصف باع الانشاء القشرى الوحيد الباع المؤلف من جزء اسطوانى واحد ، يساوى ما يلى :

$$M = q\, l_2 l_1^2/8 \qquad (V - 33)$$

والمساحة الضرورية لمقطع قضبان الشد الطولية ، تساوى ما يلى :

$$F_s = M/R_s z = q l_2 l_1^2/4,5R_s(f + h_{ed}) \qquad (V - 34)$$

حيث z – ذراع زوج القوى الداخلى ، وقيمته المستخرجة من الحسابات والتجارب هى $z = 0,55(f + h_{ed})$.

وتوضع هذه القضبان فى القطع الحافية . واذا الانشاء (او السقف) القشرى الوحيد الباع مؤلفا من عدة اجزاء اسطوانية ، عندئذ نجد ان مساحة المقطع العرضى للفولاذ فى القطع الحافية المتوسطة ، تساوى F_s ، وفى القطع الحافية الطرفية يجب ان تساوى $F_s/2$. أما فى الابواع المتوسطة للانشاءات القشرية المتعددة الابواع ، فتؤخذ مساحة مقطع الفولاذ ، مساوية لنصف المقدار المذكور .

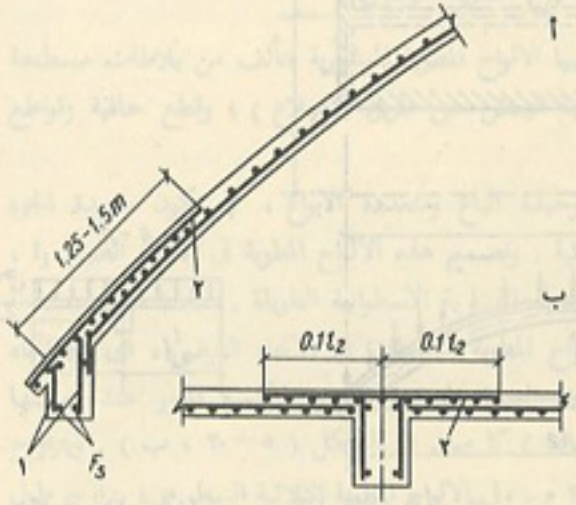
ان القضبان الطولية لتسليح القطع الحافية ، تربط مع بعضها البعض باللحام لتؤلف هياكل ملحومة ، وتوضع فيها قضبان مستعرضة تركيبية . وبالقرب من القطع الحافية ، يتم تسليح الانشاء القشرى بشبكات اضافية (شكل ٥ – ١٧ ، أ) . وتوضع فوق القواطع العمودية قضبان تسليح اضافية أيضا ، تمد الى مسافة $0,1l_1$ فى كل جهة من جهتى القاطع الانشائى (شكل ٥ – ١٧ ، ب) . وفى كلتا الحالتين ، تكون القضبان الاضافية من نفس نوع قضبان الشبكة الاساسية .

وفى اتجاه البعد l_2 يصمم القاطع ، بحيث يكون متبادل الفعل مع بلاطة الانشاء القشرى (شكل ٥ – ١٨) . وقد اثبتت التجارب والحسابات الخاصة ، ان تصميم القاطع ، المحدد استاتيا (العقد المحتوى على وتر شد مقطع) يكون فى حالة انضغاط تحت تأثير الحمل ، وان قوة الانضغاط القصوى التى تساوى ما يلى $\bar{N}_{y.max} = -qRl_1$ (حيث R تمثل نصف قطر انحناء الانشاء والقشرى) تؤثر فى قمة الانشاء القشرى . وعلى امتداد الجزء الاسطوانى ، تتغير قوة الانضغاط هذه طبقا لقانون القطع المكافىء التربيعى :

$$\bar{N}_y = -4qRl_1 y(l_2 - y)/l_2^2 \qquad (V - 35)$$

ويمكن ان نستخلص من شرط التوازن ، ان هناك قوى بنفس القيمة ، تؤثر فى القاطع العمودى ، ولكن فى اتجاه معاكس . ولهذا السبب ، يجب ان تحدد القوى الداخلية المؤثرة فى القواطع المحددة استاتيا ، بواسطة الصيغ التالية :

$$\left.\begin{aligned} M_y &= M_y^0 - \bar{N}_y c_y; \quad Q = Q_y^0 \\ N_y &= N_y^0 + \bar{N}_y \end{aligned}\right\} \qquad (V - 36)$$



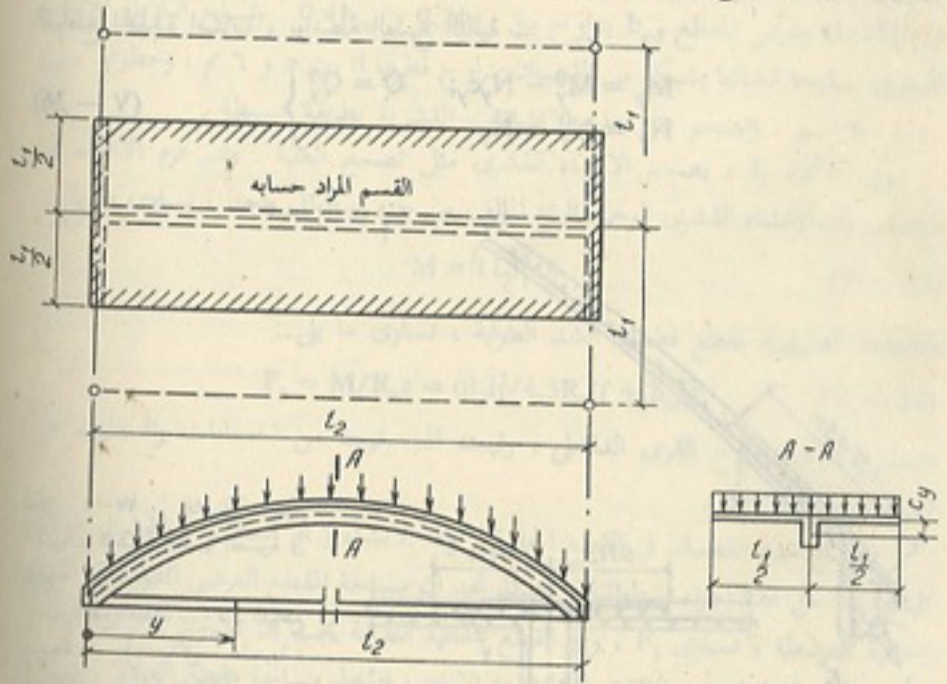
شكل ٥ – ١٧ . تفاصيل تسليح الانشاءات القشرية القصيرة المصبوبة فى الموقع
أ – عند القطع الحافية؛ ب – فوق القواطع المتوسطة ؛ ١ – هياكل ملحومة ؛ ٢ – شبكات ملحومة اضافية

حيث M_y^0 ، Q_y^0 و N_y^0 – هى على التوالى العزم والقوى الداخلية المحسوبة عند تأثير الحمل الرأسى الكامل ، حول محور القاطع كما فى الانشاء المحدد استاتيا ، c_y – المسافة من محور القاطع الى السطح الوسطى للانشاء القشرى .

وبعد تحديد القوى فى القاطع المحدد استاتيا ، يحسب تأثير وتر (عتبة) الشد بطرق الحساب العادية للانظمة الانشائية غير المحددة استاتيا . وفى هذه الحالة ، لا تؤخذ فى الاعتبار اقسام الانشاءات القشرية المتصلة مع القواطع ، اما القوى الناجمة عن تأثير المجاهيل الزائدة ، فانها تقاوم من قبل مقطع القواطع الحاجزة بالذات .

ان السقف السابق الصنع ، الذى تستخدم فيه الاجزاء الاسطوانية القشرية القصيرة ، يتألف من القواطع ، والالواح الهيكلية السقفية المضلعة التى مقطعها على شكل П ومن القطع الحافية (شكل ٥ – ١٩ ، أ) . اما الوصلات الواقعة بين الالواح الهيكلية السابقة الصنع فيجب ان تغطى تماما بالخرسانة وتوضع فوقها قطع التثبيت . والوصلات الواقعة بين الالواح الهيكلية والقواطع تصمم على هيئة دسر او خوابير .

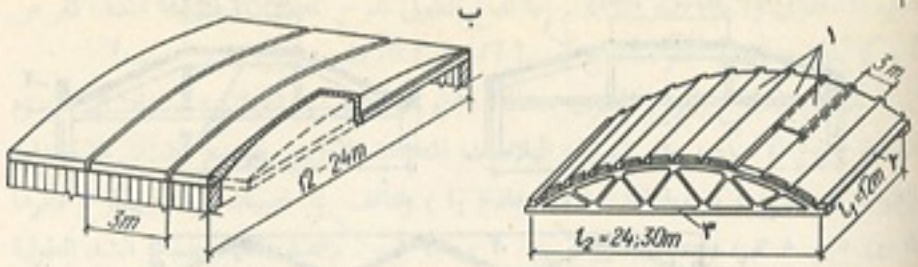
ومن الميزات الجيدة للانشاء القشرى السابق الصنع ، هى سهولة انتاج القطع الانشائية وتركيب السقف ، وكذلك الجسوءة العامة المرتفعة للانشاء ككل . ولكن تصميم وصلة البلاطات السقفية مع الجمالونات ، يعتبر معقدا .



شكل ٥ – ١٨ . المخطط التصميمى لقاطع الانشاء القشرى القصير

أ

ب



شكل ٥ – ١٩ . المخططات الانشائية للسقوف السابقة الصنع ذات الانشاءات القشرية الاسطوانية المؤلفة من :
أ – جمالونات وبلاطات سقفية؛ ب – بلاطات العقود الخرسانية المسلحة؛ ١ – لوح هيكل سابق الصنع؛ ٢ – قطعة انشائية حافية ؛ ٣ – حاجز جمالونى

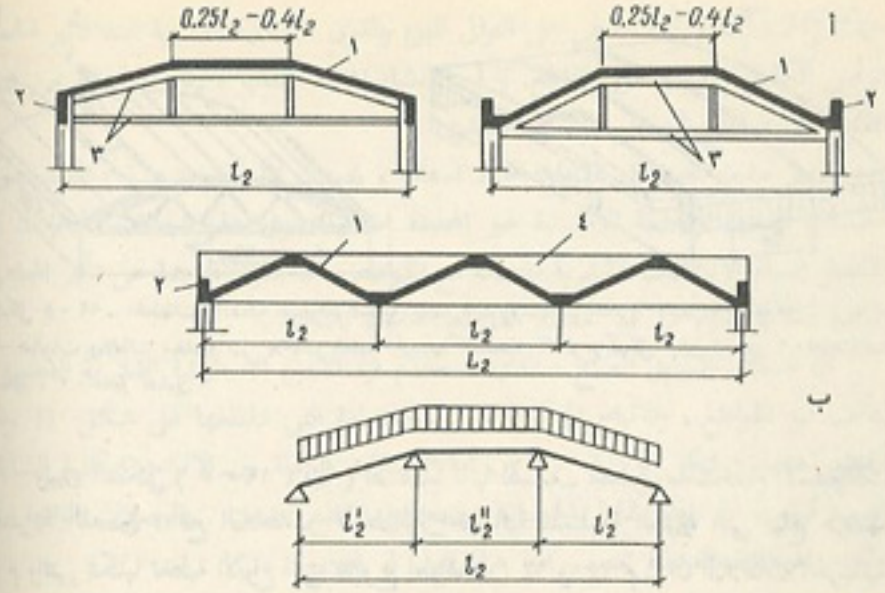
ويبين الشكل (٥ – ١٩ ، ب) تصميما ثانيا للسقف القشرى باستخدام الاسطوانات القشرية القصيرة ، مع البلاطات الاسطوانية الخرسانية المسلحة الكبيرة التى يبلغ عرضها ٣ م والتى يمكنها تغطية الابواع التى تتراوح اطوالها بين ١٢ و ٢٤ م . ان البلاطات الخرسانية المسلحة الاسطوانية الكبيرة الحجم ، هى عبارة عن انشاءات قشرية اسطوانية معتدلة الانحناء ، مقوسة فى الاتجاه الطولى ومقواة بضلعين طوليين – بقاطعين للمقطع العرضى المتدرج – ومعززة بقطع عرضية على امتداد المحيط . وتوضع قضبان او اسلاك التسليح الاساسية الفعالة السابقة الاجهاد فى الاضلاع . وفى الوقت الحاضر ، تستخدم البلاطات الاسطوانية الخرسانية المسلحة الكبيرة الحجم ، على نطاق واسع فى انشاء السقوف القشرية المختلفة .

٣ – السقوف المؤلفة من الالواح المطوية الموشورية

ان السقوف التى تستخدم فيها الالواح المطوية الموشورية تتألف من بلاطات مسطحة (مرتبطة ارتباطا متآلفا مع بعضها البعض عن طريق الاضلاع) ، وقطع حافية وقواطع (شكل ٥ – ٢٠ ، أ) .

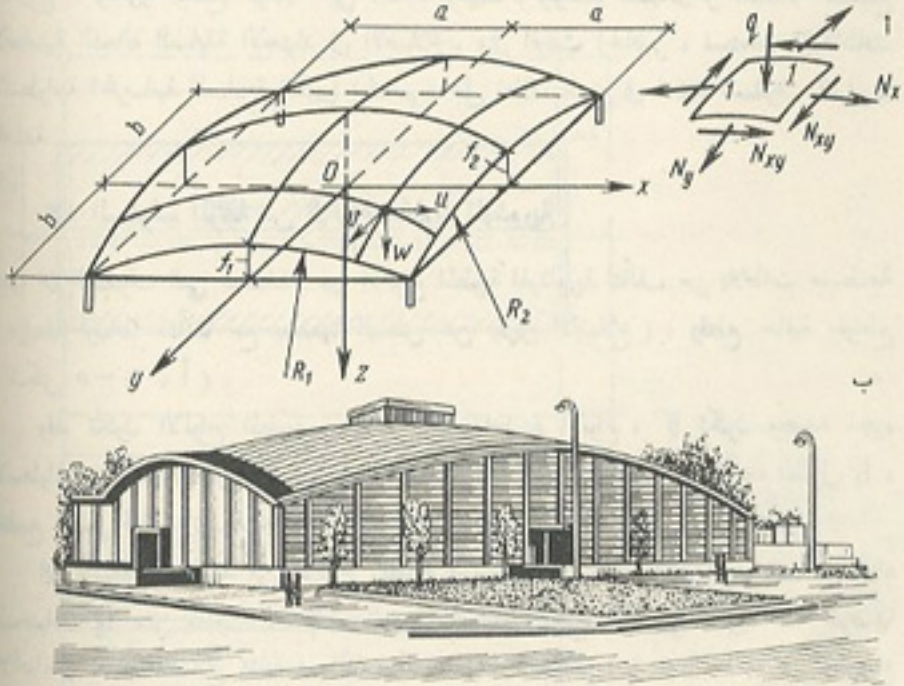
وقد تكون الالواح المطوية وحيدة الباع ومتعددة الابواع ، كما تكون وحيدة الجزء الاسطوانى ومتعددة الاجزاء الاسطوانية . وتصميم هذه الالواح المطوية فى الاتجاه الطولى l_1 ، يخضع لنفس قواعد تصميم الانشاءات القشرية الاسطوانية الطويلة .

ان السقوف المؤلفة من الالواح المطوية ، تسلك فى الاتجاه العرضى ، اى فى اتجاه المنحنيات l_2 مثل سلوك البلاطات العتبية المتعددة الابواع المنكسرة المحور عند تعرضها للانحناء (تعتبر الاضلاع بمثابة مساند) كما مبين فى الشكل (٥ – ٢٠ ، ب) . ويتراوح عرض السطح الجانبى بين ٣ و ٣٫٥ م . وفى الالواح المطوية الثلاثية السطوح ، يتراوح طول



شكل ٥ – ٢٠ . سقوف ذات الواح معدنية موشورية الشكل

أ – انواع المقاطع العرضية والقواطع؛ ب – المخطط التصميمى لتوح المطوى فى اتجاه الموجات الاسطوانية ؛ ١ – التوح المطوى ؛ ٢ – القطعة الحافية ؛ ٣ – حاجز جمالونى مزدوج القوائم ؛ ٤ – حاجز عنبى



شكل ٥ – ٢١ . سقف مؤلف من انشاءات قشرية ذات منحنى غاوسى موجب التقوس ، ومسقطها الافقى مستطيل

أ – المخطط التصميمى؛ ب – قطعة من السقف القشرى مساحتها وحدة المساحات ؛ جـ – السقف القشرى لمبنى احد الاسواق الشعبية فى مدينة موسكو (وهو من قطع قشرية سابقة الصنع)

الجزء الاسطوانى l_2 بين ٩ و ١٢ م . اما الباع الطولى للوح المطوى l_1 فيؤخذ عادة اكبر من l_2 ، كما يتراوح ارتفاع انطواء اللوح بين l_1 1/7 و l_1 1/10 .

وتسلح سطوح اللوح المطوى بمحاذاة الجزء الاسطوانى (بالعرض) استنادا الى الرسوم البيانية لعزوم الانحناء ، مثل تسليح البلاطات المتعددة الابواع . وتوضع قضبان الانضغاط الطولية للسطوح ، بصورة انشائية (بمحاذاة l_1) وتتألف من قضبان فولاذية يتراوح قطرها d بين ٥ و ٨ مم ، وخطوتها تتراوح بين ٢٠ و ٢٥ سم . وتحدد كمية قضبان الشد الطولية للوح المطوى ، بواسطة الحساب فى اتجاه الباع l_1 ، وترتب فى القطع الحافية .

وفى الحالات الاخرى ، يتم تصميم السقوف القشرية ذات الالواح المطوية الموشورية ، تبعا لقوانين تصميم السقوف القشرية ذات الاجزاء الاسطوانية الطويلة .

البند الرابع
السقوف القشرية المستطيلة المسقط الافقى ، ذات المنحنى الغاوسى الموجب

ان السقوف القشرية المستطيلة المسقط الافقى ، ذات المنحنى الغاوسى الموجب ، تعتبر اكثر فائدة اقتصادية من حيث استهلاك مواد البناء ، بنسبة تتراوح بين ٢٥ و ٣٠ ٪ . وفى هذه السقوف يسمح بوضع المساند على مسافة اكبر فيما بينها ، وبذلك تتوفر الظروف الملائمة جدا لاستثمار واستخدام الردهات العديدة فى المبانى الصناعية والعامة .

ويتألف تصميم السقف هذا من بلاطة رقيقة (قشرية) محنية او مطوية فى اتجاهين ، ومن قواطع حاجزة مرتبة على امتداد المحيط ، ومرتبطة ارتباطا متآلفا مع تلك البلاطة (لاحظ الشكلين ٥ – ١ ، هـ ، و ٥ – ٢١ ، أ) . ويستند السقف برمته على اعمدة موضوعة فى الزوايا ، ويمكن ايضا ان يستند على المحيط من كافة الجوانب .

والسطح الافضل لهذه السقوف من بين الانواع المختلفة للسطوح المنحنية ، هو السطح الذى على شكل مجسم مكافئى ناقص (elliptic paraboloid) وعلى شكل سطح انتقالى دائرى (transitional surface) .

والسقوف القشرية المزدوجة الانحناء ، تصمم عادة بحيث تكون معتدلة الانحناء ، اى ان نسبة ارتفاع السقف المنحنى الى اى بعد فى المسقط الافقى ، لا تزيد على 1 : 5 . وفى الانشاءات القشرية المعتدلة الانحناء ينطبق تقريبا سطح المجسم المكافئى الناقص مع السطح الانتقالى الدائرى ، مع وجود نفس القاعدة الواحدة ونفس ارتفاع السقف المنحنى ، وفى التطبيقات الانشائية العملية للسقوف القشرية ، يعتبر النوعان المذكوران قابلين للتبادل .

لقد ذكرنا سابقا ان السقوف القشرية الرقيقة الجدران تتميز بجسوءة قليلة عند الانحناء ، لذلك يمكن اعتبارها خالية من العزوم عند تحديد القوى الداخلية ، اى تؤخذ فى الاعتبار فقط القوى التالية N_x و N_y و N_{xy} (شكل ٥ – ٢١ ، ب) . وان عزوم الانحناء الناشئة فقط فى مناطق الانحناء الموضعى ، يمكن ان تحدد بصورة منفردة .

والقواطع المستوية التى تسند الانشاء القشرى المنفرد ، تعتبر مرنة تماما فى المستوى العمودى على مستواها ، اما فى مستواها بالذات بمحاذاة المحيط وفى الاتجاه الرأسى ، يمكن اعتبارها فى كثير من الحالات (مثل العتبات وبعض الجمالونات) غير قابلة للتشوه او الانثناء . ومن هنا تحدد الظروف القائمة عند محيط الانشاء القشرى ، اى انه عندما تكون $x = \pm a$ ، وكذلك عندما تكون $y = \pm b$ ، يجب ان نحصل على $N_x = N_y = 0$.

وفى السطح القشرى الانتقالى (لاحظ الشكل ٥ – ٢١ ، أ) ، اذا انطبقت محاور الاحداثيات مع اتجاهات الانحناءات الرئيسية ، فان الانحناء الالتوائى سيساوى $k_{xy} = 0$ ، اما دالة الاجهادات التى تحقق الشروط الطرفية للمسألة ، فيمكن ان تكتب على الشكل التالى :

$$\begin{aligned}\varphi(xy) = {} & a_1(x^4 - 6x^2a^2 + 5a^4)(y^4 - 6y^2b^2 + 5b^4) + \\ & + a_2[x^8 - (22/9)x^6a^2 + (13/9)x^4a^4](y^4 - 6y^2b^2 + 5b^4) + \\ & + a_3(x^4 - 6x^2a^2 + 5a^4)[y^8 - (22/9)y^6b^2 + (13/9)y^4b^4] + \\ & + a_4[x^8 - (22/9)x^6a^2 + (13/9)x^4a^4] \times \\ & \times [y^8 - (22/9)y^6b^2 + (13/9)y^4b^4] \end{aligned} \qquad (V - 37)$$

حيث a_1 ، a_2 ، a_3 و a_4 هى عوامل ثابتة .

وستكون القوى المناظرة ، مساوية لما يلى استنادا الى الصيغة (V-2) :

$$\begin{aligned}N_x = \partial^2\varphi/\partial y^2 = {} & 12a_1(x^4 - 6x^2a^2 + 5a^4)(y^2 - b^2) + \\ & + 12a_2[x^8 - (22/9)x^6a^2 + (13/9)x^4a^4](y^2 - b^2) + \\ & + 4a_3(x^4 - 6x^2a^2 + 5a^4)[14y^6 - (55/3)y^4b^2 + (13/3)y^2b^4] + \\ & + 4a_4[x^8 - (22/9)x^6a^2 + (13/9)x^4a^4] \times \\ & \times [14y^6 - (55/3)y^4b^2 + (13/3)y^2b^4] \end{aligned} \qquad (V - 38)$$

$$\begin{aligned}N_{xy} = -\partial^2\varphi/\partial x\,\partial y = {} & -16a_1(x^3 - 3xa^2)(y^3 - 3yb^2) - \\ & - 16a_2[2x^7 - (11/3)x^5a^2 + (13/9)x^3a^4](y^3 - 3yb^2) - \\ & - 16a_3(x^3 - 3xa^2)[2y^7 - (11/3)y^5b^2 + (13/9)y^3b^4] - \\ & - 16a_4[2x^7 - (11/3)x^5a^2 + (13/9)x^3a^4] \times \\ & \times [2y^7 - (11/3)y^5b^2 + (13/9)y^3b^4] \end{aligned} \qquad (V - 39)$$

ان العوامل الثابتة للسقوف القشرية المربعة المسقط الافقى (التى تعتبر شائعة جدا فى الانشاءات) ، عند $a = b$ ، $R_x = R_y = R$ ، وعندما يكون الحمل q ثابتا ، اى $q = \text{const}$ ، ستكون مساوية لما يلى* :

$$a_1 = 0{,}00833qR/a^6; \quad a_2 = a_3 = 0{,}0365qR/a^{10}; \quad a_4 = 0{,}353qR/a^{14} \qquad (V - 40)$$

وبعد ايجاد قيم القوى N_x و N_y و N_{xy} ، يتم تحديد القوى الرئيسية والزوايا التى تصنعها هذه القوى مع المحور السينى ، باستخدام الصيغ التالية :

$$\left.\begin{matrix} N_{\text{prin I}} \\ N_{\text{prin II}} \end{matrix}\right\} = (N_x + N_y)/2 \pm \sqrt{[(N_x - N_y)/2]^2 + N_{xy}^2}$$
$$\left.\begin{matrix} \tan 2\alpha_1 \\ \tan 2\alpha_2 \end{matrix}\right\} = \mp 2N_{xy}/(N_x - N_y) \qquad (V - 41)$$

ان الرسوم البيانية للقوى الناشئة فى السقف القشرى المستطيل المسقط الافقى ، عند $a = b$ و $R_x = R_y = R$ ، والمعرض لتأثير حمل موزع بانتظام ، مبينة فى الشكل (٥ – ٢٢) . وفى هذه الرسوم البيانية ، قد اعطيت قيم القوى عند مختلف النقاط المستقلة .

وتبين هذه الرسوم البيانية ، ان منطقة الانضغاط الثنائى المحور ، تتطور على سطح الانشاء القشرى برمته تقريبا ، ولا يظهر الانضغاط الوحيد الاتجاه والشد فى الاتجاه الآخر ، الا فى زوايا السطح القشرى فقط (شكل ٥ – ٢٢ ، جـ) .

ان عزوم الانحناء الناجمة فى المواضع القريبة من المساند ، فى الانشاءات القشرية الرقيقة ، يجب ان تؤخذ فى الاعتبار عند التصميم ، بالرغم من كونها قليلة القيمة .

وعندما يكون سلوك الوصلة الموجودة بين السقف القشرى والقاطع العمودى مشابها لسلوك المفصلة (بالنسبة لعزوم الانحناء) ، نجد ان حل المعادلة (V-4) للمنطقة التى تقع مثلا على امتداد الحافة المحيطية ، عندما $x = -a$ ، يعطينا حلول المعادلات (V-25) و (V-26) و (V-27) .

ان القواطع تتحمل القوى المماسة N_{xy} (قوى القص) الناشئة فى السقف القشرى . ويتم تصميم القواطع لمقاومة هذه القوى بالذات والحمل الناجم عن الوزن الذاتى لها .

---

* ان هذا الحل هو حل تقريبى باستخدام طريقة المجموعات المنسقة (collocations method) واستخدام المعادلة (V-1) .

مثال ٥ – ٢ . لدينا سقف قشرى معتدل الانحناء ، معطياته هى : $2a = 2b = 40m$ ، ارتفاع الانحناء $f = 6m$ ، $R_x = R_y = R = 68,2m$ ، سمك السقف القشرى $h = 7cm$ ، الحمل الموزع بانتظام $q = 5000 N/m^2$. المطلوب ايجاد قيم القوى الداخلية المؤثرة فى هذا السقف القشرى .

الحل . نستخرج كافة القوى الضرورية بواسطة معطيات الشكل (٥ – ٢٢) .

نحسب قوة الانضغاط القصوى فى الجزء المركزى من السقف القشرى (بالكيلونيوتن والمتر) :

$$N_{x.max} = N_{y.max} = -0,5qR = 0,5 \times 5 \times 68,2 = -170,5\ kN/m$$

اى انضغاط .

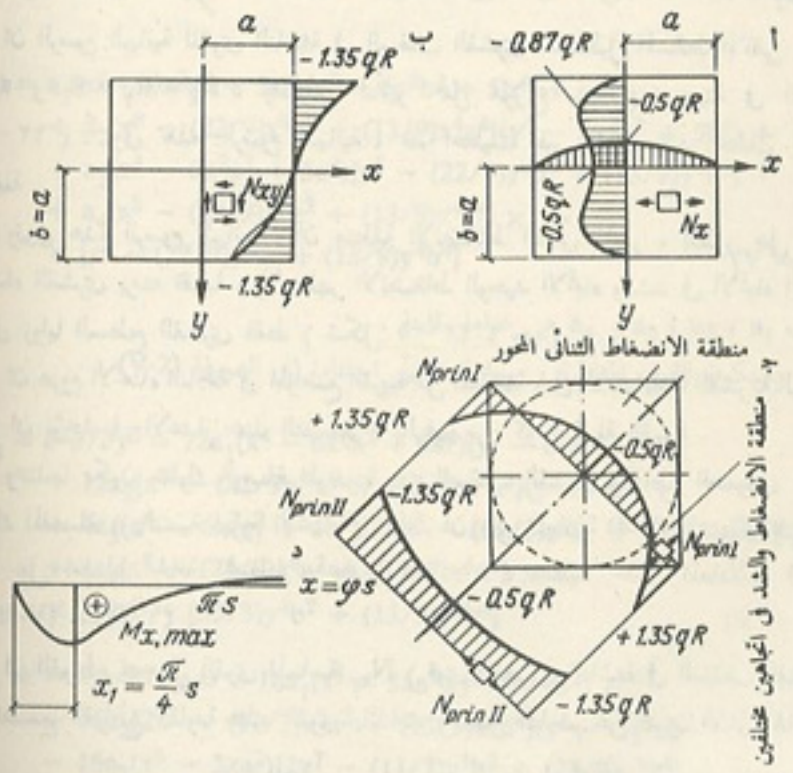
ونستخرج قوة الانضغاط القصوى خارج الجزء المركزى :

$$N_{x.max} = -0,87_q R = -0,87 \times 5 \times 68,2 = -297\ kN/m$$

اى انضغاط .

ونحدد القوى الرئيسية القصوى للانضغاط والشد والقص ، المؤثرة فى زوايا السقف القشرى :

$$N_{prinI} = -N_{prinII} = N_{xy.max} = 1,35qR = 1,35 \times 5 \times 58,2 = 460\ kN/m$$



شكل ٥ – ٢٢ . الرسوم البيانية للقوى الداخلية وعزوم الانحناء الناجمة فى الانشاء القشرى ذى المسقط الافقى المربع الشكل أ – القوة N_x للمقاطع عندما $x = 0$ و $y = 0$ ؛ ب – القوة N_{xy} للمقطع عندما $x = a$ ؛ جـ – القوى الاساسية للمقطع عندما $x = y$ ؛ د – عزوم الانحناء M_x فى منطقة الانحناء الموضعى حول ضلع الحيط عندما $x = -a$

وباستخدام المعادلة (V-26) نستخرج عزم الانحناء الاقصى ، عند وقوع اصل الاحداثيات على القاطع العمودى :

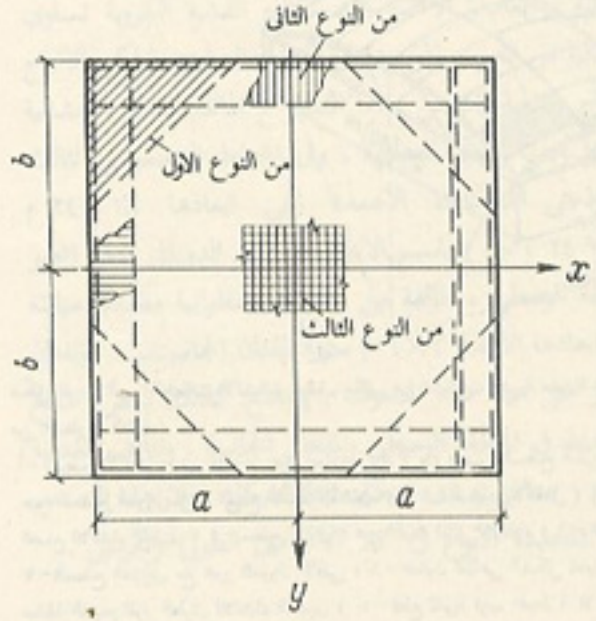
$$M_{x.max} = 0,0937Rhq = 0,0937 \times 68,2 \times 0,07 \times 5 = 2,24\ kN \cdot m/m$$

وهذا العزم يؤثر على المساحة المعطاة من المعادلة (V-27) :

$$x_1 = 0,597\sqrt{Rh} = 0,597\sqrt{68,2 \times 0,07} = 1,3\ m$$

ويتم تسليح السقف القشرى تبعا للقوى الداخلية الناشئة عند تسليط الحمل الخارجى (شكل ٥ – ٢٣) .

ويوضع فى زوايا السقف القشرى ، فولاذ تسليح مائل من النوع الاول ، وذلك استنادا الى حساب مقاومة قوى الشد الرئيسية ، كما يوضع فى الاماكن القريبة من المحيط فولاذ تسليح من النوع الثانى ، وذلك لمقاومة عزوم الانحناء الموضعية ، ويوضع على مساحة السقف القشرى برمته ، فولاذ تسليح انشائى من النوع الثالث . ومن الافضل ان يكون فولاذ التسليح من النوع الاول ، سابق الاجهاد . واستنادا الى القوى المماسة N_{xy} (قوى القص) يتم حساب وتصميم وصلات السقف القشرى مع القواطع العمودية . وتصمم القواطع على شكل عتبات او جمالونات او عقود ذات اوتار (عتبات) . وتكون اوتار العقود والاوتار السفلى للجمالونات ، سابقة الاجهاد .



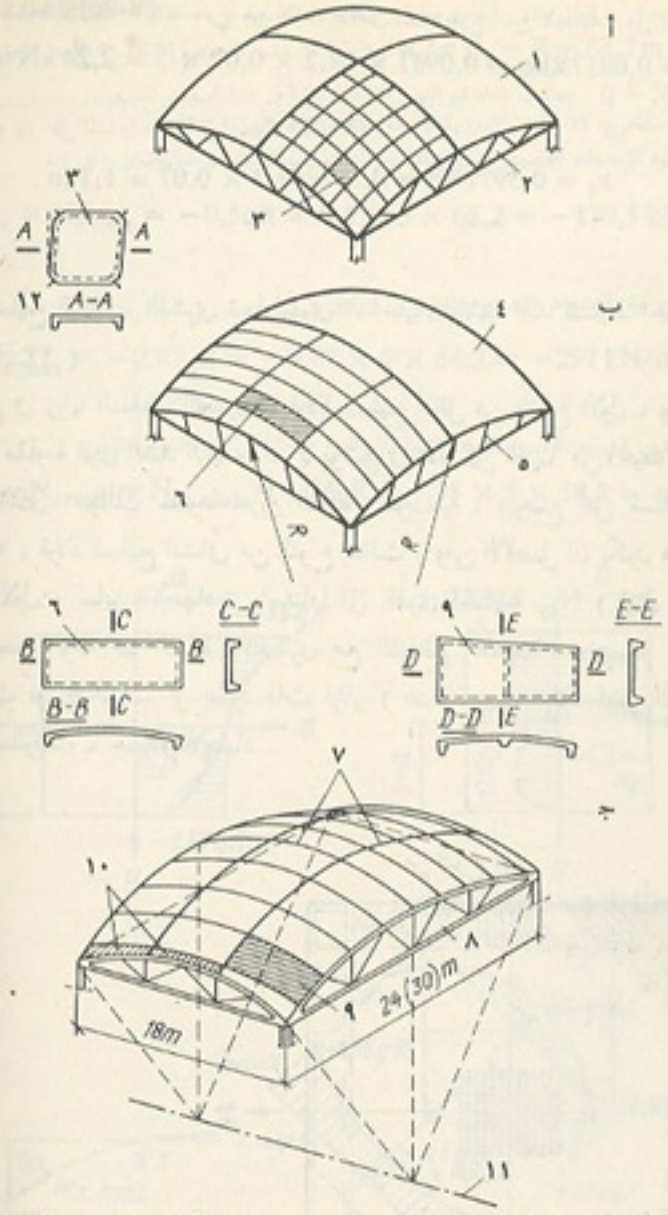
شكل ٥ – ٢٣ . الرسم التخطيطى لتسليح الانشاء القشرى المعتدل الانحناء ، ذات المنحنى الغاوسى الموجب ، والمسقط الافقى المستطيل

وتؤثر فى زوايا السقف القشرى ، قوى انضغاط قصوى فى الاتجاه القطرى المائل . وفى هذه المواضع يزاد ثخن السقف القشرى ، استنادا الى شرط المقاومة الضرورية .

ويراجع استقرار السقوف القشرية من النوع المذكور بواسطة نفس الصيغ التى تستخدم لمراجعة استقرار السقوف القشرية الدورانية (لاحظ البند السادس من هذا الفصل) .

وفى التطبيقات العملية لانشاء السقوف القشرية المعتدلة الانحناء السابقة الصنع ، ذات المنحنى الغاوسى الموجب ، توجد ثلاثة انواع من هذه التصاميم . وفى احد هذه التصاميم (شكل ٥ – ٢٤ ، أ) ، قسم الانشاء القشرى الانتقالى الى عدة الواح هيكلية (بلاطات) لها نفس الابعاد الافقية الاسمية فى المسقط الافقى وهى ٣×٣ م . وتكون هذه الالواح الهيكلية مستوية ومعززة باضلاع فى محيطها ، وباضلاع مربعة فى الجزء المركزى للسقف القشرى ، وباضلاع على شكل المعين عند زوايا السقف القشرى . وتحتوى الالواح الهيكلية الزاوية (بلاطات الزوايا) على اضلاع قطرية ذات قنوات طولية لاجل ترتيب وادخال قضبان التسليح السابقة الاجهاد لزوايا الانشاء القشرى . وفى المناطق المعرضة لتأثير قوى مماسة كبيرة المقادير ، تصمم وصلات الالواح الهيكلية بشكل خابورى (خوابير أو دسر) . ومن عيوب مثل هذا التصميم ، هى الابعاد (الحجوم) الصغيرة نسبيا للقطع السابقة الصنع ، وعملية التركيب الغالية التكاليف والمجهدة باستخدام ادوات تشغيل دليلية معقدة ، والعدد الكبير من التوصيلات والوصلات الملحومة .

وهناك مخطط تصميمى آخر (شكل ٥ – ٢٤ ، ب) يقسم فيه الانشاء القشرى الكروى الى الواح هيكلية اسطوانية ، ابعادها الاسمية عند سطح القشرة الكروية تساوى ٣×١٢ م . ويعتبر هذا المخطط حاليا من العيوب الموجودة فى المخطط السابق ، ولكن الالواح الهيكلية الاسطوانية ، معقدة الانتاج وصعبة الشحن ، اما السطوح المائلة للقطع الانشائية الحافية ، فتعتبر غير مستحسنة من وجهة النظر المعمارية . وفى المخطط التصميمى الثالث (وهو المخطط التصميمى النموذجى شبكات الاعمدة التى ابعادها ١٨×٢٤ م و ١٨×٣٠ م ، لاحظ الشكل ٥ – ٢٤ ، جـ) يقسم الانشاء القشرى الدورانى (ذو المحور الافقى) الى ثلاث مناطق : المنطقة الوسطى ، المؤلفة من بلاطات اسطوانية مضلعة متماثلة الطراز مستطيلة المسقط الافقى ، ابعادها الاسمية ٣×٦ م ، والمنطقتان الجانبيتان ، المؤلفتان من بلاطات اسطوانية متماثلة الطراز على هيئة شبه المنحرف . وتوضع كذلك بعض القطع الانشائية الاضافية ، بالقرب من المحيط فى المنطقة الوسطى والمناطق الجانبية . وتتألف القطعة الانشائية المحيطية من جمالون قطاعى (سنامى) ذى شبكة مثلثة الشكل . وان هذا التصميم يمكن ان يستخدم ايضا فى المبانى المتعددة الابواع فى كلا الاتجاهين الطولى والعرضى .

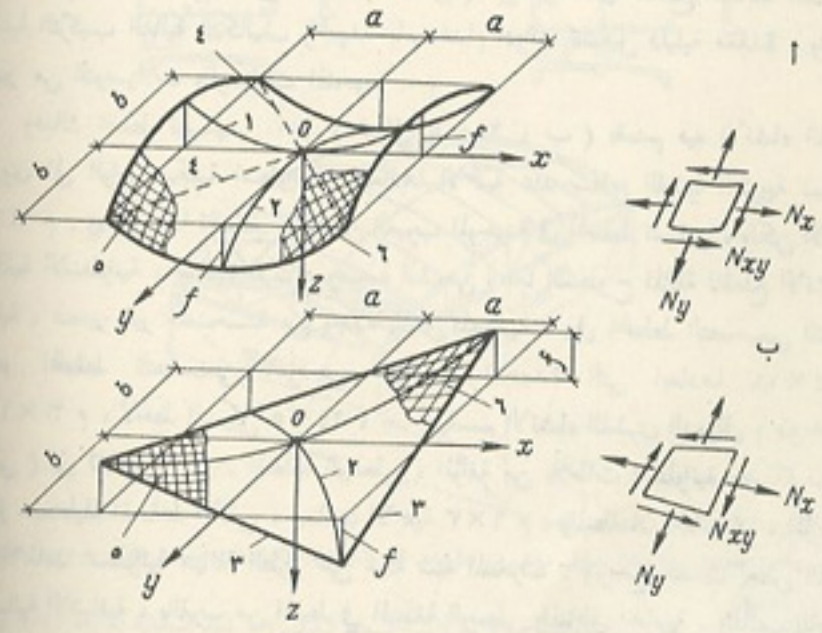


شكل ٥ – ٢٤ . المخططات الانشائية لسقف مؤلف من انشاءات قشرية معتدلة الانحناء ذات منحنى غاوسى موجب ، مكونة من السطوح التالية :

أ – السطح الانتقال (من قطع مستوية ابعادها ٣×٣ م) ؛ ب – السطح الكروى (من قطع اسطوانية ابعادها ٣×١٢ م) ؛ جـ – السطح الدورانى (من القطع الاسطوانية المعينة) ؛ ١ – السطح الانتقال ؛ ٢ – قاطع عمودى ؛ ٣ – مخطط القطعة قبل سابقة الصنع للانشاء القشرى ؛ ٤ – سطح كروى ؛ ٥ – المحيط المائل للانشاء ؛ ٦ – مخطط القطعة السابقة الصنع للانشاء القشرى ؛ ٧ – السطح الدورانى مع محور الدوران الافقى ؛ ٨ – جمالون قطاعى الشكل يحتوى على شبكة مثلثة ؛ ٩ – مخطط قطعة نموذجية سابقة الصنع لوتر الطرق للانشاء القشرى ؛ ١٠ – قطع ثانوية قرب المحيط ؛ ١١ – محور الدوران ؛ ١٢ – الاقسام البارزة لقضبان التسليح

البند الخامس
السقوف القشرية المستطيلة المسقط الافقى ، ذات المنحنى الفاوسى السالب

سنبحث هنا السقوف القشرية المستطيلة المسقط الافقى ، التى تكون على هيئة المنحنى الفاوسى السالب ، ذات المنحنيات السطحية من الدرجة الثانية للانحناء . وهناك نوعان من هذه السطوح : فى النوع الاول تكون خطوط المنحنيات الرئيسية للسطح موازية لاضلاع القاعدة (شكل ٥ – ٢٥ ، أ) ، وفى النوع الثانى تكون هذه الخطوط ، متجهة بمحاذاة الاضلاع القطرية للقاعدة (شكل ٥ – ٢٥ ، ب) . ويمكن اعتبار الانشاء القشرى من النوع الاول ، بمثابة انشاء قشرى ذى سطوح انتقالية ، يصمم بالطريقة المشروحة أعلاه . وهنا يجب أن نأخذ فى الاعتبار ، أنه لما كان الانحناء السطحى فى اتجاه المحور Ox سالبا ، ستكون القوى N_x ، قوى شد . وفى اتجاه الانحناء السطحى الموجب ، تبقى قوى الانضغاط مؤثرة . ان قوى الشد N_x يجب تحملها كافة من قبل فولاذ التسليح الفعال ، الذى يجب ان يكون سابق الاجهاد .



شكل ٥ – ٢٥ . الانشاءات القشرية ذات المنحنى الفاوسى السالب والمستطيلة المسقط الافقى
أ – خطوط الانحناءات الاساسية الموازية لاضلاع القاعدة ؛ ب – المولدات الخطية المستقيمة الموازية لاضلاع القاعدة ؛ ١ – خط الانحناء السالب الاساسى ؛ ٢ – خط الانحناء الموجب الاساس ؛ ٣ – المولد الخطى المستقيم ؛ ٤ – الخطوط المستقيمة فى السطح ؛ ٥ – احد اشكال التسليح بواسطة القضبان المنحنية ؛ ٦ – احد اشكال التسليح بواسطة القضبان المستقيمة

ان معادلة سطح الانشاء القشرى من النوع الثانى ، هى كما يلى :

$$z = (f/ab)xy \qquad (V-42)$$

اما صيغ الانحناءات فهى كما يلى :

$$\left.\begin{aligned} k_x &= \partial^2 z/\partial x_2 = 0; \quad k_y = \partial^2 z/\partial y^2 = 0 \\ k_{xy} &= \partial^2 z/\partial x\,\partial y = f/ab \end{aligned}\right\} \qquad (V-43)$$

وفى هذه الحالة ، سوف تختصر المعادلة الخاصة بالتوازن (V-1) الى ما يلى :

$$+2(f/ab)(\partial^2\varphi/\partial x\,\partial y) = +q \qquad (V-44)$$

ولنبحث الآن أحد الانشاءات القشرية ، المعرض لتأثير حمل موزع بانتظام q .

ان دالة الاجهادات فى هذه الحالة هى :

$$\varphi = (qab/2f)xy \qquad (V-45)$$

وهذه الصيغة تحقق شروط اطراف الانشاء القشرى وهى : $N_x = 0$ ، عند $x = \pm a$ و $N_y = 0$ ، عندما $y = \pm b$ (نظرا للمرونة المطلقة للقطع الانشائية الحافية ، فى الاتجاه العمودى على مستواها) ، وكذلك تحقق هذه الصيغة المعادلة (V-44) .

واستنادا الى العلاقات (V-2) نحصل على ما يلى :

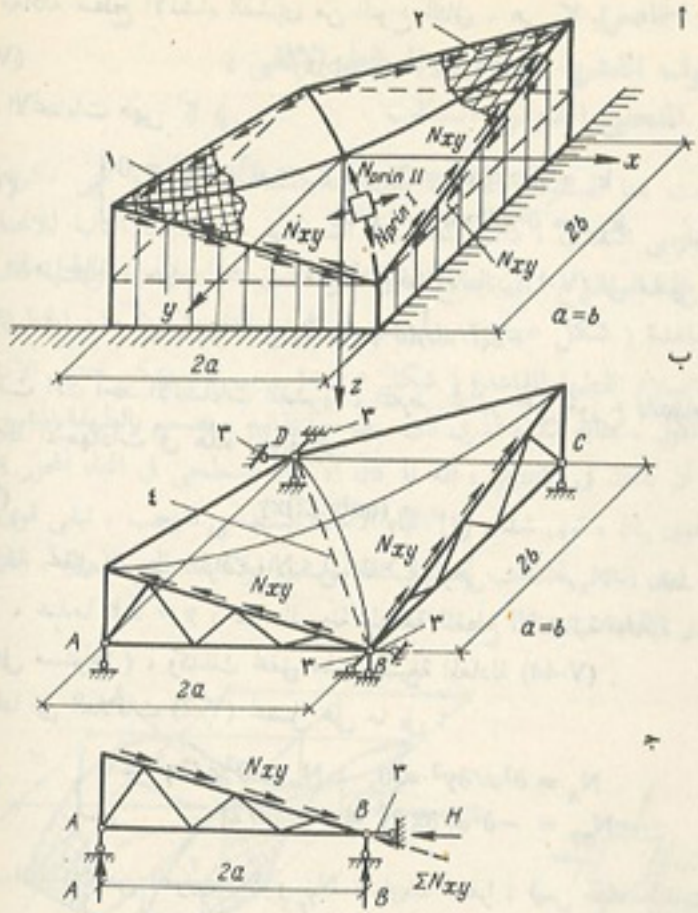
$$\left.\begin{aligned} N_x &= \partial^2\varphi/\partial y^2 = 0; \quad N_y = \partial^2\varphi/\partial x^2 = 0 \\ N_{xy} &= -\partial^2\varphi/\partial x\,\partial y = -qab/2f \end{aligned}\right\} \qquad (V-46)$$

وهكذا نجد ان كلا من القوتين N_x و N_y تساويان صفرا ، ليس عند حافات الانشاء القشرى فحسب ، بل وفى كافة نواحى الانشاء ، وتكون القوى المماسة N_{xy} ثابتة ومعاكسة للقوى المؤثرة فى القطعة الانشائية للانشاء القشرى المبين فى الشكل (٥ – ٢٥ ، ب) . وبصورة عامة يكون الانشاء القشرى برمته معرضا للقص الخالص (pure shear) .

ومن الناحية التطبيقية ، نجد ان افضل السطوح القشرية هى تلك التى فيها $a = b$ ، مثل السطوح المكافئة الزائدة المتساوية الاضلاع . وفى مثل هذه السطوح القشرية ، تستخرج القوى الرئيسية (بمحاذاة خطوط المنحنيات الرئيسية) وتحدد اتجاهاتها باستخدام الصيغ (V-41) كما يلى :

$$\left.\begin{aligned} N_{prinI} &= -N_{prinII} = qab/2f \\ \alpha_{prinI} &= -\alpha_{prinII} = -45^\circ \end{aligned}\right\} \qquad (V-47)$$

واستنادا الى ذلك ، نجد أن قوى الشد الثابتة القيمة ، تتطور فى اتجاه خطوط الانحناء الرئيسى السالب . ويجب تحمل كافة قوى الشد الرئيسية ، من قبل فولاذ التسليح الفعال ، فى



شكل ٥ – ٢٦ . الانشاءات القشرية ذات المنحنى الغاوسى السالب

أ – اسناد الانشاء القشرى على الجدران الجانبية ؛ ب – اسناد الانشاء القشرى على الجمالونات ؛ جـ – جمالون معرض لتأثير القوى المماسية المتنقلة من الانشاء القشرى ؛ ١ – قضبان التسليح الفعالة المنحنية ؛ ٢ – احد اشكال التسليح بالقضبان المستقيمة ؛ ٣ – المساند الافقية للجمالونات ؛ ٤ – العتبة (الشدادة) التى تعوض عن المساند الافقية

اتجاه قطرى واحد فى المسقط الافقى (اى من قبل قضبان التسليح المنحنية) او فى اتجاهين بمحاذاة اضلاع المحيط (اى من قبل قضبان التسليح القائمة الزوايا) كما مبين فى الشكل (٥ – ٢٥ ، ب) .

ان القوى المماسة تنتقل من الانشاء القشرى الى القطع الانشائية الحافية . واذا كانت هذه القطع الحافية هى عبارة عن جدران جاسئة (شكل ٥ – ٢٦ ، أ) عندئذ يمكنها مقاومة وتحمل القوى المماسة المذكورة ، واذا كانت عبارة عن جمالونات (شكل ٥ – ٢٦ ، ب) يجب عندئذ وضع مساند ضد الانحرافات الافقية للجمالونات عند تعرضها للقوى المماسة

N_{xy} المنتقلة من الانشاء القشرى (لاحظ الوضع رقم 3 فى الشكل ٥ – ٢٦ ، ب ، جـ) او وضع عتبة شد قطرية تقوم مقام تلك المساند .

ويتضح من شرط توازن القوى فى الجمالون (مجموع العزوم حول المسند B عند تأثير القوى N_{xy} على امتداد محور الوتر العلوى ، يساوى صفرا) كما مبين فى الشكل (٥ – ٢٦ ، ب) . ان رد فعل المسند A يساوى صفرا . وهكذا فان الحمل الموزع بانتظام الناجم عن وزن السقف ، طبقا للمخطط التصميمى المبين فى الشكل (٥ – ٢٦ ، ب) يتحمله المسندان B و D فقط ، اما المسندان A و C فلا يتعرضان لاى تأثير أو حمل . وفى هذه الحالة لا يظهر اى اجهاد فى الوتر السفلى وفى كافة قضبان الشبكة الجمالونية .

ان تقسيم الانشاءات القشرية ذات المنحنى الغاوسى السالب الى عدة قطع سابقة الصنع ، يجرى بطريقة مشابهة لما هى عليه فى الشكل (٥ – ٢٤) .

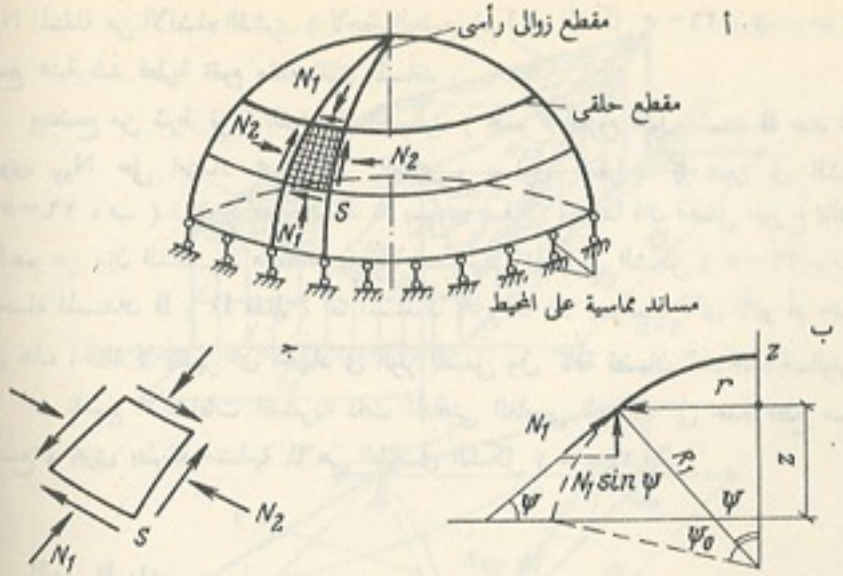
البند السادس
القبب

تتميز القبب (gomes) بظروف ملائمة جدا للعمل فى الفراغ ، اى انها تستو فى شروط المقاومة فى حيز الفراغ . وهى اكثر فائدة اقتصادية من غيرها من السقوف القشرية وذلك بالنسبة لكمية مواد البناء المستهلكة . ويتألف السقف المقبب (gome roof) من قطعتين انشائيتين اساسيتين : الانشاء القشرى والحلقة العتبية الساندة (لاحظ الشكلين ٥ – ١ ، جـ و ٥ – ٢٩ ، أ) . واذا كانت القبة تحتوى على نافذة مركزية علوية ، عندئذ يتم أيضا انشاء حلقة محيطية فى الاعلى وتحيط بالنافذة .

ان القبة المستندة على مسند مفصلى متحرك ، منطبق مع اتجاه مماس الانشاء القشرى ، تعتبر بمثابة انشاء محدد استاتيا (شكل ٥ – ٢٧ ، أ) . ويمكن ان تصمم القبة الرقيقة الجدران (القشرية) مثل تصميم بقية السقوف القشرية بواسطة نظرية اللاعزوم (moment-free theory) .

ان عنصر الانشاء المقبب ، المحاط بمقطعين زواليين رأسيين (meridians) ومقطعين حلقيين ، يكون معرضا للقوى التالية : القوة الزوالية الرأسية (meridian force) وهى N_1 ، القوة الحلقية المتوازية N_2 وقوة القص المماسة S (شكل ٥ – ٢٧ ، جـ) المؤثرة فى وحدة طول المقطع العرضى . وفى حال الحمل المتماثل المحور ، تعتبر القوة S مساوية للصفر .

والآن نستخدم الرموز التالية : ψ – الاحداثى الزاوى الحالى ، Q_ψ – الحمل المؤثر فى القطعة الدائرية المحصورة بالزاوية ψ .



شكل ٥ – ٢٧ . الرسوم التخطيطية لتصميم القبة

أ – مخطط القبة ذات المسند المفصلى المتحرك على امتداد المحيط؛ ب – قسم القبة ، المنفصل بمستوى يوازى القاعدة؛ جـ – قطعة من القبة ، مع كافة القوى الداخلية المؤثرة فيها

ومن شرط توازن القوى فى الجزء المقتطع من القبة (شكل ٥ – ٢٧ ، ب) نحصل على المعادلة التالية :

$$N_1 = Q_\psi / 2\pi r \sin\psi \qquad (V - 48)$$

ان المسقط الافقى H للقوة N_1 ، يسمى بقوة الدفع ويساوى ما يلى :

$$H = N_1 \cos\psi = (Q_\psi \operatorname{ctg}\psi)/2\pi r \qquad (V - 49)$$

وبتعويض القيم التالية :

$$N_x = -N_1; \quad N_y = -N_2; \quad N_{xy} = S = 0;$$
$$k_x = 1/R_1; \quad k_y = 1/R_2$$

نحصل من المعادلتين (V-1) و (V-2) على ما يلى :

$$N_1/R_1 + N_2/R_2 = q_\psi \qquad (V - 50)$$

حيث q_ψ – مركبة الحمل العمودية على سطح القبة .

ولنبحث الآن القبة ذات السطح القشرى الكروى فى حالة $R_1 = R_2 = R$. ونرمز الى الحمل الناجم عن كتلة القبة الكروية ، المؤثر على وحدة السطح بالرمز g ، عندئذ سوف نحصل على ما يلى (شكل ٥ – ٢٨ ، أ) :

$$q_\psi = g\cos\psi; \qquad Q_\psi = 2\pi Rag \qquad (V - 51)$$

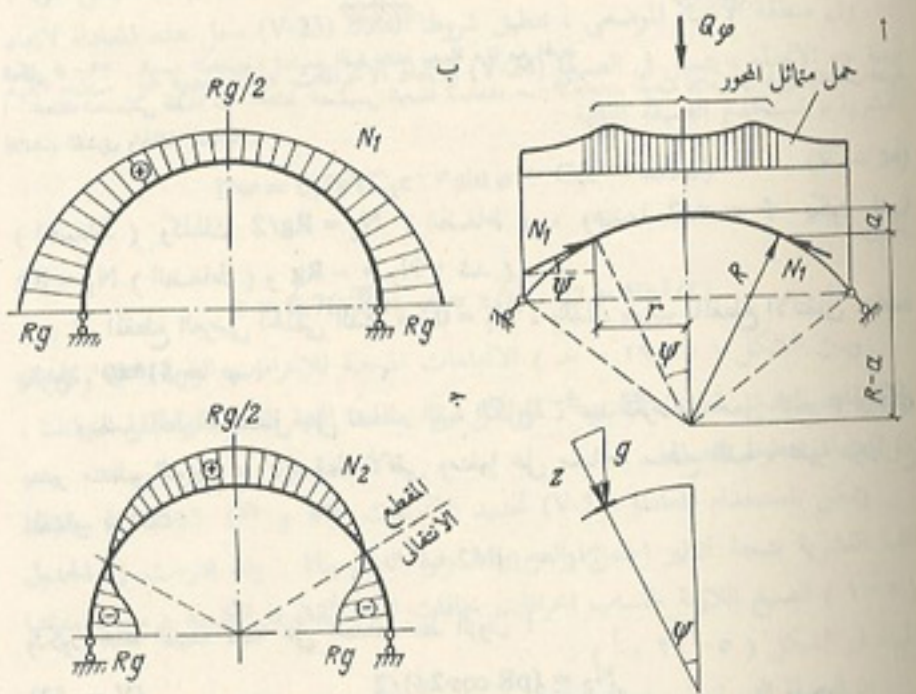
وباستخدام الصيغتين (V-51) والعلاقتين التاليتين :

$$a = R(1 - \cos\psi); \qquad r = R\sin\psi$$

سوف نحصل من الصيغتين (V-48) و (V-50) على ما يلى :

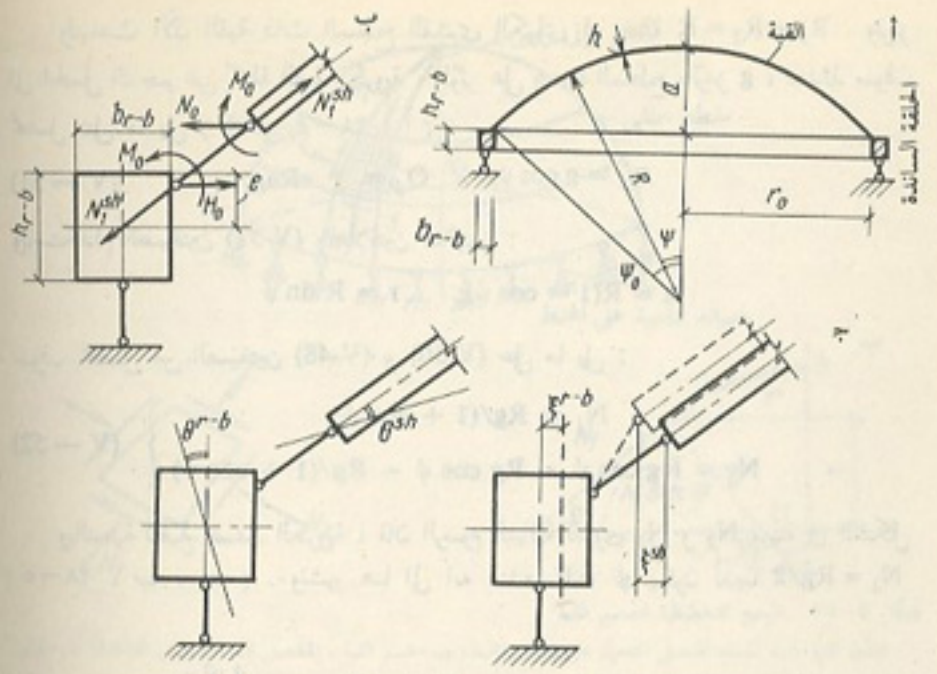
$$\left.\begin{aligned} N_1 &= Rg/(1 + \cos\psi) \\ N_2 &= Rg\cos\psi - Rg\cos\psi - Rg/(1 + \cos\psi) \end{aligned}\right\} \qquad (V - 52)$$

وبالنسبة للقبة نصف الكروية ، فان الرسوم البيانية للقوى N_1 و N_2 مبينة فى الشكل (٥ – ٢٨ ، ب ، جـ) . ونشير هنا الى انه عندما $\psi = 0$ يكون لدينا $N_1 = Rg/2$



شكل ٥ – ٢٨ . قبة كروية محددة استاتيا

أ – المخطط التصميمى ؛ ب ، جـ – الرسمان البيانيان للقوى N_1 و N_2 الناجمة فى القبة نصف الكروية ، عن تأثير الكتلة الذاتية للسقف



شكل ٥ – ٢٩ . الرسوم التخطيطية لتصميم القبة المثبتة بوصلة مرنة مع الميط
أ – المخطط التصميمي للقبة؛ ب – المخطط التصميمي للوصلة الساندة؛ جـ – الاتجاهات الموجبة للانحرافات الزاوية ونصف قطرية للانشاء القشري والحلقة الساندة

(انضغاط) وكذلك $N_2 = Rg/2$ (انضغاط) ، وعندما $\psi = \pi/2$ يكون لدينا $N_1 = Rg$ (انضغاط) و $N_2 = -Rg$ (شد) .

ان المقطع العرضي الحلقي الذي فيه $N_2 = 0$ ، والذي يعرف بالمقطع الانتقالي ، يحدد بالزاوية $\varphi = 51°49'$.

وبنفس الطريقة نحصل على تصميم القبة الكروية ، عند تعرضها لحمل الثلج p ، الذي يعتبر منتظم التوزيع على المسقط الافقي ومتغيرا على مساحة سطح القبة ، تغيرا طرديا مع المقدار $\cos\psi$:

$$N_1 = pR/2$$

وتكون هذه القيمة ثابتة على امتداد خط الزوال ؛

$$N_2 = (pR\cos 2\psi)/2 \qquad (V - 53)$$

ان الاحمال الرئيسية التي تحدد ابعاد الانشاء المقبب هي الوزن الذاتي للقبة القشرية مع العازل الحراري ومواد التسقيف ، بالاضافة الى حمل الثلج . ويعتبر كلا الحملين مؤثرين تأثيرا

متماثل المحور . وتكون احمال الريح ذات قيمة غير جوهرية في حالة السقوف المقببة المعتدلة الانحناء ، ويمكن عدم اخذها في الاعتبار . اما في حالة القبب المرتفعة ، القليلة الاستخدام عمليا ، فيتم حساب القوى الناجمة عن احمال الريح ، باستخدام الطرق المشروحة في نظرية المرونة .

وفي الانشاءات الفعلية ، تكون قشرة القبة غير حرة الاستناد ، بل مرنة التثبيت في الحلقة العتبية الساندة (شكل ٥ – ٢٩ ، أ) . ونظرا لذلك تنشأ في محيط استناد القبة القشرية ، قوى اضافية غير محددة استاتيا – عزم الانحناء M_0 المؤثر في اتجاه خط الزوال الرأسي ، وقوة الدفع الحلقية H_0 (شكل ٥ – ٢٩ ، ب) . وتحدد هذه القوى من شرط الانفعال الموحد للقبة القشرية والمسند الحلقي . ولا ينعكس تاثير قطعة التثبيت المحيطية المرنة ، على القبة القشرية الا في الاماكن القريبة من المسند الحلقي ، ويضاف هذا التأثير الى حالة الاجهاد اللاعزمية العامة للقبة .

وقد توصل الاستاذ السوفييتي المهندس باسترناك في الفترة الواقعة بين ١٩٢٥ – ١٩٢٧ لاول مرة الى حل مسألة تحديد القوى الحافية الناشئة في القبة ذات التثبيت المحيطي المرن .

وفي منطقة الانحناء الموضعي ، تنطبق شروط المعادلة (V-23) وحل هذه المعادلة لايجاد قيمة عزم الانحناء ، يتمثل في الصيغة (V-24) ولايجاد الانحرافات w العمودية على سطح القبة القشرية ، تستخدم الصيغة التالية :

$$Dw = 0{,}5s^2(C_1e^{-\varphi}\sin\varphi + C_2e^{-\varphi}\cos\varphi) \qquad (V - 54)$$

حيث

$$s = 0{,}76\sqrt{Rh};\ \varphi = x/s;\quad D = Eh^3/12$$

ويبين الشكل (٥ – ٢٩ ، جـ) الاتجاهات الموجبة للانحرافات الزاوية θ^{sh} و θ^{r-b} والانحرافات النصف قطرية ξ^{sh} و ξ^{r-b} لكل من حافات القبة القشرية والحلقة الساندة ، على امتداد خطوط اتصالها .

ويمكن باستخدام المعادلة (V-54) تحديد الانحرافات θ^{sh} و ξ^{sh} الناشئة في حافات القبة القشرية نتيجة لتأثير الحمل والعزم M_0 وقوة الدفع H_0 . وقد ادرجت في الجدول (٥ – ١) الصيغ اللازمة لحساب انحرافات حافات القبة القشرية الكروية ، مع بارامتراتها المبينة في الشكل (٥ – ٢٩ ، أ) .

ان الوصلة التي تربط بين القبة القشرية والمسند الحلقي التي ترتكز عليه ، تصمم عادة بحيث ان قوة الضغط الرأسية الزوالية الناجمة عن الاحمال p ، g ، N_1^{sh} ، عند وجود المسند الخالي من العزوم ، تمر في مركز ثقل المقطع العرضي للمسند الحلقي (شكل ٥ – ٢٩ ، ب)

الصيغ الخاصة بحساب انحرافات الحلقة الساندة وحافة القبة القشرية الكروية

	القوى والأحمال المؤثرة		
	حمل الثلج المنتشر p	الوزن الذاتى للسقف القشرى g	الحمل المؤثر فى الحافة M_0
	—	—	—
الانحرافات الحافة للقبة القشرية الكروية	—	—	$C_1 = M_0$ $C_2 = -M_0$ $\theta_M^{sh} = -sM_0/D$ $\xi_M^{sh} = -s^2M_0 \sin \psi_0/2D$
	—	—	$C_1 = 0$ $C_2 = sH_0 \sin \psi_0$ $\theta_H^{sh} = -s^2H_0 \sin \psi_0/2D$ $\xi_H^{sh} = -s^3H_0 \sin^2 \psi_0/2D$
انحرافات الحلقة الساندة (على امتداد الوتر)	$\theta_p^{sh} = 3pR \sin 2\psi_0/2Eh$ $\xi_p^{sh} = -pR^2 \sin \psi_0 \times \cos 2\psi_0/2Eh$	$\theta_g^{sh} = 2gR \sin \psi_0/Eh$ $\xi_g^{sh} = gR^2 \sin \psi_0[-\cos \psi_0 + 1/(1 + \cos \psi_0)]/Eh$	$\theta_M^{r-b} = 12r_0^2M_0/Eb_k h_k$ $\xi_M^{r-b} = 12r_0^2M_0/Eb_k h_k^3$
	$\xi_p^{r-b} = R^3p \cos \psi_0 \sin^2 \psi_0/2EF_k$	$\xi_g^{r-b} = R^3g \cos \psi_0 \sin^2 \psi_0/EF_k (1 + \cos \psi_0)$	$\theta_H^{r-b} = 12r_0^2H_0c/Eb_k h_k^3$ $\xi_H^{r-b} = H_0r_0^2/EF_k$

شكل ٥ – ٣٠ . المخططات التصميمية للحلقة الساندة عند تأثير :
أ – قوة الدفع ؛ ب – العزوم

محدثة فيه حالة شد محورية فقط ، بدون اى انحناء . وان فعل القوى N_1^{sh} الناجمة عن الحملين p و g تحدث انحرافات نصف قطرية فى الحلقة الساندة ، ξ_p و ξ_g (ولا تحدث هنا اية انحرافات زاوية) .

ونتيجة لتأثير قوة الدفع H_0 فى الحلقة الساندة (شكل ٥ – ٣٠ ، أ) ينشأ فيها اجهاد شد N_H^{r-b} ، يؤدى الى حدوث انحراف نصف قطرى فى محور هذه الحلقة الساندة ξ_H^{r-b}. ان قوة الدفع H_0 تؤثر على الحلقة الساندة ، بلا تمركزية قدرها c كما مبين فى الشكل (٥ – ٢٩ ، ب) محدثة بذلك العزم H_0c الذى يجعل الحلقة الساندة تدور بزاوية قدرها θ_H^{r-b}.

ونتيجة لتأثير العزم M_0 الموزع بانتظام على امتداد الحلقة ، نجد ان المقطع العرضى للحلقة الساندة هذه ، يدور بنفس الزاوية السابقة ايضا θ_M^{r-b} (شكل ٥ – ٣٠ ، ب) . وفى هذه الحالة لا تنفعل طبقة الحلقة الواقعة فى مستوى مركز مقطعها العرضى ، وذلك الجزء من المقطع ، الواقع فوق الطبقة المذكورة ، يتعرض للشد ، بينما الجزء الواقع تحت تلك الطبقة ، يتعرض للانضغاط . أما الحلقة الساندة برمتها ، فتتعرض للانحناء فى الاتجاه المحورى الرأسى .

ان الصيغ الخاصة بحساب انحرافات الحلقة الساندة للقبة القشرية الكروية ، مدرجة فى الجدول (٥ – ١) .

والانحرافات الاجمالية الزاوية لحافة القبة القشرية والحلقة الساندة لها ، على امتداد خطوط اتصالهما ، والناجمة عن تأثير الحمل والقوى المجهولة M_0 و H_0 ، يجب ان تساوى ما يلى :

$$\theta_p^{sh} + \theta_g^{sh} + \theta_M^{sh} + \theta_H^{sh} = \theta_M^{r-b} + \theta_H^{r-b} \qquad (V - 55)$$

وتنطبق نفس الحالة على الانحرافات النصف قطرية :

$$\xi_p^{sh} + \xi_g^{sh} + \xi_M^{sh} + \xi_H^{sh} = \xi_p^{r-b} + \xi_g^{r-b} + \xi_M^{r-b} + \xi_H^{r-b} \qquad (V - 56)$$

وبتعويض الانحرافات المحسوبة من الجدول (٥ – ١) فى هذه المعادلات (بأخذ علامات الانحرافات فى الاعتبار) نحصل على معادلتين تحتويان على مجهولين هما M_0 و H_0 ، ونحل هاتين المعادلتين نحصل على القيمة المطلوبة .

ان عزوم الانحناء الناجمة فى منطقة الانحناء الموضعى ، تحدد من الصيغة (V-24) ، التى تتحول بعد اختصارها الى الشكل التالى :

$$M_x = M_0(\cos\varphi + \sin\varphi)e^{-\varphi} - sH_0 \sin\varphi_0 \sin\varphi e^{-\varphi} \qquad (V - 57)$$

والقوة الحلقية تتألف من مجموع القوى الناجمة عن الحمل والعزم M_0 والقوة H_0 :

$$N_2 = N_2^{(p)} + N_2^{(g)} + N_2^{(M_0)} + N_2^{(H_0)} \qquad (V - 58)$$

وهذا يعنى ان :

$$N_2 = gR[\cos\psi - 1/(1 + \cos\psi)] + pR\cos 2\psi/2 + \\ + 2RM_0e^{-\varphi}(\sin\varphi - \cos\varphi)/s^2 + \\ + [2RH_0 \sin\psi_0 e^{-\varphi}\cos\varphi]/s \qquad (V - 59)$$

ان الحدين الاول والثانى من المعادلة (V-59) يحسبان استنادا الى الازاحة الزاوية ψ التى تبدأ من قمة القبة القشرية ، اما الحدان الثالث والرابع ، فيحسبان استنادا الى الازاحة الزاوية $\varphi = x/s$ التى تبدأ من حافة القبة القشرية . وتكون قيمة الحدين الثالث والرابع ، خارج منطقة الانحناء الموضعى ، قريبة من الصفر .

ويبين الشكل (٥ – ٣١) الرسوم البيانية المميزة للعزوم الزوالية الرأسية والقوى الحلقية الناشئة فى القبب المصبوبة فى الموقع ، المثبتة بصورة مرنة على امتداد محيطها .

وتؤثر فى الحلقة العتبية الساندة ، القوة المحورية N وعزم الانحناء M :

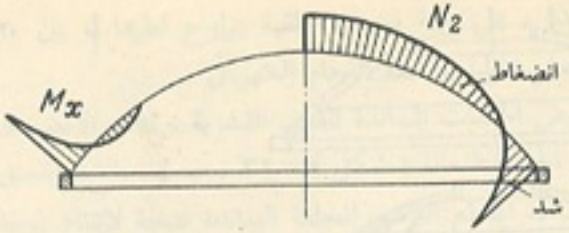
$$N = (N_1^{(p)} + N_1^{(g)})\cos\psi_0 r_0 - H_0 r_0 \qquad (V - 60)$$

$$M = M_0 r_0 \qquad (V - 61)$$

وتقع الحلقة الساندة فى ظروف الشد اللامحورى . ونظرا لقلة عزم الانحناء ، يمكن اعتبارها بمثابة انشاء معرض للشد المحورى .

وفى القبب السابقة الصنع ، عندما تكون وصلة ارتباطها مع الحلقة الساندة مصممة بحيث لا تحتوى على أية عزوم ، يجب ان يعتبر عزم الانحناء M_0 مساويا للصفر .

ويعتبر استقرار القبة القشرية مضمونا ، اذا لم تزد شدة توزيع حمل التصميم الكلى ، على



شكل ٥ – ٣١. الرسم البيانى للعزوم والقوى الدائرية (الحلقية) فى القبة ، المتصلة بوصلة مرنة مع المحيط

المقدار التالى :

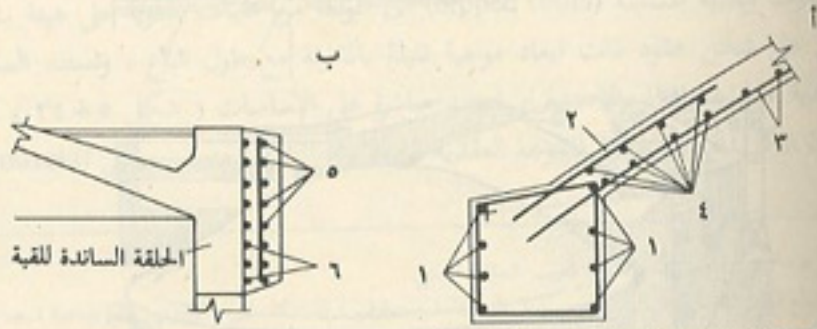
$$q = E_c(h/R)^2/20 \qquad (V - 62)$$

ولا تزيد قيمة حمل التصميم الكلى المؤثر على القبة القشرية ، على المقدار التالى :

$$P = 0{,}314E_ch^2 \qquad (V - 63)$$

حيث h – ثخن القبة القشرية الملساء . وفى حالة القبب القشرية المضلعة ، يتم ادخال القيم الاصطلاحية التالية h_f و $E_{c.f}$ ، المستخرجة من معادلات الصيغة (V-31) ، فى الصيغتين المذكورتين أعلاه .

وتنشأ القبب المصبوبة فى الموقع ، بحيث تكون ملساء عادة . وتكون قشريات القبب المعتدلة الانحناء ، عدا الاقسام الواقعة قرب المساند ، منضغطة ، وتسلح بصورة انشائية بشبكة منفردة مؤلفة من قضبان يتراوح قطرها بين ٥ و ٦ مم ، وخطوتها تتراوح بين ١٥ و ٢٠ سم . وتوضع عند المحيط قضبان اضافية فى اتجاه خط الزوال الرأسى ، محسوبة طبقا لعزم انحناء المسند M_x ، تتألف عادة من قضبان فولاذية يتراوح قطرها d بين ٦ و ٨ مم ، وقضبان حلقية اضافية لمقاومة قوى الشد الحلقية الموضعية N_2 (شكل ٥ – ٣٢ ، أ) .



شكل ٥ – ٣٢ . تفاصيل تسليح القبب المصبوبة فى الموقع

أ – عند التسليح العادى ؛ ب – باستخدام فولاذ دائرى (حلقى) سابق الاجهاد ؛ ١ – قضبان التسليح الفعالة للحلقة الساندة ؛ ٢ – قضبان تسليح اضافية لمقاومة عزم الانحناء M_x ؛ ٣ – شبكة انشائية توضع فى منطقة الانشاء القشرى برمتها ؛ ٤ – قضبان تسليح دائرية لمقاومة القوة الطولية N_2 ؛ ٥ – قضبان تسليح سابقة الاجهاد ؛ ٦ – طبقة ملاطية مسفوعة

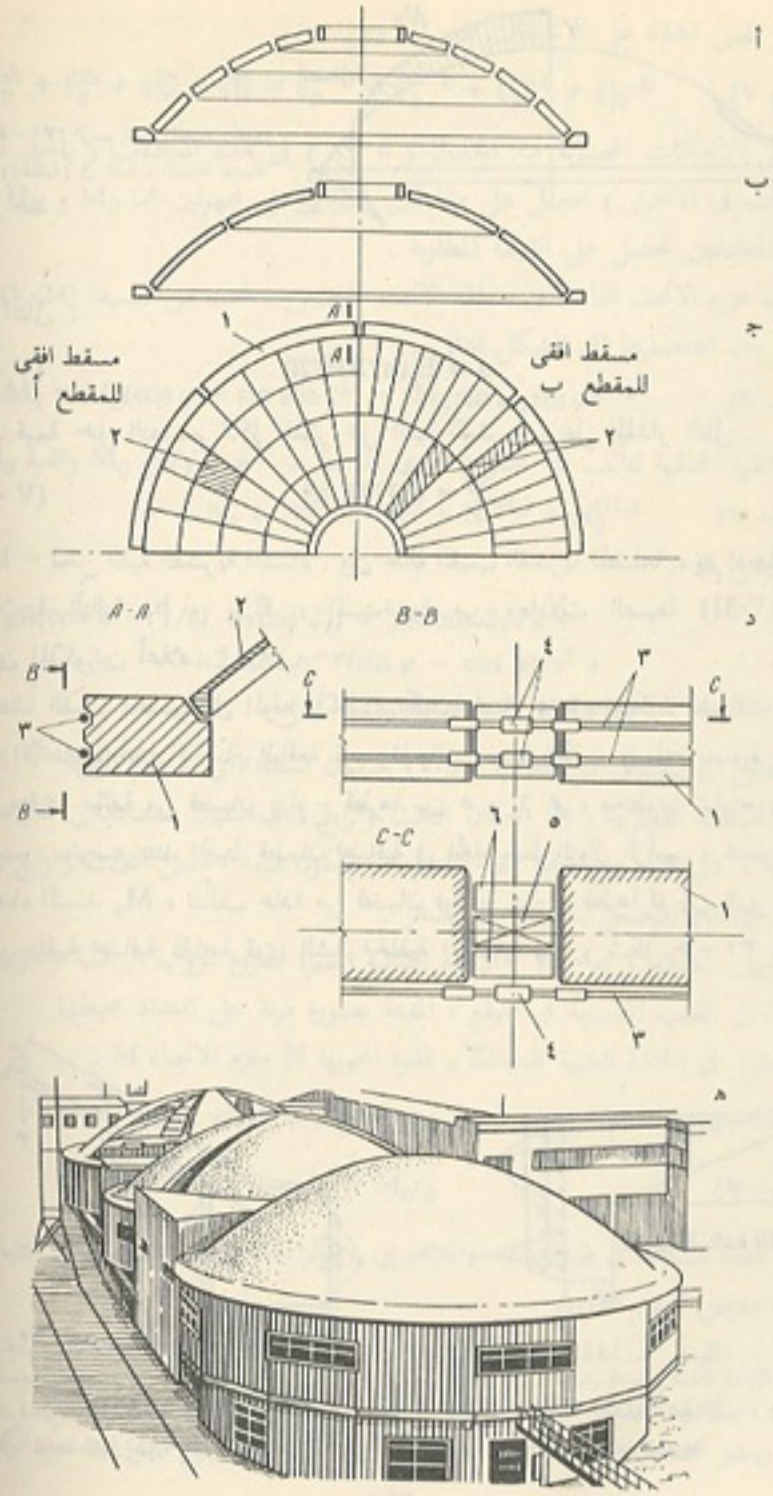
ويوضع فولاذ تسليح الحلقة الساندة ، على هيئة قضبان حلقية يتراوح قطرها d بين ٢٠ و ٣٠ مم ، وتوصل مع بعضها البعض طوليا بواسطة اللحام الكهربائى .

وفى الانشاءات الحديثة ، تعرض الحلقات الساندة للقبب القشرية ، لتأثير الانضغاط المسبق بطريقة شد قضبان التسليح الحلقية الفعالة (شكل ٥ – ٣٢ ، ب) . والشد المسبق يساعد على التقليل الكبير من مساحة المقطع العرضى للحلقة الساندة نتيجة لارتفاع درجة مقاومة التشقق فى الانشاء والاقتصاد فى كمية فولاذ التسليح بفضل استخدام الفولاذ العالى المقاومة .

ان المخططات التصميمية للقبب السابقة الصنع ، التى تكون قشرتها الكروية مقسمة الى عناصر مستوية او منحنية ، موضحة فى الشكل (٥ – ٣٣) . وتتألف العناصر السابقة الصنع من بلاطات يتراوح ثخنها الاصغر بين ٣ و ٤ سم وتكون معززة باضلاع . وتوصل مع بعضها البعض بواسطة لحام الاطراف البارزة من قضبان تسليحها او بالحام القطع الاندماجية المعدنية لتلك العناصر او القطع الصغيرة . ان الحلقات الساندة تكون أيضا سابقة الصنع ، وترتب قضبان تسليحها الفعالة السابقة الاجهاد (قضبان عادية او اسلاك مجدولة) اما فى القنوات او الاخاديد الخارجية للحلقة الساندة (شكل ٥ – ٣٣ ، د) او فى داخل المقطع (فى قنوات خاصة) .

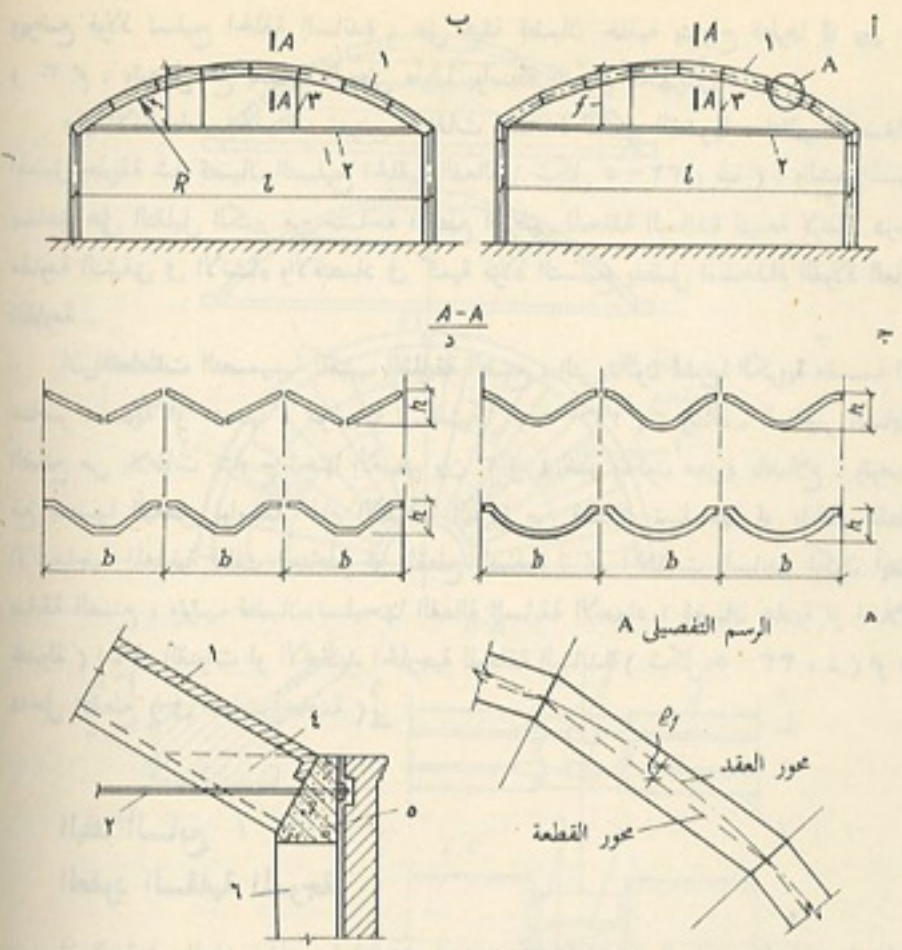
البند السابع
العقود السقفية المموجة

ان السقوف العقدية المموجة (corrugated roofs) تشمل السقوف المتعددة الموجات والسقوف العتبية المسننة (hipped roofs) اى المؤلفة من عتبات مطوية على هيئة سنام ، وهى على شكل عقود ذات ابعاد موجية قليلة بالمقارنة مع طول الباع . وتستند السقوف العقدية على الجدران او الاعمدة او تستند مباشرة على الاساسات (شكل ٥ – ٣٤) . وقد يكون شكل المقطع العرضى للموجة العقدية من الانواع التالية : منحنى جيبى (sinusoid) ،



شكل ٥ – ٣٣ . المخططات الانشائية للقبب السابقة الصنع

أ – المقطع العرضى للقبة المؤلف من قطع مستوية على هيئة شبه منحرف ؛ ب – كالسابق ، مؤلفة من قطع منحنية ؛ جـ – تقطيع القبة الى قطع سابقة الصنع (فى المسقط الافقى) ؛ د – تفصيل الحلقة الساندة ؛ هـ – مخطط سقف القبة فوق مبنى صناعى فى مدينة كراكندة السوفيتية (الانشاءات السابقة الصنع ذات المقطع النصف قطرى للقبة القشرية) ؛ ١ – القطعة السابقة الصنع للحلقة الساندة ، ٢ – القطعة السابقة الصنع للانشاء القشرى ؛ ٣ – فولاذ تسليح سابق الاجهاد ؛ ٤ – قارنات ملولبة لفولاذ التسليح السابق الاجهاد ؛ ٥ – مرفاع لسحب فولاذ التسليح وشده مسبقا ؛ ٦ – ولائج خرسانية توضع بعد عملية شد الفولاذ



شكل ٥ – ٣٤ . الرسوم التخطيطية للسقوف المؤلفة من عقود مموجة

أ – مع قطع مستقيمة سابقة الصنع ؛ ب – مع قطع منحنية سابقة الصنع ؛ جـ – المقاطع العرضية المنحنية للعقود ؛ د – المقاطع العرضية المطوية للعقود ؛ هـ – الوصلة الزاوية السائدة للعقد المموج ؛ ١ – القطع الانشائية السابقة الصنع للعقد ؛ ٢ – وتر الشد (شدادة العقد) ؛ ٣ – كتيفة التعليق فى العقد ؛ ٤ – كسارة الحجارة فى عروة العقد ؛ ٥ – عتبة سائدة ؛ ٦ – عمود

حوض منحنى ، لوح مطو (بلاطة مطوية) على هيئة مثلث او على هيئة حرف V . والقطع الانشائية السابقة الصنع التى يتألف منها مثل هذا السقف العقدى ، قد تكون مستقيمة المحور أو منحنية المحور .

وتستخدم العقود المموجة فى سقوف المبانى الصناعية والعامة التى تتراوح ابواعها بين ١٢ و ١٠٠ م واكثر من ذلك أيضا . وقد يتراوح ارتفاع السقف المنحنى f بين 1/2 و 1/10 من الباع . ويصمم العقد السقفى بحيث يكون شكله قريبا من شكل منحنى الضغط الناجم عن تأثير الحمل الاصلى (الحمل الساكن عادة) .

وفى المبانى ذات الابواع الطويلة ، يتم تصميم السقف العقدى من عدد من القطع الانشائية النموذجية السابقة الصنع ، وعندما يبلغ طول الابواع حدا يصل الى ٢٤ م ، يصمم العقد من نصفين مستقلين . وعند السطوح الطرفية ، تعزز القطع السابقة الصنع للعقود الرقيقة الجدران بواسطة الاضلاع ، التى تؤمن متانة تلك القطع عند الشحن والتركيب ، وكذلك تحسن ظروف التغطية الخرسانية المرصوصة للوصلات التى تنقل قوى الانضغاط الكبيرة القيمة .

وفى السقوف العقدية ذات الابواع الكبيرة والموجات الطويلة ، توضع قواطع حاجزة مستعرضة وعتبات شد وقطع مباعدة (فى اتجاه الموجات) وذلك لزيادة استقرار وثبات المقطع العرضى .

ولاحماد قوة دفع العقود فى السقوف العقدية ذات المساند المرتفعة المستوى ، توضع عتبات شد افقية (لاحظ الشكل ٥ – ٣٤) ، اما فى حالة المساند المنحفضة المستوى ، فتستخدم أيضا اكتاف دعم (buttresses) او تستخدم بنايات ملحقة جانبية فى حالة عدم كفاية اكتاف الدعم لتحقيق استقرار السقوف العقدية .

وفى الوصلة المسندية (شكل ٥ – ٣٤ ، هـ) تلتقى الموجات العقدية عند العتبة السائدة ، واذا كانت المسافة الفاصلة بين المساند (الاعمدة) مساوية لطول الموجة العقدية ، يكون من الافضل الاستعاضة عن العتبة السائدة ، بتعزيز وتقوية الضلع الجانبى للقطعة الطرفية السابقة الصنع للسقف العقدى .

وعند التصميم ، تعتبر كل موجة من موجات السقف العقدى بمثابة انشاء عقدى مستقل ، ذى مقطع عرضى رقيق الجدران ، عرضه يساوى طول الموجة العقدية .

وفى هذه الحالة يجب الاسترشاد بكافة القواعد الخاصة بتصميم السقوف العقدية (راجع الفصل الرابع) .

ان مقاومة الموجة العقدية تراجع فى مواضع تأثير عزوم الانحناء القصوى ، باعتبارها مشابهة للقطع الانشائية اللامحورية الانضغاط . وفى العقود المركبة من قطع مستوية ، يجب ان يؤخذ فى الاعتبار عزم الانحناء الاضافى التالى $M_1 = Ne_1$ (شكل ٥ – ٣٤ ، أ) .

وتسلح بلاطات العقود الموجية بشبكات فولاذية ملحومة ، اما الاضلاع الجانبية والطرفية للقطع السابقة الصنع للعقود ، فتسلح بهياكل فولاذية ملحومة . ويوضع بمحاذاة القطع الانشائية فى اعلى واسفل الموجة العقدية ، فولاذ تسليح تصميمى او انشائى (يوضع فى تلك الحالات التى تكون فيها لا تمركزية القوة الطولية بالنسبة لمركز ثقل المقطع ، لا تزيد على ٠٫٣٥ من ارتفاع الموجة) .

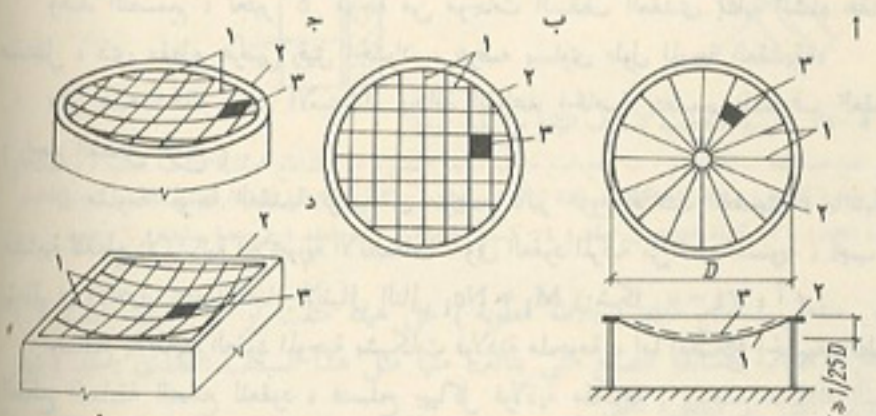
وتوضع الخرسانة فى الوصلات الطولية للقطع السابقة الصنع ، وترص جيدا . ثم تعزز

الاقسام الطرفية للقطع الانشائية بواسطة فولاذ تسليح موضعى . وفى وصلات القطع الانشائية السابقة الصنع ، تلحم الاطراف البارزة لقضبان التسليح او القطع الاندماجية المعدنية (المبيتة) .

وينصح بان يكون ثخن الاطراف الطولية للقطع الانشائية السابقة الصنع ، اكبر من الثخن الاصلى لجدار العقد بمرة ونصف الى مرتين .

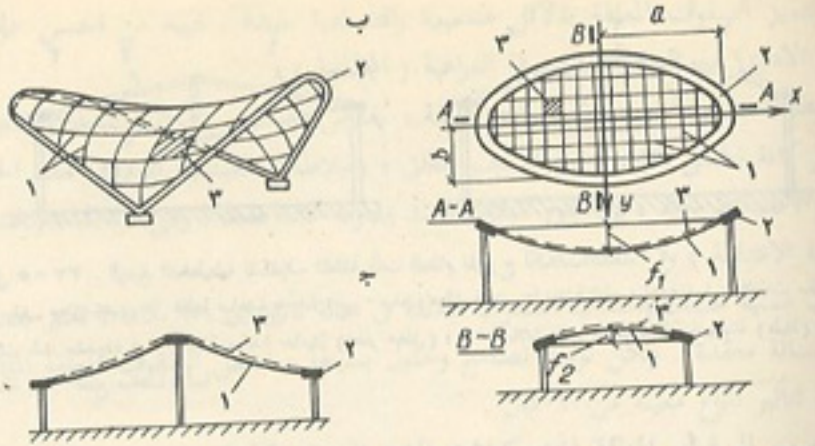
البند الثامن
السقوف المعلقة

ان السقوف المعلقة (suspended roofs) يمكن ان تستخدم لتغطية المرافق او الردهات ذات المساحات الكبيرة جدا (الملاعب الرياضية ، وقاعات الرياضة البدنية ، واجنحة المعارض ، والاسواق الشعبية ، ودور العرض ، والمبانى الصناعية الضخمة) . وتتألف هذه السقوف من مجموعة من كبلات الشد (كبلات سلكية مرنة) مثبتة فى انشاء ساند جاسىء من كلا طرفيها (فى حلقات ، أطر ، عقود) ومن غطاء سقفى مؤلف من بلاطات سابقة الصنع (من الخرسانة المسلحة الخفيفة او الخرسانة الاسمنتية الرملية الشبكية التسليح وغيرها من مواد البناء) .



شكل ٥ – ٣٥ . الرسوم التخطيطية للسقوف المعلقة ذات النظام الواحد لكبلات الشد ، والتى سطوحها على هيئة المنحنى الغاوسى الموجب

أ – سقف مدور المسقط الافقى يحتوى على كبلات شد نصف قطرية ؛ ب – سقف مدور المسقط الافقى يحتوى على كبلات شد متعامدة على هيئة مربعات ؛ جـ – سقف مسقطه الافقى بيضوى الشكل ؛ د – سقف مسقطه الافقى مستطيل ؛ ١ – كبلات الشد ؛ ٢ – حلقة ساندة جاسئة (اطار مقفل) ؛ ٣ – بلاطات الغطاء السقفى



شكل ٥ – ٣٦ . الرسوم التخطيطية للسقوف المعلقة ذات النظام الواحد لكبلات الشد ، والتى سطوحها على هيئة منحنى غاوسى سالب

أ – سقف معلق مستند على محيطه ؛ ب – سقف معلق مستند فى نقطتين ؛ جـ – سقف معلق مستند على محيطه وعلى عمود متوسط واحد ؛ ١ – كبلات الشد ؛ ٢ – الحلقة الساندة (للعقد) ؛ ٣ – بلاطات الغطاء السقفى

ويوجد نوعان من السقوف المعلقة هما : السقوف المعلقة ذات النظام الواحد لكبلات الشد ، التى سطحها على شكل منحنى موجب العلامة او سالب العلامة (الشكلان ٥ – ٣٥ و ٥ – ٣٦) ، والسقوف المعلقة ذات النظام المزدوج لكبلات الشد (شكل ٥ – ٣٧) . ويمكن استخدام السقوف المعلقة لتغطية اى مسقط افقى كان لسقوف المبانى (المساقط المستطيلة ، الدائرية ، البيضوية وغيرها) .

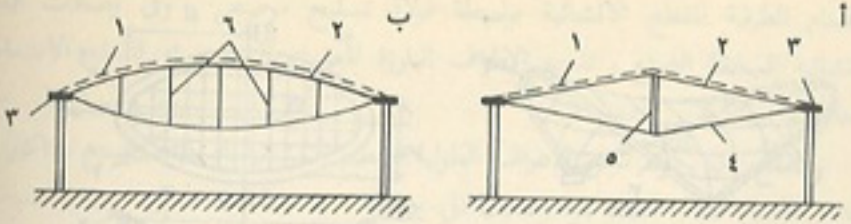
وتوضح الاشكال (٥ – ٣٥ ، ٣٦ ، ٣٧) الانواع الاساسية فقط من السقوف المعلقة ، اما فى المجالات العملية والتطبيقية فتوجد انواع اكثر من ذلك .

وتكون السقوف المعلقة معتدلة الانحناء بما فيه الكفاية ، اذ يتراوح ارتخاؤها f (عمق الارتخاء) فى مركز السقف ، بين 1/10 و 1/25 من البعد الاصلى فى المسقط الافقى .

وقد تكون كبلات الشد مرتبة بشكل نصف قطرى (كما مبين فى الشكلين ٥ – ٣٥ ، أ و ٣٧ ، أ) على الاغلب بالنسبة للردهات او القاعات الدائرية المسقط الافقى وذات المسقط الافقى المتعامد .

ويتم تركيب السقوف المعلقة بدون استخدام اسقالات خشبية او مناصب . وهذه هى خاصيتها الحسنة التى تميزها عن بقية السقوف الفراغية المجسمة .

ان الانشاء الغشائى للسقف المعلق بصورة حرة فى المحيط الجاسىء ، يتميز بجسوءة انحناء ضئيلة للغاية ، ولهذا السبب فهو قابل للتشوه الى درجة كبيرة جدا . وعند تغير نوع الحمل المؤثر عليه ، يتغير بوضوح شكله الهندسى الخارجى ، وهذا ما يلاحظ مثلا عند تراكم الثلوج



شكل ٥ – ٣٧ . الرسوم التخطيطية للسقوف المعلقة ذات النظام المزدوج لكبلات الشد
أ – سقف معلق يحتوى على قطعة مباعدة واحدة ؛ ب – سقف معلق يحتوى على عدة قطع مباعدة ؛ ١ – بلاطات سقفية ؛ ٢ – كبلات شد مشدودة ؛ ٣ – حلقة ساندة جاسئة (اطار مغلق) ؛ ٤ – كبلات شد خاملة ؛ ٥ – اسطوانة (طبلة) مركزية مباعدة ؛ ٦ – قطع مباعدة قائمة

على السطح او عند تأثير مص الريح (wind suction) على الجوانب المقابلة للريح (leeside) من السقوف المعلقة ذات السطوح المقعرة . ولتأمين استقرار وثبات الشكل الهندسى الخارجى للسقوف المعلقة الخرسانية المسلحة ، يجب ان تنتج بحيث تكون سابقة الاجهاد .

ان السقوف المبينة فى الشكل (٥ – ٣٥) تعرض للاجهاد المسبق بالطريقتين التاليتين :

١ – تسحب كبلات الشد بواسطة المرافيع بعد تغطية وصلات البلاطات السقفية بالخرسانة . وفى هذه الحالة توضع كبلات الشد فى داخل قنوات ، ثم تملأ فجواتها بعد ذلك بالخرسانة .

٢ – تسحب كبلات الشد قبل تغطية وصلات البلاطات السقفية بالخرسانة ، وذلك بواسطة حمل تركيبى موضوع على البلاطات السقفية او معلق فى كبلات الشد . وبعد ملء الوصلات بالمزيج الخرسانى وحصولها على المقاومة التصميمية اللازمة ، يرفع الحمل المستخدم فى العملية . ونتيجة لذلك يكتسب السقف المعلق ، اجهادا سابقا .

وفى كلتا الحالتين المستخدمتين فى عملية الاجهاد المسبق للسقوف المعلقة ، نجد ان البلاطات السقفية تلعب دورا مهما فى هذه الحالة .

ان السقوف المبينة فى الشكل (٥ – ٣٦ ، أ ، ب) تتميز بشكل هندسى ، يصبح مستقرا بشد كبلات الشد العرضية ، الموضوعة على كبلات الشد الطولية المعلقة بحرية فى المحيط ، اى على امتداد المحيط .

وفى السقوف المعلقة ذات النظام المزدوج لكبلات الشد (شكل ٥ – ٣٧) نجد ان النظام السفلى الحامل يصبح سابق الاجهاد عند شد النظام العلوى لكبلات الشد .

وعند استخدام هذه الطرق للاجهاد المسبق ، نحتاج الى كمية اكبر من الفولاذ المستهلك فى كبلات الشد . وفى هذه الحالات ، يصبح الدور الذى تلعبه البلاطات السقفية ، اقل أهمية .

وتتميز السقوف المعلقة بدلائل هندسية واقتصادية جيدة ، قريبة من احسن عوامل الانواع الاخرى من السقوف القشرية الفراغية (المجسمة) .

وعند حساب وتصميم السقوف المعلقة ، يفترض ان تقوم كبلات الشد وحدها ، بتحمل كافة الحمل الناجم عن السقف المعلق ، والبلاطات السقفية تقوم فى هذه الحالة بمقاومة الانضغاط فقط ، بينما تقوم كبلات الشد بمقاومة الشد فقط ، وهى مرنة تماما (عديمة الجسوءة الانثنائية) ولا تتمدد .

ان عملية تصميم وحساب السقوف المعلقة فى حالة تأثير اى حمل كان ، تعتبر بصورة عامة مسألة معقدة . ولكن توجد تصاميم وحلول بسيطة ، لبعض السقوف المعلقة المتماثلة المعرضة لتأثير انواع معينة من الاحمال .

تصميم السقوف المعلقة ذات كبلات الشد النصف قطرية . لنبحث حالة السقف ذى المسقط الافقى الدائرى ، وخطوة كبلات الشد فيه تساوى b (حول محيط السقف) ، والمحمل بحمل موزع بانتظام q على مسقط السقف (شكل ٥ – ٣٨ ، أ) . وعند تأثير مثل هذا الحمل ، يتم تصميم وحساب كل كبل من كبلات الشد ، على انفراد (شكل ٥ – ٣٨ ، ب) .

وبما ان مساند تعليق كبلات الشد تقع فى مستوى واحد ، وضغط المساند الرد فعلى يكون فى اتجاه مماس محور كبل الشد فى موضع تثبيته ، يمكن استنادا الى تماثل مخطط التحميل ، ان تكتب معادلة المركبات الرأسية لردود فعل المساند ، على الشكل التالى :

$$A = B = qba/2$$

وبوضع معادلة عزوم القوى فى النصف الايسر لكبل الشد حول النقطة O (شكل ٥ – ٣٨ ، ب) نحصل على ما يلى :

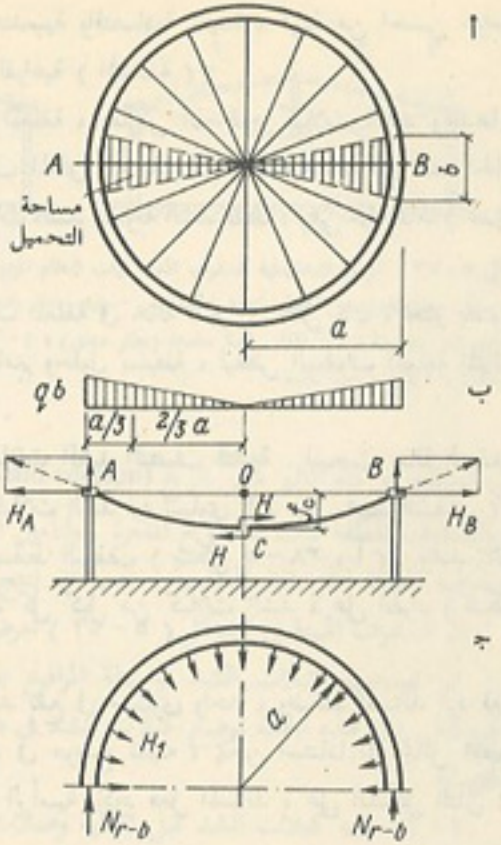
$$H = qba^2/6f_c \qquad (V - 64)$$

وتصميم كبلات الشد لمقاومة القوة التالية :

$$N_g = \sqrt{A^2 + H^2}$$

وقوة الانضغاط N_{r-b} الناشئة فى المسند الحلقى (شكل ٥ – ٣٨ ، جـ) الواقع تحت تأثير الضغط النصف قطرى الخطى التوزيع $H_1 = H/b$ تستخرج من المعادلة التالية :

$$N_{r-b} = H_1 a = qa^3/6f_c \qquad (V - 65)$$



شكل ٥ – ٣٨ . الرسوم التخطيطية لتصميم سقف معلق ، مدور المسقط الافقى ، يحتوى على كبلات شد تصف قطرية الترتيب
أ – المسقط الافقى ، ب – الخطط التصميمى لكبل الشد ، جـ – الرسم التخطيطى للحلقة الساندة الجاسئة

تصميم السقوف المعلقة ذات كبلات الشد المتعامدة . لنبحث حالة السقف المعتدل الانحناء ، ذى المسقط الافقى الاهليلجى ، المحمل بحمل موزع بانتظام q على مسقط السقف (شكل ٥ – ٣٩) .

تنشأ فى هذا السقف المعلق حالة اجهاد خالية من العزوم فقط . ويمكن التعبير عنها بالمعادلة (V-1) التى يجب ان تؤخذ فيها $N_{xy} = 0$ (لعدم وجود شىء يقاوم القوى المماسة) . وبأخذ المعادلتين (V-2) و (V-3) فى الاعتبار ، نحصل على الصيغة التالية :

$$N_x \partial^2 z/\partial x^2 + N_y \partial^2 z/\partial y^2 = -q \qquad (V - 66)$$

وباستخدام هذه الصيغة يمكن التوصل الى الحلين البديلين التاليين للمسألة :

الحل I . لدينا الحمل q وقوة الشد $N_x = N_y = N$ (وكلاهما متساويان فى نفس الاتجاه) . المطلوب تحديد المعادلة او الصيغة المعبرة عن سطح السقف المعلق .

ان شكل سطح السقف المعلق ، ذى المسقط الافقى الاهليلجى المحمل بحمل منتظم التوزيع ، قريب من شكل سطح المجسم المكافئى الناقص (شكل ٥ – ٣٩ ، أ) :

$$z = f(1 - x^2/a^2 - y^2/b^2) \qquad (V - 67)$$

حيث a و b – هما بارامترا القطع الناقص (الاهليلج) فى المسقط الافقى ، المعروفان سابقا ، f – ارتخاء السطح المطلوب ايجاده .

ويمكن التعبير عن منحنى هذا السطح كما يلى :

$$\partial^2 z/\partial x^2 = -2f/a^2; \qquad \partial^2 z/\partial y^2 = -2f/b^2 \qquad (V - 68)$$

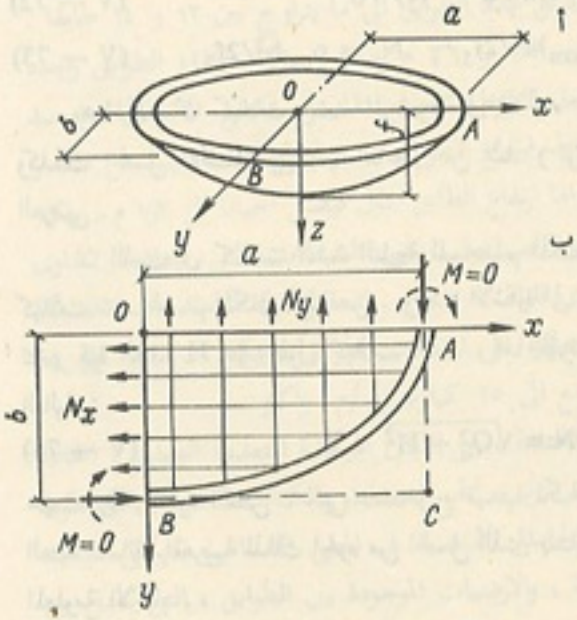
ويمكن تحديد مقدار الارتخاء f باستخدام الشد المأخوذ فى المعادلة (V-66) وانحناء السطح المستخرج من المعادلة (V-68) ، وذلك من الصيغة التالية :

$$f = qa^2b^2/2N(a^2 + b^2) \qquad (V - 69)$$

الحل II . لدينا الحمل المؤثر على السقف المعلق ومعادلة سطح السقف . المطلوب تحديد القوتين N_x و N_y المؤثرتين فى السقف المعلق .

نفرض ان السقف محمل بحمل موزع بانتظام q ، وشكل سطحه يحدد من المعادلة (V-67) .

وسنبحث الآن ربعا واحدا من السقف (شكل ٥ – ٣٩ ، ب) ونعتبر ان عزم الانحناء فى الحلقة الساندة يساوى صفرا فى كل من النقطتين A و B . ومن معادلة عزوم القوى



شكل ٥ – ٣٩ . الرسوم التخطيطية لسقف معلق ، مسقطه الافقى اهليلجى يحتوى على كبلات شد متعامدة التقاطع
أ – المخطط الهندسى للسقوف ، ب – المخطط التصميمى للسقف فى المسقط الافقى

المؤثرة فى ذلك الربع المقتطع نظريا من السقف ، المأخوذة حول النقطة C ، نستخرج ما يلى :

$$N_x b^2 = N_y a^2 \qquad (V - 70)$$

وباستخدام هذه المعادلة او العلاقة فى المعادلة (V-66) فى حالة المنحنيات المستخرجة من الصيغة (V-68) سوف نحصل على المعادلتين التاليتين للقوتين المطلوبتين :

$$N_x = qa^2/4f; \qquad N_y = qb^2/4f \qquad (V - 71)$$

وبغض النظر عن القيم المختلفة للقوتين N_x و N_y ، نجد ان الحمل الناجم عن السقف q ، يتوزع بالتساوى على كبلات الشد الممدودة فى كلا الاتجاهين . وبأخذ الصيغتين (V-68) و (V-71) فى الاعتبار ، نحصل بصورة خاصة على ما يلى :

$$q_x = -N_x \partial^2 z/\partial x^2 = (qa^2/4f)2(f/a^2) = q/2$$

وبنفس الطريقة المماثلة نجد ان $q_y = q/2$.

ومن السهولة ان نبرهن على ان الحلقة الساندة تتعرض فى هذه الظروف بالذات ، للانضغاط المحورى ليس فى النقطتين A و B فحسب ، بل وعلى امتدادها برمته .

ولتصميم السقف المعلق الذى سطحه على هيئة مجسم مكافىء زائد (لاحظ الشكل ٥ – ٣٦ ، أ) يجب ان نأخذ فى الاعتبار ان معادلة السطح وقوة الشد فيه ، تستخرجان من الصيغتين التاليتين :

$$z = f_1 x^2/a^2 - f_2 y^2/b^2 \qquad (V - 72)$$

$$N_x = (q + p_{ten})a^2/2f_1 \; ; \quad N_y = p_{ten} b^2/2f_2 \qquad (V - 73)$$

وهنا نجد ان كبلات الشد الموضوعة فى الاتجاه الطولى ، تتحمل الحمل q برمته ، وكذلك الحمل الاضافى p_{ten} ، الناجم عن شد (توتر) الكبلات الموضوعة فى الاتجاه العرضى .

ان القوى فى كبلات الشد التابعة للمجسم المكافئى الزائد تكون اكبر من القوى فى كبلات شد المجسم المكافىء الناقص . وتجدر الاشارة الى انه فى المسائل التى بحثناها هنا ، لا تتغير قوة الدفع H على طول كبلات الشد ، اما القوة الناشئة فيها فتستخرج من المعادلة التالية :

$$N = \sqrt{Q_c^2 + H^2} \qquad (V - 74)$$

حيث Q_c – قوة القص ، التى تستخرج قيمتها لكبلات الشد مثلما تستخرج فى حالة العتبة المماثلة المعرضة لذلك الجزء من الحمل الذى يساوى الحمل المسلط على كبلات الشد المعلومة الاتجاه .

تصاميم المبانى الهيكلية واللوحية المتعددة الطوابق

البند الاول

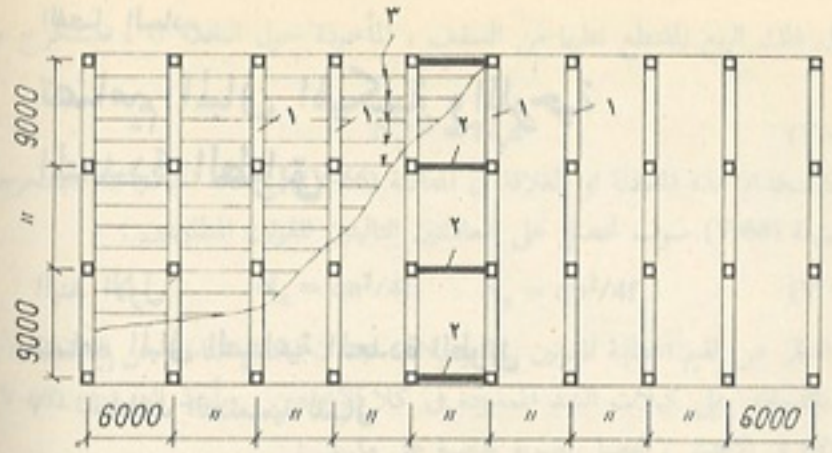
تصاميم المبانى الصناعية المتعددة الطوابق

١ – المخططات التصميمية للمبانى

ان المبانى الصناعية المتعددة الطوابق تستخدم لمختلف انواع الصناعات – مثل صناعة المكنات الخفيفة ، وصناعة الاجهزة ، والصناعة الكيميائية ، وصناعة الاجهزة الكهربائية ، وصناعة الاجهزة اللاسلكية ، والصناعة الخفيفة وغيرها وكذلك تضم المستودعات الرئيسية ، وغرف التخزين المبردة ، والجاراجات وغير ذلك من المرافق الاخرى . وتصمم هذه المبانى عادة على هيئة هيكلية تحتوى على جدران مؤلفة من الالواح الهيكلية .

وعادة يحدد ارتفاع المبانى الصناعية استنادا الى نوع العمليات التكنولوجية الصناعية الجارية فيها ، وذلك بحيث يتراوح عدد طوابقها بين ٣ و ٧ طوابق (عندما يبلغ الارتفاع العام حدا يصل الى ٤٠ م) ، اما بالنسبة لبعض انواع الصناعات التى تستخدم فيها المعدات الخفيفة الموضوعة على الارضيات ، فيصل عدد الطوابق الى ما يتراوح بين ١٢ و ١٤ طابقا . وقد يتراوح عرض المبانى الصناعية بين ١٨ و ٣٦ م واكثر . ويحدد ارتفاع الطوابق وابعاد شبكة اعمدة الهيكل الانشائى تبعا لشروط توحيد مقاييس القطع الانشائية وتوحيد البارامترات الحجمية الانشائية . ويؤخذ ارتفاع الطوابق مساويا لاضعاف معينة من المقدار ١٫٢ ، اى ٣٫٦ م ، ٤٫٨ م ، ٦ م ، اما ارتفاع الطابق الاول فيصل احيانا الى ٧٫٢ م . واكثر شبكات الاعمدة انتشارا فى المبانى الصناعية ، هى الشبكات التى ابعادها تساوى ٦×٦ م ، ٩×٦ م وفى حالات اخرى قليلة ١٢×٦ م . ان مثل هذه الابعاد المحددة لشبكة الاعمدة ، تتعلق بوجود احمال كبيرة مؤثرة على ارضيات الطوابق ، يمكن ان تصل الى ١٥ كيلونيوتن /م^2 وتصل فى بعض المصانع الى ٢٥ كيلونيوتن /م^2 واكثر .

واكثر المبانى التى تلائم المصانع المختلفة ، هى المبانى الهيكلية المتعددة الطوابق ، الخالية من القواطع الخاصة ، لانها تحدد نطاق الترتيب الحر للمعدات والمكنات التكنولوجية وخطوط المواصلات الصناعية . والانشاءات الحاملة الاساسية فى المبنى الصناعى الهيكلى المتعدد الطوابق ، هى الاطر الخرسانية المسلحة ، والارضيات الموجودة بين الطوابق ، التى تصل بين



شكل ٦ – ١ . المخطط الافقى الانشائى لاحد المبانى الصناعية الهيكلية ذات الطابق الواحد
١ – اطر مستعرضة ؛ ٢ – الابطة الرأسية الطولية ؛ ٣ – الالواح السقفية

هذه الاطر مع بعضها البعض . ان الجسوءة الفضائية (الحيزية) للمبنى الصناعى ، تعتبر مؤمنة فى الاتجاه العرضى ، نتيجة للمقاومة التى تبديها الاطر المتعددة الطوابق ذات الوصلات الجاسئة ، بحيث يسلك المبنى سلوك الانشاء الاطارى ، اما فى الاتجاه الطولى ، فتؤمن الجسوءة ، نتيجة للمقاومة التى تبديها الوصلات الفولاذية العمودية او القواطع الخرسانية المسلحة العمودية ، المرتبة على امتداد صفوف الاعمدة فى مستوى الجدران الخارجية ، بحيث يسلك المبنى سلوك الانشاء المتشابك القواطع (شكل ٦ – ١) . واذا لم يكن فى الاستطاعة وضع وتركيب كتائف الدعم والقواطع (الجدران المستعرضة) فى الاتجاه الطولى ، وذلك لاسباب تكنولوجية معينة ، يتم استبدالها عندئذ بالعوارض الطولية . وفى هذه الحالة تؤمن الجسوءة الفضائية فى الاتجاه الطولى ايضا كما هى الحالة فى الانشاء الاطارى .

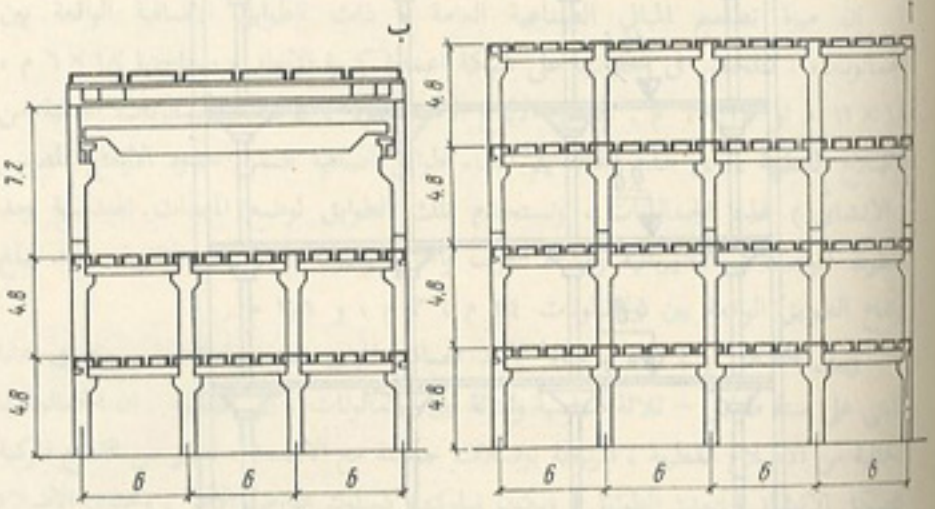
ويبين الشكل (٦ – ٢) مثالا لاحد تصاميم المبانى الصناعية المتعددة الطوابق ، ذات السقوف والارضيات العتبية . ان الطابق العلوى للمبنى يتشكل عند وجود المرافيع العلوية المتنقلة (مثل مبنى الصناعة الكيميائية) من الاعمدة ، العوارض وعتبات سكة المرفاع المتنقل ، المماثلة من حيث تصميمها لتلك الاعمدة والعوارض والعتبات المستخدمة فى المبانى الصناعية الوحيدة الطابق .

ان العوارض تتصل مع الأعمدة (القوائم) على الكوابل (cantilivers) بواسطة اللحام الكهربائى للاقسام الفولاذية البارزة ، فى حوض من المعدن المنصهر ، وصب تجاويف الوصلات بالخرسانة اثناء التركيب (شكل ٦ – ٣) . وفى الارضيات الواقعة بين الطوابق تستخدم البلاطات المضلعة (التى يبلغ عرضها ١٥٠٠ مم) . ان هذه البلاطات السقفية

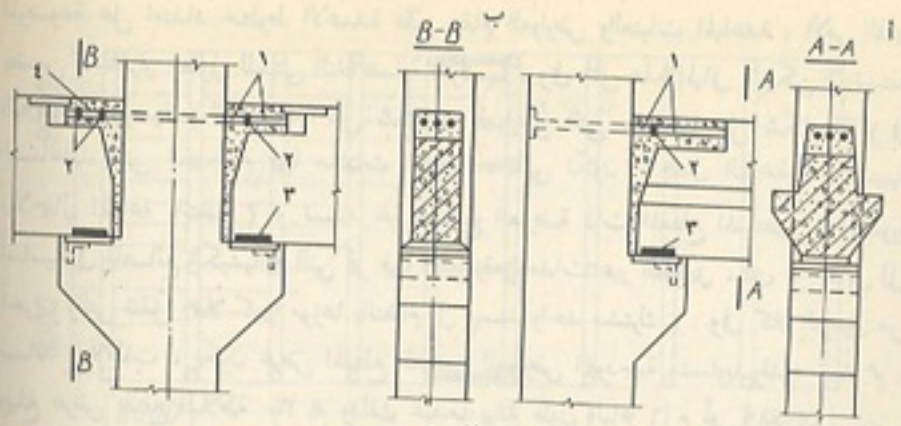
الموضوعة على امتداد خطوط الاعمدة تقوم مقام العوارض والعتبات المباعدة ، الامر الذى يضمن الاستقرار الطولى للمبنى اثناء عملية التركيب . وفى مثل هذه المبانى ، يمكن ان تستند البلاطات الارضية (السقفية) على شفهات العوارض التى مقطعها على شكل T (فى الصناعات التى تستخدم فيها مكنات الخراطة ، التى تكون الاحمال الناجمة عنها شبيهة بالاحمال الموزعة بانتظام) او تستند على سطح العارضة ذات المقطع المستطيل (وبصورة أساسية فى المصانع الكيميائية التى تمر فيها الاجهزة والمعدات عبر الطوابق ، اى من طابق الى آخر ، والتى تنقل حملا كبيرا موزعا بانتظام الى مسند واحد مشترك) . وفى كلا النوعين من مساند البلاطات ، يكون عرض المقطع العرضى للعوارض النموذجية متساويا وقدره ٨٠٠ مم ، ويبلغ عرض ضلع البلاطة ٣٠٠ مم وذلك عندما يبلغ طول الباع ٦ م أو ٩ م .

وقد وضعت تصاميم نموذجية للمبانى الصناعية المتعددة الطوابق ذات الارضيات العتبية ، وذلك لتناسب شبكات الاعمدة التى ابعادها ٦×٦ م و ٩×٦ م المعرضة لمختلف الاحمال المتحركة التى تتراوح بين ٥ و ٢٥ كيلونيوتن /م٢ .

ويبين الشكل (٦ – ٤) مثالا لأحد تصاميم المبانى الصناعية المتعددة الطوابق ، ذات الارضيات اللاعتبية . وفى هذه الحالة ، تعتبر البلاطة اللاعتبية المرتبطة بصورة جاسئة مع الأعمدة عن طريق التيجان ، بمثابة عارضة للاطار المتعدد الطوابق فى الاتجاهين العرضى والطولى . ان الجسوءة الفضائية للمبنى الهيكلى تؤمن فى كلا الاتجاهين ، مثلما تؤمن فى حالة الانشاء الاطارى . ويتم التوحيد القياسى لابعاد بلاطات وتيجان الابواع المتوسطة والطرفية



شكل ٦ – ٢ . المخططات التصميمية للمبانى الصناعية المتعددة الطوابق
ا – مبنى صناعى عادى متعدد الطوابق ؛ ب – مبنى صناعى يحتوى على مرافيع متنقلة فى الطابق العلوى

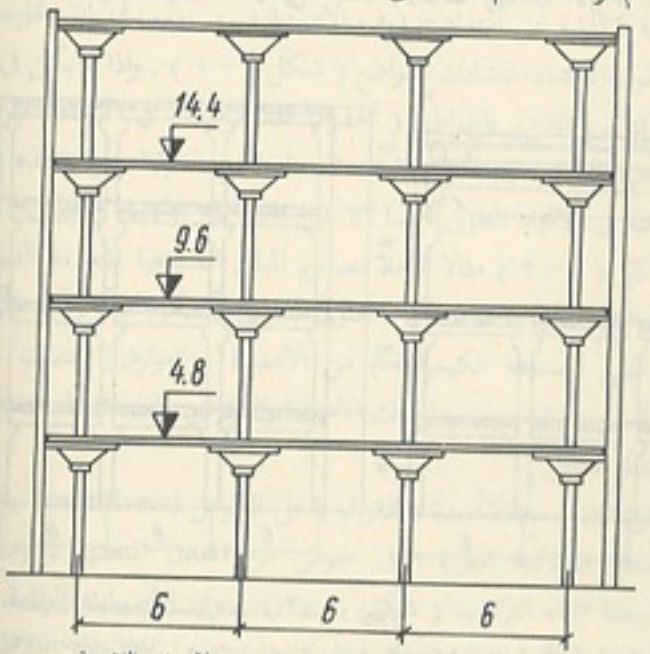


شكل ٦ – ٣ . الرسوم التفصيلية لوصلات العوارض مع الاعمدة

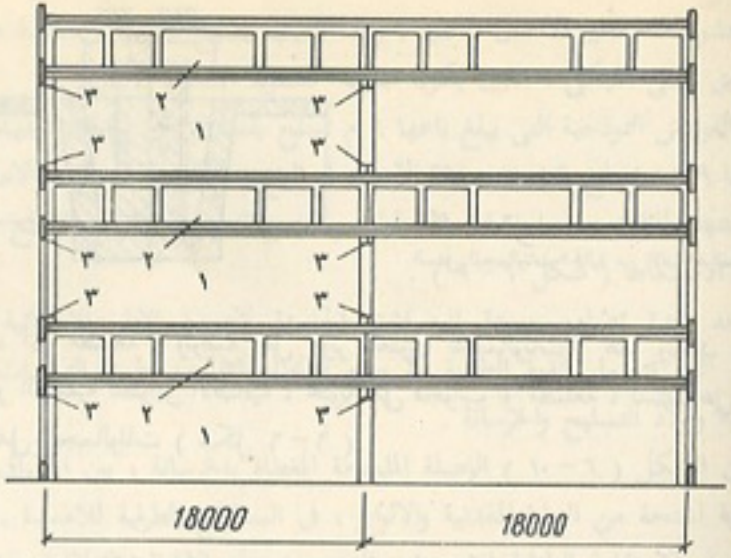
أ – فى الوصلة الزاوية العرضية ؛ ب – فى الوصلة الوسطية ؛ ١ – الاقسام البارزة لقضبان التسليح ؛ ٢ – لحام تركيبى للاقسام البارزة للقضبان ؛ ٣ – لحام تركيبى للقطع التركيبية الاندماجية ؛ ٤ – وليجة معدنية لقضبان التسليح

للارضية اللاعتبية ، بانحراف الجدران الخارجية الذاتية الدعم ، عن محور الصف الاخير للاعمدة بمسافة تساوى نصف عرض البلاطة الواقعة فوق تابع العمود (لوح او بلاطة الجناح) .

ان المبانى الصناعية المتعددة الطوابق ، ذات المساند المتقاربة ، عندما تبلغ ابعاد شبكة الاعمدة ٦×٦ م او ٩×٦ م ، لا تفى دائما بشروط ومتطلبات التخطيط المرن للورشات



شكل ٦ – ٤ . المخطط التصميمى للمبانى الصناعية المتعددة الطوابق ، ذات الارضيات اللاعتبية



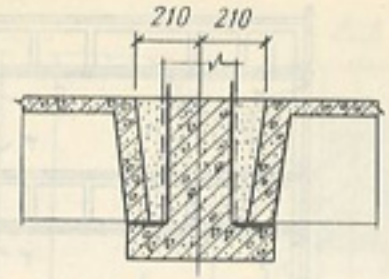
شكل ٦ – ٥ . المخطط التصميمى لمبنى صناعى متعدد الطوابق يحتوى على طوابق بين الجمالونات

١ – الطوابق الاساسية ؛ ٢ – الطوابق الواقعة بين الجمالونات ؛ ٣ – وصلات الاعمدة مع الجمالونات الخالية من الاضلاع القطرية

وبتطوير المعدات الميكانيكية واتقان طرق الانتاج بدون اللجوء الى عمليات اعادة الانشاء التى تكلف غاليا . ولهذا السبب يجب استخدام تلك المبانى فى حالة الاحمال المتحركة الكبيرة المؤثرة على السقوف والارضيات – ما يزيد على ١٠ كيلونيوتن /م٢ .

ان ميزة تصميم المبانى الصناعية العامة ، ذات الطوابق الاضافية الواقعة بين الجمالونات ، تتلخص فى احتوائها على شبكة اعمدة كبيرة الابعاد ، مساحتها ١٨×٦ م ، ١٨×١٢ م او ٢٤×٦ م . وتغطى الابواع الاكبر طولا ، بواسطة الجمالونات الخالية من الاضلاع القطرية . وفى هذه الحالة يتم انشاء طوابق اضافية ضمن حدود الارتفاع المصمم (الانشائى) لهذه الجمالونات ، وتستخدم تلك الطوابق لوضع المعدات الهندسية ومد خطوط المواصلات الكهربائية وانشاء الغرف والمخازن وغيرها من المرافق الثانوية . وقد يبلغ ارتفاع الطوابق الواقعة بين الجمالونات ٢٫٤ م ، ٣ م ، و ٣٫٦ م .

ويبين الشكل (٦ – ٥) مثالا لاحد تصاميم المبانى الصناعية العامة . ويحتوى هذا المبنى على ستة طوابق – ثلاثة اساسية وثلاثة بين الجمالونات ، أى اضافية . ان الجمالونات الخالية من الاضلاع القطرية ، المرتبطة بوصلات جاسئة مع الاعمدة ، تعتبر من القطع المركبة للهيكل الانشائى المتعدد الطوابق ، ويكون سلوكها كسلوك عوارض الاطر . وتحتوى الاضلاع القائمة الطرفية الخارجية للجمالونات ، من الاعلى والاسفل ، زوائد وذلك لوصلها مع الطوابق الواقعة اسفلها واعلاها . وتكون الالواح السقفية او الارضية فى الطوابق الاساسية ، مزودة

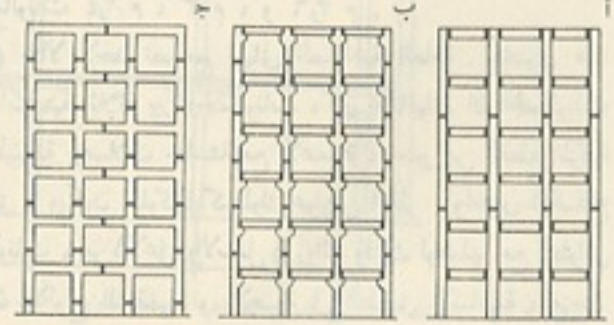


شكل ٦–٦ . رسم تفصيل لاستناد السقف على الوتر السفلى للجمالونات الخالية من الاضلاع القطرية

باضلاع ، اى مضلعة ، وتوضع على الوتر العلوى للجمالونات . هذا وتكون البلاطات الارضية او السقفية للطوابق الاضافية ، محتوية على فجوات او مضلعة ، تستند على شفهات الوتر السفلى للجمالونات (شكل ٦–٦) .

٢–تصاميم الاطر الانشائية المتعددة الطوابق

ان الاطر الانشائية المتعددة الطوابق السابقة الصنع ، تقسم الى قطع مستقلة تنتج فى المصانع والورشات الميدانية مع مراعاة الشروط التكنولوجية لانتاج وتركيب القطع الانشائية . وفى اكثر الحالات تقسم عوارض الاطار الانشائى الى قطع مستقيمة منفردة ، توصل مع بعضها البعض عند سطوح الاعمدة بواسطة وصلات مستورة (concealed joints) او وصلات كابولية (شكل ٦–٧ ، أ ، ب) . وتقسم الاعمدة ايضا الى قطع مستقيمة ، توصل مع بعضها البعض عبر طابق او طابقين – فوق مستوى الارضية او السقف . وللحفاظ على تماسك الوصلات وتقليل عدد نماذج القطع السابقة الصنع ، يتم فى بعض الحالات تقسيم الاطار الانشائى المتعدد الطوابق الى عدة اطر مستقلة وحيدة الباع وذات طابق واحد (شكل ٦–٧ ، جـ) . وعادة تكون وصلات الاطر المتعددة الطوابق السابقة الصنع ، جاسئة . وعند استخدام الوصلات المفصلية ، تقل الجسوءة العامة للمبنى وتقل



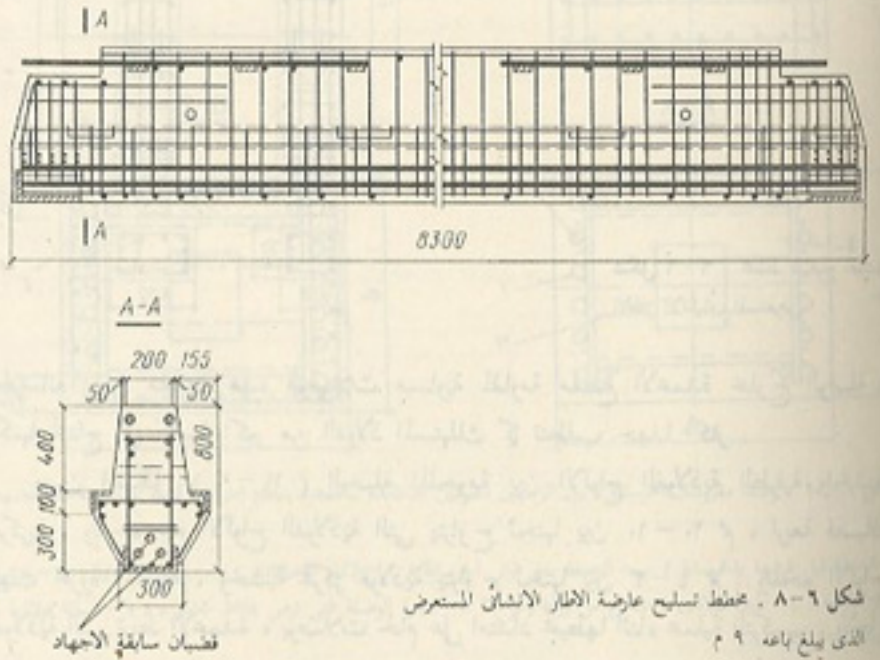
شكل ٦–٧ . الخطط الانشائية لتجميع الاطر المتعددة الطوابق ، من عدة قطع سابقة الصنع

مقاومة التشوه عند تأثير الاحمال الافقية . وهذا العيب يصبح جوهريا ، خاصة عند زيادة عدد طوابق المبنى الهيكلى ، الذى يكون سلوكه كسلوك الانشاء الاطارى .

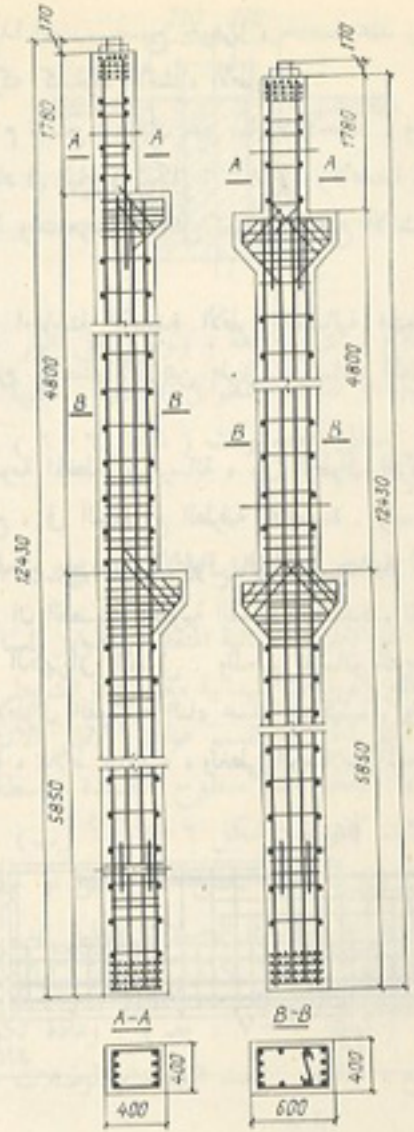
ان العوارض النموذجية التى يبلغ باعها ٦ م تسلح بقضبان غير سابقة الاجهاد ، والتى يبلغ باعها ٩ م ، تسلح بقضبان سابقة الاجهاد فى الباع (شكل ٦–٨) . والاعمدة التى يبلغ ارتفاعها طابقين ، تسلح بقضبان طولية ومستعرضة – مثل تسليح القطع الانشائية اللامحورية الانضغاط (شكل ٦–٩) .

وتوجد عدة تصاميم منوعة للوصلات الجاسئة لاعمدة الاطر الانشائية المتعددة الطوابق ، التى تتحمل القوة الطولية N وعزم الانحناء M عن طريق التركيبات المعدنية الاندماجية وفولاذ التسليح والخرسانة .

ويبين الشكل (٦–١٠) الوصلة الملحومة المغطاة بالخرسانة ، بين الاطواق التركيبية الاندماجية المنتجة من الزوايا المعدنية والالواح ، فى السطوح الطرفية للاعمدة . ولسهولة الحصول على الاستقامة الطولية للاعمدة ، تلحم مع هذه الاطواق الفولاذية حشية تمركز (centering) يتراوح ثخنها بين ٣٠–٤٠ مم . ان القضبان الطولية الفعالة للاعمدة ، تلحم مع الاطواق الفولاذية من الخارج ، باللحام الكهربائى المعملى . وتلحم قضبان التوصيل المتوسطة ، اى بين القضبان الفعالة ، مع الاطواق الفولاذية اثناء عملية التركيب . وتسد الفجوة الموجودة بين السطوح الجانبية للاعمدة ، بملاط جاسىء ، وتغطى الوصلات الملحومة



شكل ٦–٨ . مخطط تسليح عارضة الاطار الانشائى المستعرض الذى يبلغ باعه ٩ م

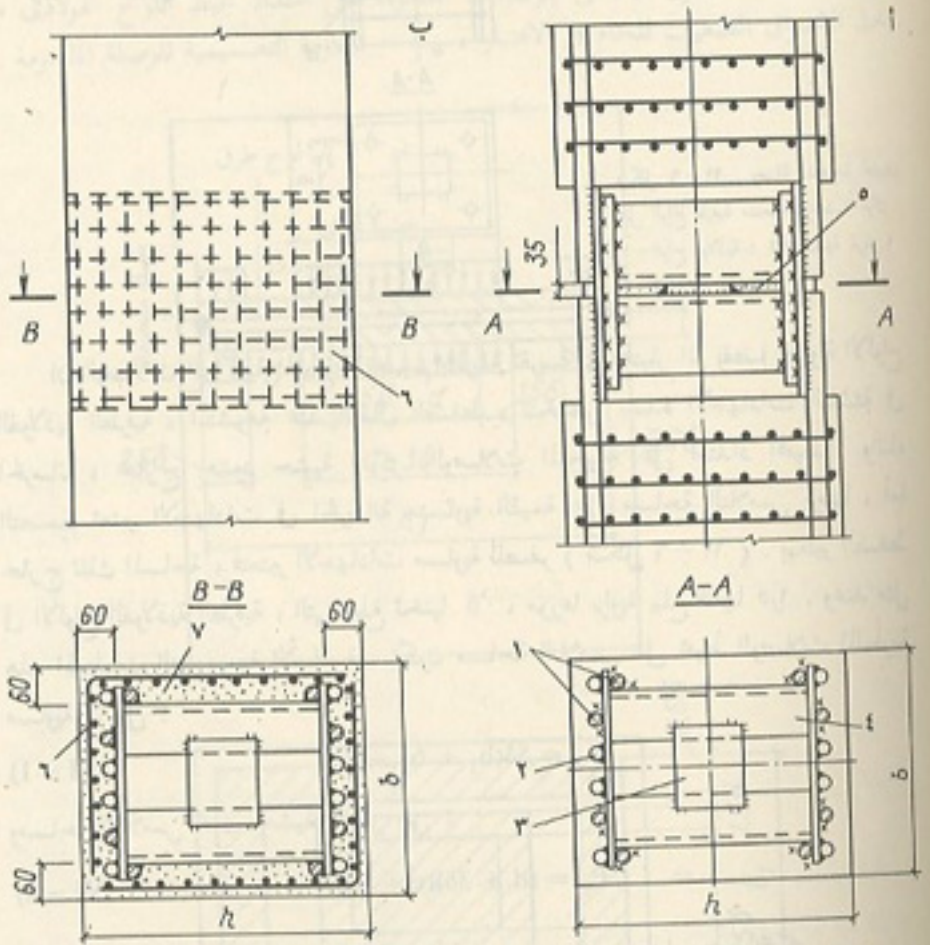


شكل ٦ – ٩ . مخطط تسليح اعمدة الاطار الانشائى المستعرض

بالخرسانة . ان مقاومة هذه الوصلات مساوية لمقاومة مقطع الاعمدة خارج الوصلة ، ولكنها تحتاج الى كمية اكبر من الفولاذ المستهلك كما تتطلب جهدا اكثر .

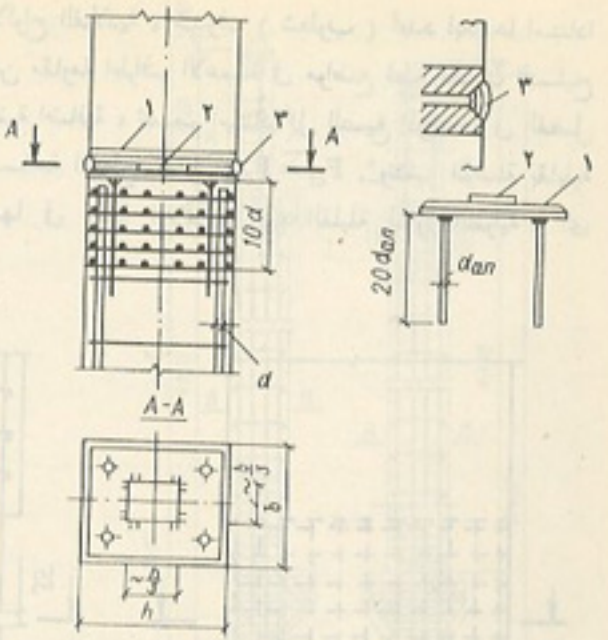
ويبين الشكل (٦ – ١١) الوصلة الملحومة بين الالواح الفولاذية الطرفية والحشية التمركزية . وتلحم مع الالواح الفولاذية التى يتراوح ثخنها بين ١٠ – ٢٠ مم ، اربعة قضبان تثبيت محززة الجانبية ، وحشية تمركز فولاذية يتراوح ثخنها بين ٣ – ٤ مم . وتلحم الالواح الفولاذية التى تربط الاعمدة ، بوصلات لحام على امتداد محيطها اثناء عملية التركيب . ولاجل

ذلك ، تستحدث فى اطراف الالواح الفولاذية ، شدوف (شطوب) تحدد ابعادها استنادا الى ثخن الوصلة الملحومة . وتؤمن مقاومة اطراف الاعمدة فى مواضع قطع قضبان التسليح الطولية ، بوضع شبكات مستعرضة اضافية ، تصمم استنادا الى الصيغ الموضحة فى الفصل الاول ، وفى هذه الحالة تؤخذ مساحة المقطع كما يلى $F_{cr} = F_{col}$. وتتميز الوصلة بقابلية تشوه عالية ، ويمكن استخدامها فى حالة اللاتمركزية e_0 القليلة للقوة الطولية ، اى $e_0 \leqslant 0{,}2h$.



شكل ٦ – ١٠ . وصلة مفروشة بالخرسانة ، بين الوجهين الطرفيين للاعمدة ، منجزة بلحام اطواق تركيبية اندماجية مع بعضها البعض

أ – الوصلة قبل فرشها بالخرسانة ؛ ب – الوصلة بعد فرش الخرسانة ؛ ١ – ولائج الوصلات ؛ ٢ – قضبان طولية ؛ ٣ – حشية تمركز فولاذية ؛ ٤ – طوق فولاذى ، ملحوم من زواياه والواح ؛ ٥ – فجوة الوصلة التى ترص بملاط جاسىء ؛ ٦ – شبكة فولاذية ؛ ٧ – طبقة خرسانية



شكل ٦ – ١١ . وصلة ملحومة تحتوى على الواح طرفية ملحومة وحشية تمركز
١ – الواح فولاذية ، ٢ – حشية تمركز ، ٣ – وصلات ملحومة

ان الوصلات التناكبية الملحومة تصمم بطريقة تقريبية ، باعتبار انه بفضل مرونة الالواح الفولاذية الطرفية ، المتشوهة عند انتقال الضغط ، تنخفض بشدة الاجهادات الناشئة فى الخرسانة ، خارج حدود حشية التمركز والوصلات الملحومة على امتداد المحيط . واثناء التصميم تعتبر الاجهادات فى الخرسانة متساوية القيمة على مساحة التلامس برمتها ، أما خارج تلك المساحة ، فتعتبر الاجهادات مساوية للصفر (شكل ٦ – ١٢) . ويعتبر الضغط فى الالواح الفولاذية الطرفية ، التى يبلغ ثخنها δ ، موزعا بزاوية يبلغ ظلها ١٫٥ . وعند مثل هذه المعطيات التصميمية الأساسية ، تكون مساحة التلامس على محيط الوصلات الملحومة مساوية لما يلى :

$$F_w = 5\delta(h_1 + b_1 - 5\delta) \qquad (VI - 1)$$

ومساحة التلامس تحت حشية التمركز هى :

$$F_p = (d + 3\delta)(c + 3\delta) \qquad (VI - 2)$$

حيث b_1 و h_1 – بعدا اللوح الفولاذى الطرفى ، c و d – بعدا حشية التمركز .

وفى حالة حشية التمركز الرقيقة ، تبلغ قيمة البعدين المذكورين اعلاه ما يلى : $c = b_1/3$ و $d = h_1/3$. والمساحة العامة للتلامس فى الوصلة الملحومة هى :

$$F_{cont} = F_w + F_p \qquad (VI - 3)$$

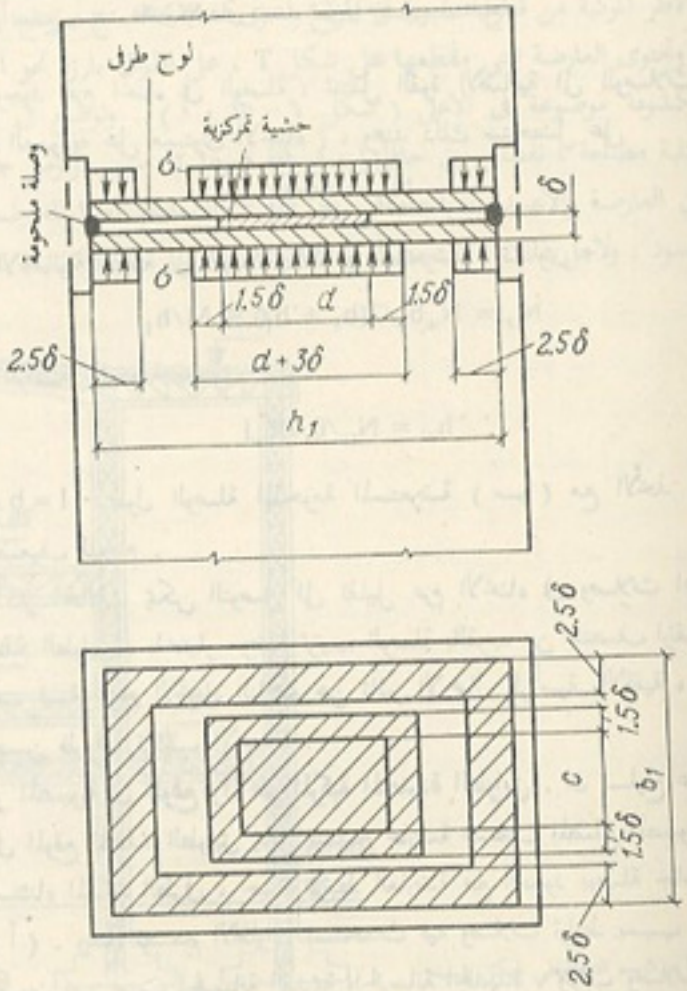
ويتم تحديد القوة المنتقلة الى الوصلات الملحومة ، من العلاقة بين المساحتين ، كما يلى :

$$N_w = NF_w/F_{cont} \qquad (VI - 4)$$

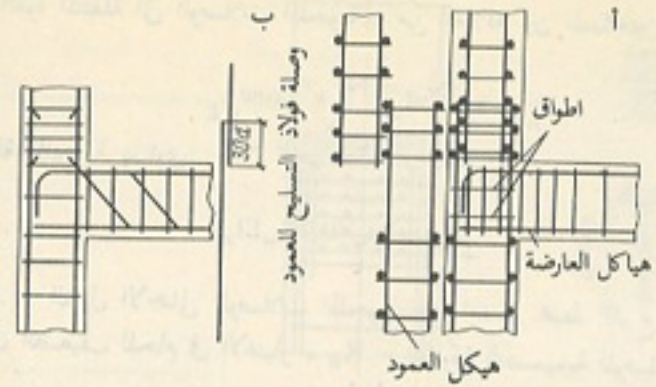
وثخن الوصلة الملحومة يساوى

$$h_w = N_w/0{,}7R_w\Sigma l_w \qquad (VI - 5)$$

حيث Σl_w – الطول الاجمالى للوصلات الملحومة على امتداد محيط اللوح الفولاذى مع اخذ الاختراق الضعيف للحام فى الاعتبار ، R_w – المقاومة التصميمية للوصلة الملحومة .



شكل ٦ – ١٢ . المخططات التصميمية الحسابية للوصلة المحتوية على الواح فولاذية طرفية



شكل ٦ – ١٣ . تسليح وصلات الاطار الانشائى المتعدد الطوابق المصبوب فى الموقع

وعند وجود عزم انحناء فى الوصلة ، تنتقل القوة الاضافية الى الوصلات الملحومة المستعرضة (العمودية على مستوى الانحناء) ، وعند ذلك سنحصل على

$$N_{tr} = M/h_1 \qquad (VI - 6)$$

والقوة الاجمالية المنتقلة الى الوصلة الملحومة المستعرضة ، تساوى

$$N_{tr} = N_w b_1/2(b_1 + h_1) + M/h_1 \qquad (VI - 7)$$

وثخن الوصلة الملحومة يساوى

$$h_w = N_{tr}/0{,}7R_w l \qquad (VI - 8)$$

حيث $l = b - 1$ – طول الوصلة الملحومة المستعرضة (سم) مع الأخذ فى الاعتبار الاختراق الضعيف للحام .

وفى اكثر الحالات يمكن التوصل الى تقليل عزم الانحناء فى وصلات اعمدة المبنى الهيكلى المتعدد الطوابق ، باختيار موضع ترتيب الوصلة بالقرب من منتصف ارتفاع الطابق ، حيث تقترب قيمة عزوم الانحناء الناجمة عن تأثير الاحمال الرأسية والافقية ، من الصفر وحيث تتحسن ظروف تركيب الاعمدة .

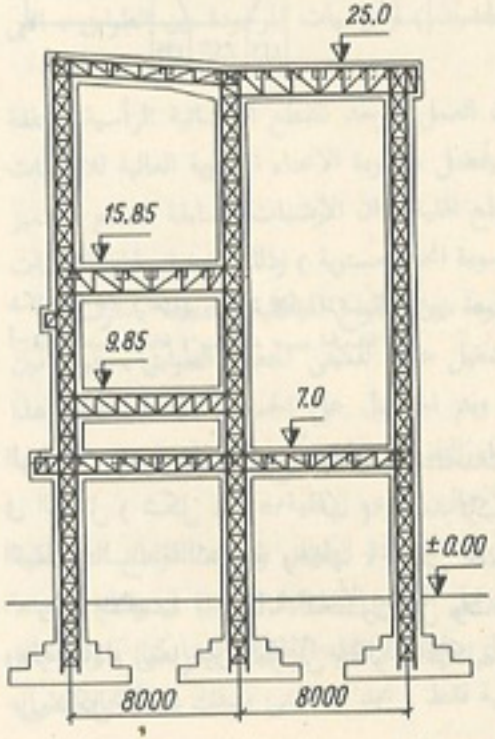
الاطر المصبوبة فى الموقع والاطر المركبة المتعددة الطوابق . ان تسليح عارضة الاطار المصبوب فى الموقع المتعدد الطوابق يماثل تسليح عارضة السقف المضلع المصبوب فى الموقع ايضا ، باستثناء المسند الطرفى ، حيث ترتبط العارضة مع العمود بوصلة جاسئة (شكل ٦ – ١٣ ، أ) . وعند تصميم الاطار ، تستحدث فيه وصلات ترابط بسبب وجود فترات زمنية معينة بين زمن صب الخرسانة القديمة والخرسانة الجديدة . وترتب وصلات الترابط فى الاعمدة ، فى مستوى سطح الارضية . وفى هذه المواضع ، تبرز اطراف القضبان الفولاذية

من اعمدة الطابق الواقع تحتها ، وذلك لربطها مع قضبان اعمدة الطابق الواقع فوقها (شكل ٦ – ١٣ ، ب) .

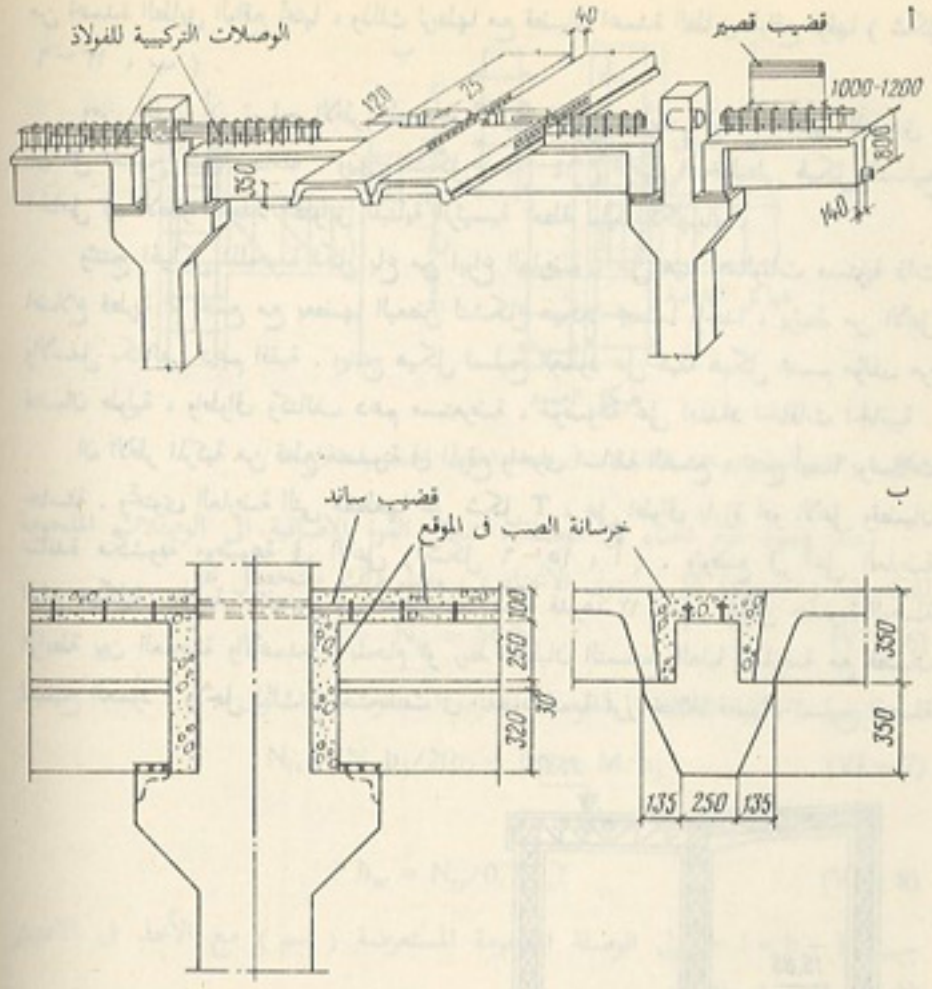
ومن المفيد أن تسلح الاطر المصبوبة الكبيرة الابواع وذات الارتفاع الكبير للطوابق ، بهياكل تسليح صلبة حاملة . ويبين الشكل (٦ – ١٤) الرسم التخطيطى لهيكل التسليح الحامل فى الاطار متعدد الطوابق للبناية الرئيسية لمحطة توليد الكهرباء .

وتنتج الهياكل الملحومة لكل باع من ابواع العارضة ، على هيئة جمالونات مستوية ذات اضلاع قطرية ثم تجمع مع بعضها البعض لتشكل هيكلا مجسما واحدا ، يرتبط من الاعلى والاسفل بكتائف دعم افقية . وينتج هيكل تسليح العمود على هيئة هيكل مجسم مؤلف من قضبان طولية ، واطواق وكتائف دعم مستعرضة ، موضوعة على امتداد الحافات الجانبية .

ان الاطر المركبة من قطع مصبوبة فى الموقع واخرى اسابقة الصنع ، تنتج أيضا بوصلات جاسئة . وتحتوى العارضة التى مقطعها على شكل T ، على اطواق بارزة نحو الاعلى وقضبان ساندة مكشوفة موضوعة فى الاعلى (شكل ٦ – ١٥ ، أ) . وتوضع فى اعلى العارضة الواح هيكلية مضلعة ، تفصل بين حافاتها ، مسافة قدرها ١٢ سم . وتؤمن جسوءة الوصلة الرابطة بين العارضة والاعمدة ، بلحام او ربط قضبان التسليح العليا للعارضة مع قضبان تسليح العمود . ولاجل ذلك ، تستحدث فى العمود فتحة تمرر خلالها قضبان تسليح الوصلة



شكل ٦ – ١٤ . الرسم التخطيطى لهيكل تسليح حامل لاطار متعدد الطوابق



شكل ٦ – ١٥ . تصميم وصلات الاطار المركب (من اجزاء مصبوبة واجزاء سابقة الصنع) المتعدد الطوابق
أ – قبل صب الخرسانة ؛ ب – بعد صب الخرسانة

الساندة . ولغرض مد الالواح الهيكلية ، تستحدث فى العوارض رفوف ناتئة (ledges) كما بين فى الشكل (شكل ٦ – ١٥ ، ب) . وبعد تركيب القطع السابقة الصنع ، وترتيب قضبان التسليح الساندة للعارضة ولحامها ، تغطى الفجوات بين الالواح والفجوات بين حواف العارضة والاعمدة بالخرسانة للحصول على وصلات متماسكة ومتينة فى الاطار الانشائى . ونظرا لتبادل الفعل بين العوارض والالواح الهيكلية ، تعتبر العوارض بمثابة عتبات ذات مقطع على شكل T .

البند الثانى

تصاميم المبانى المدنية المتعددة الطوابق

١ – المخططات التصميمية للمبانى

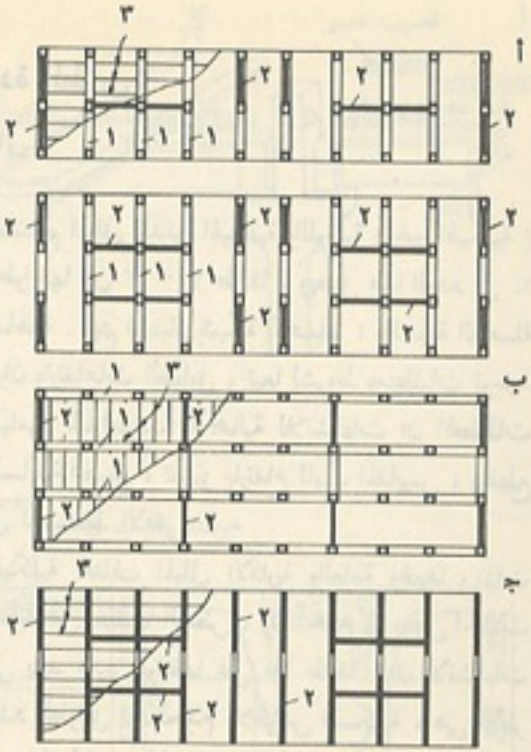
فى حالة الانشاء الواسع النطاق تصمم المبانى المدنية الهيكلية واللوحية (غير الهيكلية) المتعددة الطوابق ، بحيث يتراوح عدد طوابقها بين ١٢ – ١٦ طابقا ، ويصل هذا العدد الى ٢٠ طابقا فما فوق فى المبانى والعمارات الشاهقة . ويتم اختيار شبكة الاعمدة ، والمسافة الفاصلة بين مراكز الجدران الحاملة خطوة الجدران وارتفاعات الطوابق ، تبعا لشروط ومتطلبات توحيد مقاييس القطع الانشائية والتوحيد القياسى للبارامترات الاجمالية للانشاءات ان المخططات التصميمية للمبانى المقامة من القطع السابقة الصنع ، تتميز بارتفاع ثابت المقاييس ، وبقطع نموذجية منتظمة الانتاج وبتصميم دقيق للمسقط الافقى .

وتستخدم التصاميم الانشائية الهيكلية لمختلف المبانى الادارية والعامة وغيرها ، ذات الردهات والغرف الواسعة والجدران المتباعدة عن بعضها البعض ، وتستخدم فى بعض الحالات للمبانى والعمارات السكنية أيضا ، التى يزيد عدد طوابقها على ٢٥ طابقا . ان الانشاءات الحاملة الاساسية فى المبنى الهيكلى المتعدد الطوابق المستخدم للاغراض السكنية ، هى الاطر الخرسانية المسلحة ، والقواطع الرأسية (الجدران) والارضيات الموجودة بين الطوابق ، التى تربط تلك الجدران مع بعضها البعض .

وعند تأثير الاحمال الافقية ، نجد ان العمل الموحد للقطع الانشائية الرأسية المختلفة الانواع ضمن المبنى المتعدد الطوابق ، يتم بفضل جسوءة الانحناء المستوية العالية للارضيات الواقعة بين الطوابق ، التى تعمل بمثابة قواطع افقية . ان الارضيات السابقة الصنع ، تتميز ايضا بجسوءة انحناء عالية فى مستواها (جسوءة انحناء مستوية) وذلك بفضل لحام التركيبات المعدنية الاندماجية وتغطية الوصلات الموجودة بين الالواح الهيكلية المستقلة بالخرسانة .

ان اهم شرط للحصول على مزايا تشغيل عالية للمبنى المتعدد الطوابق ، هو تأمين مقاومته الجيدة للاحمال والقوى الافقية . ويتم الحصول على الجسوءة الفضائية لمثل هذا المبنى ، بمختلف انواع التوزيع النسبى لاجزاء التصميم الانشائى ، التى تختلف عن بعضها البعض اساسا من حيث طرق مقاومتها للاحمال والقوى الافقية .

وعلى سبيل المثال فى حالة الاطر الرأسية المتعددة الطوابق ووجود القواطع التشابكية المستعرضة ، يتم تحمل الاحمال الافقية من قبل القطع الانشائية الرأسية فى وقت واحد ، ويسلك المبنى الهيكلى فى الاتجاه الرأسى مثل سلوك الانشاء الاطارى التشابكى ، وفى هذه الحالة ، عند وجود القواطع التشابكية الرأسية فقط ، نجد ان المبنى يسلك فى الاتجاه الطولى



شكل ٦ – ١٦ . المخططات الانشائية للمبانى المدنية المتعددة الطوابق
أ – مبان هيكلية ذات اطر مستعرضة ؛ ب – مبان هيكلية ذات اطر طولية ؛ جـ – مبان من الواح هيكلية ؛ ١ – عوارض الاطر ؛ ٢ – القواطع الرابطة ؛ ٣ – الواح الارضيات

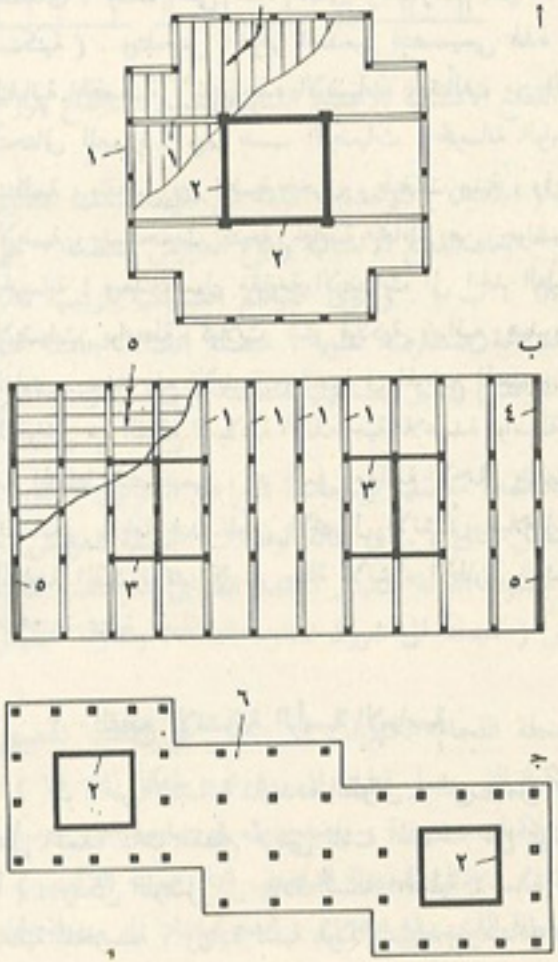
سلوك الانشاء التشابكى ، المتشابك القواطع (شكل ٦ – ١٦ ، أ) . وفى حالة الوضع المستعرض للقواطع الرأسية والوضع الطولى للاطر المتعددة الطوابق ، نجد ان المبنى يسلك فى الاتجاه العرضى سلوك الانشاء الاطارى (شكل ٦ – ١٦ ، ب) . وسوف يكون المخطط التصميمى لهيكل المبنى فى حالة الاتصال المفصلى بين العوارض والاعمدة ، مخططا شبكيا فى كلا الاتجاهين الطولى والعرضى .

ان المخططات التصميمية للمبانى الهيكلية المتعددة الطوابق ، التى تتحمل الاحمال الافقية كما هى الحالة فى الانشاء الاطارى المتشابك ، انتشرت على نطاق واسع فى حقل البناء ، وذلك لانها تتميز بافضل خواص هندسية واقتصادية .

ان التصاميم اللوحية تستخدم للعمارات السكنية ، الفنادق ، ودور الاستجمام وما شابهها من المبانى الاخرى ، التى تتميز بوجود القواطع الرأسية والجدران المتقاربة . وفى المبانى اللوحية ، نجد ان القطع الانشائية الحاملة الاساسية تتمثل فى القواطع الرأسية ، التى تتكون نتيجة لوجود الالواح الهيكلية للجدران الحاملة الداخلية ، الموضوعة بصورة مستعرضة ، واحيانا طولية ، والارضيات الواقعة بين الطوابق والتى تربطها مع بعضها البعض . وتعلق الالواح الهيكلية للجدران الخارجية فى اطراف الواح الجدران الحاملة المستعرضة . والمبنى

اللوحى المتعدد الطوابق ، يقاوم الحمل الافقى فى كل من الاتجاهين العرضى والطولى ، مثلما يقاومه الانشاء التشابكى (شكل ٦ – ١٦ ، جـ) .

ويبين الشكل (٦ – ١٧) بعض الانواع الاخرى من المخططات التصميمية للمبانى والعمارات المتعددة الطوابق . ومنها على سبيل المثال ، مخططات المبانى الهيكلية ، المحتوية على قلب جسوءة مفرد ، والتى تستخدم فيها بمثابة قواطع رأسية متشابكة ، الجدران الداخلية للانفاق الرأسية الموحدة للمصاعد الكهربائية والتهوية ، وبيوت (هياكل) الدرج (شكل ٦ – ١٧ ، أ) ، والمحتوية على قلبين للجسوءة مفتوحى المقطع العرضى – على هيئة مقطع شكل ـــ او مقطع شكل I (شكل ٦ – ١٧ ، ب) ، وعلى قلبين للجسوءة ومسقط افقى معقد الشكل ، مصمم بحيث يساعد على وضع المخطط المعمارى الخاص بالانشاء



شكل ٦ – ١٧ . المخططات الافقية الانشائية للمبانى الهيكلية المتعددة الطوابق
أ – المحتوية على قلب جسوءة مفرد ؛ ب – المحتوية على قلبين للجسوءة ؛ جـ – المحتوية على قلبين للجسوءة بتركيب معقد ، والمقامة بطريقة رفع البلاطات السفلية (الارضية) ؛ ١ – عوارض الاطر ؛ ٢ – قلب الجسوءة المفضل ؛ ٣ – قلب جسوءة بمقطع على شكل I ، ٤ – قواطع رابطة ؛ ٥ – لوح الارضية ؛ ٦ – ارضية لاحقية مصبوبة فى الموقع

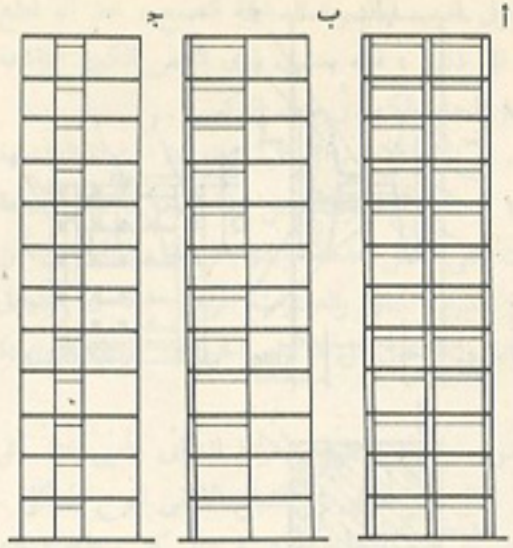
(شكل ٦ – ١٧ ، جـ) . وفى هذه المخططات التصميمية المشروحة اعلاه للمبانى والعمارات المتعددة الطوابق ، تتم مقاومة الاحمال والقوى الافقية طبقا لحالة الانشاء الاطارى التشابكى .

وفى المبانى المحتوية على قلب جسوءة مفرد ، تكبر شبكة الاعمدة لاجل ضمان التخطيط الحر الملائم ، وفى عدد من التصاميم تستثنى الاعمدة الداخلية ويتم اسناد القطع الانشائية للارضيات على الاعمدة الخارجية وقلب الجسوءة الداخلى ، ان عوارض الارضيات التى يتراوح باعها بين ١٢ و ١٥ م ، تكون سابقة الاجهاد ومفصلية الاتصال مع الاعمدة ، اما الالواح الهيكلية للارضيات ، فتكون ذات فجوات او صندوقية المقطع العرضى . وتتم مقاومة القوى والاحمال الافقية ، كما هى الحالة فى الانشاء التشابكى .

وفى المبانى والعمارات المحتوية على قلبين للجسوءة والمتميزة بمسقط افقى معقد الشكل ، تكون الارضيات مصبوبة فى الموقع ، على هيئة بلاطة لاعتبية (مستوية) خالية من التاج المسندى . وتنشأ مثلى هذه المبانى والعمارات بطريقة رفع الارضيات (او رفع الطوابق السكنية) . ويتلخص الجوهر الهندسى التصميمى لهذه الطريقة الانشائية ، فى ان الورشة الميدانية المخصصة لانتاج هذه الارضيات ، تتألف من الارضية الواسعة الواقعة فوق الطابق التحتانى للعمارة . ويتم صب الارضيات بالخرسانة الواحدة فوق الاخرى على هيئة رزمة منتظمة ، وتفصل بين ارضية واخرى ، طبقات بينية . وفى المواضع التى تمر فيها الاعمدة عبر الارضية ، تستحدث فتحة خاصة محاطة من حواشيها باطواق فولاذية مثبتة تماما فى الخرسانة . وبعد وصول مقاومة الارضيات الى الحد الطبيعى ، اى الوضع المصمم ، ترفع الارضيات بواسطة كبلات شد فولاذية ومرافيع هيدرولية موضوعة على اعمدة الطابق العلوى . وبعد رفع الارضية ووضعها فى الموضع المصمم للتشغيل ، تثبت الاطواق الفولاذية للحواشى مع القطع الفولاذية الاندماجية للاعمدة بواسطة اللحام الكهربائى . وفى هذا النوع من المخطط التصميمى ، يتم تحمل ومقاومة الاحمال والقوى الافقية كما هى الحالة فى الانشاء التشابكى ، اما عند تأمين الاتصال الانشائى للبلاطات الارضية مع الاعمدة ، نجد ان المقاومة المذكورة تتم كما فى حالة الانشاء الاطارى التشابكى ، التى تكون فيه البلاطات اللاعتبية بمثابة العوارض .

٢ – القطع الانشائية الرأسية الاساسية

ان الاطر الانشائية المتعددة الطوابق ، التى يصل عدد طوابقها الى ١٦ طابقا ، تحتوى على اعمدة ذات مقطع عرضى ثابت المساحة على ارتفاع المبنى برمته (شكل ٦ – ١٨ ، أ) . ويمكن التوصل الى زيادة السعة الحملية لاعمدة الطوابق السفلية ، باستخدام ماركة عالية للخرسانة ، وزيادة نسبة فولاذ التسليح واستخدام فولاذ جاسىء . ولاختصار الجهود



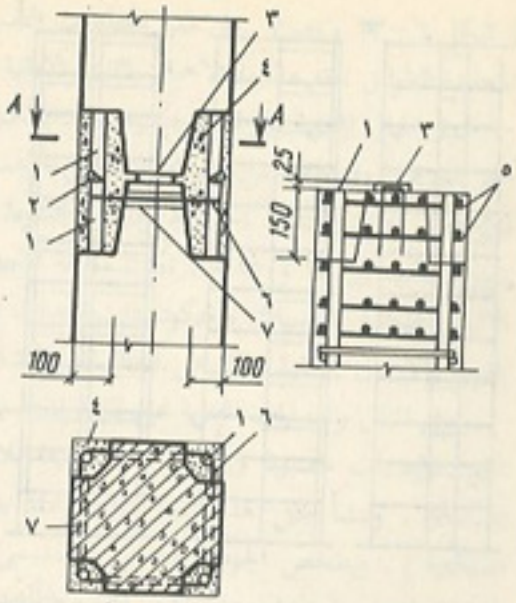
شكل ٦ – ١٨ . القطع الانشائية الرأسية الاساسية للمبانى المتعددة الطوابق
أ – اطر عادية متعددة الطوابق ؛ ب – قواطع رابطة مركبة ؛ جـ – قواطع رابطة ذات فتحات

المبذولة فى تركيب الاعمدة ، تنتج القطع الانشائية للاعمدة السابقة الصنع ، بارتفاع يتراوح بين طابقين واربعة طوابق .

ان القواطع التشابكية الرأسية (الجدران) الموحدة ، المؤلفة من جزء مصمت جدارى وجزء اطارى ، تتميز ببنية منتظمة – ابعاد القطع الانشائية وابواع العوارض منتظمة – على مدى ارتفاع المبنى (شكل ٦ – ١٨ ، ب) . وتحتوى القواطع التشابكية الرأسية ذات الفتحات على عتبات خرسانية مسلحة مستعرضة علوية ، متصلة اتصالا جاسئا عند المساند مع الجدران الفاصلة (بين النوافذ) وتتميز ايضا ببنية منتظمة على مدى ارتفاع المبنى (شكل ٦ – ١٨ ، جـ) .

وتكون وصلات العوارض مع الاعمدة مفصلية او جاسئة تقع على الكوابيل المستورة ، وقد تكون بدون كوابيل (راجع الفصل الثانى) . وفى حالة الوصلات الجاسئة للعوارض مع الاعمدة ، تزداد بصورة ملموسة الجسوءة العامة للمبنى المتعدد الطوابق ، وتختصر كمية الفولاذ المستخدم فى تسليح العوارض (استنادا الى شروط المقاومة العامة ، ومقاومة التشقق والارتخاءات القصوى) .

وتنجز وصلات الاعمدة بواسطة اللحام الكهربائى فى حوض من المعدن المنصهر للاطراف البارزة من القضبان الفولاذية التى يصل قطرها الى ٤٠ مم (شكل ٦ – ١٩) . وتقوى اطراف الاعمدة بشبكات فولاذية مستعرضة ، ويستحدث فى نهايتها جزء خرسانى بارز (نتوء) للتمركز يبلغ ثخنه ٢٥ مم (وذلك لسهولة التراصف اثناء عملية التركيب) . ان عرض القطع السفلى الزاوى للخرسانة الذى يبلغ ١٥٠ مم ، يحدد استنادا الى سهولة لحام



شكل ٦ – ١٩ . وصلات الاعمدة ، المنجزة بلحام الاجزاء البارزة من الفولاذ ، فى حوض من المعدن المنصهر
١ – الاجزاء البارزة للفولاذ ؛ ٢ – لحام تركيبى ؛ ٣ – ذنوه خرسانى لمركزى ؛ ٤ – خرسانة الصب ؛ ٥ – شبكات فولاذية مستعرضة ؛ ٦ – طوق اضافى ؛ ٧ – شقوب (اخاديد) فى العمود

الاطراف البارزة للقضبان الفولاذية . وبعد وضع وتسوية القطع الانشائية للأعمدة ، يتم لحام الاطراف البارزة للقضبان الفولاذية على التوالى فى الاتجاه القطرى ، ويوضع فى مكان الوصلة طوق تركيبى اضافى يتراوح قطره بين ١٠ – ١٢ مم . وتصب فجوات الوصلة (اى الدرزة الضيقة الواقعة بين اطراف قطع الاعمدة والقطوع السفلية الزاوية) بالخرسانة المضغوطة فى قوالب دائمة الاستخدام . وقد اثبتت التجارب ان الوصلة تكون فى هذه الحالة عالية المقاومة ومتينة جدا . وبالمقارنة مع الوصلات الاخرى نجد ان الوصلة المذكورة اعلاه تعتبر اكثر اقتصادية من حيث استهلاك الفولاذ والجهود المبذولة فى انتاجها . وان وصلة الاعمدة ذات السطح الكروى للقطع الانشائية الموصولة والتى تحتاج الى لحام كهربائى للاطراف البارزة فى حوض من المعدن المنصهر (اى الوصلة الكروية) تحتاج عند انتاجها الى قوالب اكثر تعقيدا ، ولهذا السبب لا تستخدم الآن هذه الوصلة فى تصاميم المبانى والعمارات المتعددة الطوابق .

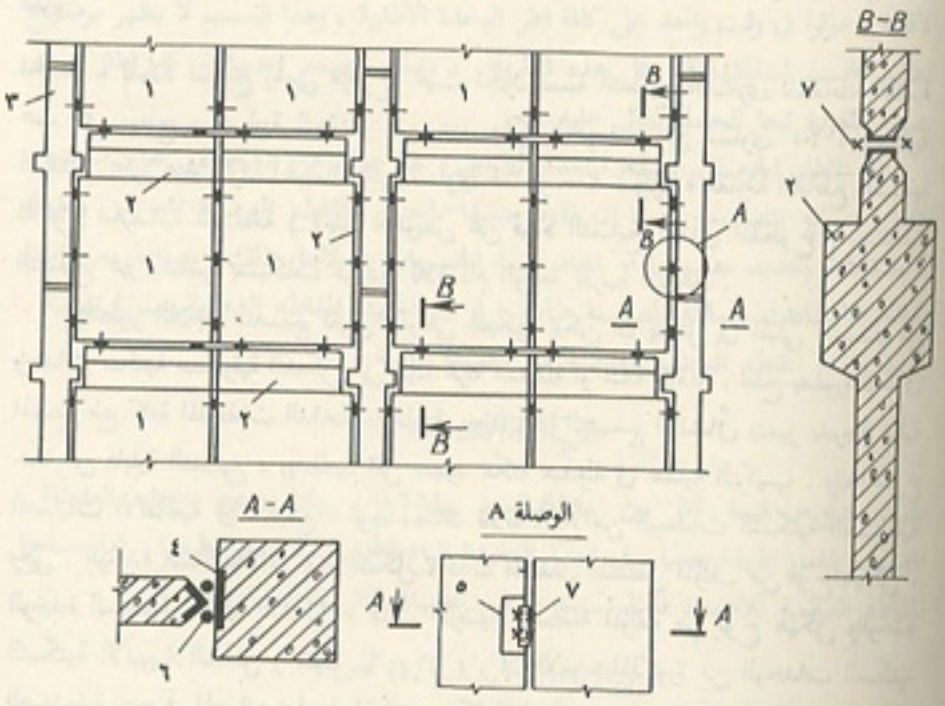
ان القطع الانشائية التى تتألف منها القواطع التشابكية الرأسية ، تتمثل فى اعمدة الهيكل الاساسى والالواح الهيكلية المحتوية على شفهات لاجل استناد الالواح على الارضيات (شكل ٦ – ٢٠) . وتوصل القطع الانشائية مع بعضها البعض بواسطة اللحام الكهربائى للقطع الاندماجية المعدنية وتغطيتها بالخرسانة . وتستخدم كذلك الالواح الهيكلية المصبوبة فى الموقع بعد لحام القطع الاندماجية المعدنية للاعمدة مع الشبكات الفولاذية .

ان القواطع التشابكية الرأسية التى على هيئة قلوب الجسوءة ، غالبا ما تنتج بطريقة

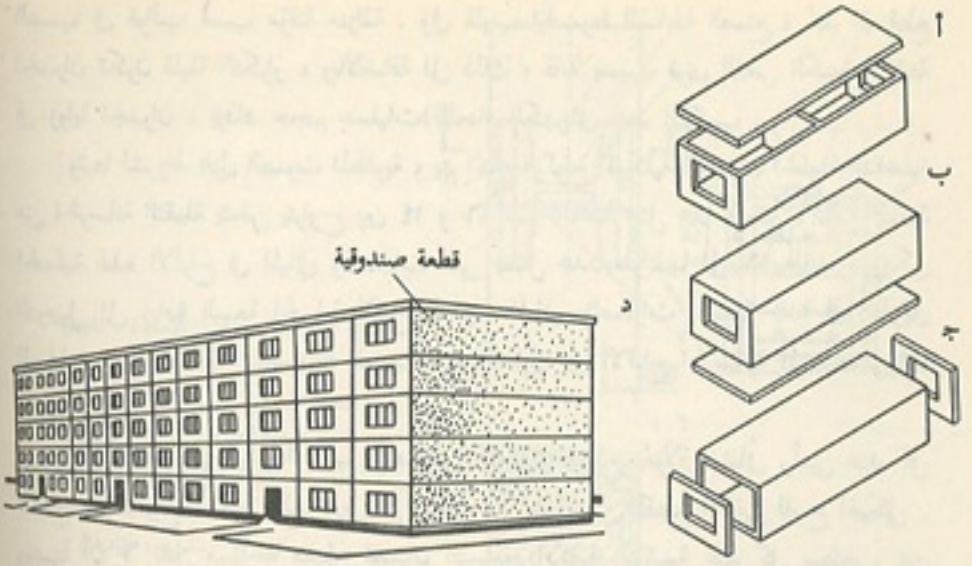
الصب فى قوالب لصب مؤقتة منزلقة . وفى قلوب الجسوءة السابقة الصنع ، نجد ان قطع الجدران تكون قليلة التكرار ، وبالاضافة الى ذلك ، فانه بسبب قوى القص الكبيرة الناشئة فى زوايا الجدران ، يزداد حجم عمليات اللحام الكهربائى عند التركيب .

وتبعا لشروط عزل الصوت المطلوبة ، يتم انتاج الالواح الهيكلية للجدران الحاملة الداخلية من الخرسانة الثقيلة بشخن يتراوح بين ١٤ و ١٦ سم . وعند مثل هذا الشخن ، تؤمن السعة الحملية لهذه الالواح فى المبانى والعمارات التى يصل عدد طوابقها الى ١٦ طابقا . ويمكن التوصل الى زيادة السعة الحملية لالواح جدران المبانى والعمارات المرتفعة جدا فى الطوابق السفلى ، بزيادة الماركة المصممة للخرسانة ، والتحول الى الالواح الخرسانية المسلحة وزيادة شخنها .

ان الالواح الهيكلية الخرسانية للجدران الحاملة ، تسلح بفولاذ انشائى رأسى عند كل سطح من اللوح بكمية تبلغ ٣ر٠ سم٢ لكل متر طولى من المقطع الافقى للوح الهيكلى . ويجب أن لا تقل مساحة مقطع قضبان التسليح الافقية التركيبية عند كل سطح ، عن ٣ر٠ سم٢ لكل متر طولى من المقطع الرأسى . وتسلح الالواح الخرسانية المسلحة للجدران



شكل ٦ – ٢٠ . وصلة القطع الانشائية للقواطع التشابكى الرأسى
١ – الالواح الهيكلية للقواطع التشابكى ؛ ٢ – شفهات لاستناد الواح الارضية ؛ ٣ – اعمدة هيكل المبنى ؛ ٤ – القطع الاندماجية التركيبية للاعمدة ؛ ٥ – القطع الاندماجية التركيبية لالواح القواطع التشابكى ؛ ٦ – قضبان التوصيل ؛ ٧ – لحام تركيبى



شكل ٦ – ٢١ . المخططات الانشائية لعمارة سكنية متعددة الطوابق مؤلفة من وحدات سكنية مجمعة
١ – وحدة انشائية قدحية الشكل ؛ ٢ – وحدة انشائية طاقية الشكل ؛ ٣ – وحدة انشائية انبوبية الشكل ؛ ٤ – عمارة متعددة الطوابق

الحاملة ، بفولاذ تسليح رأسي مزدوج بحيث تكون نسبة التسليح الصغرى للمقاطع الافقية عند كل سطح ، مساوية للمقدار ٠٫١ عند ماركة الخرسانة التي تساوى ٢٠٠ ، ومساوية للمقدار ٠٫١٥ عند ماركة الخرسانة التي تساوى ٣٠٠ او ٤٠٠ . ولزيادة مقاومة المقاطع المسندية للالواح الخرسانية المسلحة (لاجل التعويض عن فولاذ التسليح الطولي المقطوع) يستخدم التسليح غير المباشر بشبكات فولاذية للاقسام الواقعة بقرب المساند .

والتطور اللاحق لتصميم المبنى اللوحي الهيكلي يمكن ان يتمثل في المبنى المصمم من وحدات سكنية صندوقية الشكل على هيئة غرفة مستقلة او شقة كاملة ، تنتج بصورة تامة في المصنع مع كافة الملحقات الداخلية الجاهزة . وان هذا التصميم الانشائي يتميز بدرجة عالية جدا من قابلية التصنيع ، ويتطلب اقل جهود ممكنة مبذولة في عملية التركيب . وتبعا لنوع العمليات الانتاجية في المصنع ، توجد هناك ثلاثة انواع من الوحدات السكنية الصندوقية وهي : الوحدة السكنية القدحية الشكل ، ذات السقف المستقل المؤلف من لوح هيكلي ، الوحدة السكنية الطاقية الشكل ، ذات الارضية المستقلة المؤلفة من لوح هيكلي والوحدة السكنية الانبوبية الشكل (شكل ٦ – ٢١) . ان الانواع المذكورة من الوحدات السكنية الصندوقية تنتج في المصانع اما بطريقة الصب كاملة او تجمع من قطع سابقة الصنع على هيئة الواح هيكلية جاهزة . ان طريقة استناد الوحدات السكنية على بعضها البعض ، تحدد مسبقا طبيعة اشتغال المبنى المصمم عند تعرضه للاحمال . وفي حالة استناد الوحدات على الوصلة

المصبوبة في الموقع على امتداد المحيط باكمله ، عندئذ يسلك المبنى سلوك الانشاء اللوحي المتعدد الطوابق ، الذي تقوم جدرانه الحاملة بمقاومة الانضغاط ، وعندما تكون الوحدة السكنية مستندة في نقاط معينة عند الزوايا او مستندة على اعمدة جدارية ناتئة (pilasters) عندئذ يسلك المبنى سلوك الانشاء اللوحي المتعدد الطوابق ، الذي تقوم جدرانه الحاملة بمقاومة الانحناء في نفس مستواها .

البند الثالث

معلومات حول تصميم الاطر المتعددة الطوابق

١ – الاختيار المسبق للمقاطع العرضية

ان الاطر المستوية الموضوعة بخطوة معينة من بعضها البعض والمرتبطة بواسطة الارضيات ، تؤلف وحدة اطارية مجسمة ذات ابعاد افقية تساوى المسافات الفاصلة بين الوصلات التمددية او الجدران الخارجية . وتكون الاحمال الرأسية الساكنة والاحمال المتحركة وكذلك احمال الريح الافقية ، مؤثرة في وقت واحد على كافة اطر الوحدة الاطارية ، ولهذا السبب لا يظهر بوضوح الطابع المجسم لسلوكها في مثل هذه الظروف ، ويمكن تصميم وحساب كل اطار مستو بصورة منفردة تبعا للحمل المؤثر عليه .

ان الاطار الخرساني المسلح المتعدد الطوابق ، هو عبارة عن انشاء غير محدد استاتيا ، ولاجل حسابه وتصميمه يجب ان نقوم مسبقا باختيار المقاطع العرضية للعوارض والقوائم الانضغاطية وتحديد جسوءتها او ايجاد نسبة الجسوءات . ولاجل ذلك ، يستفاد من امثلة ونماذج الانشاءات المماثلة المصممة سابقا ، او يتم اختيار المقاطع العرضية بصورة تقريبية . ويحدد ارتفاع المقطع العرضي للعارضة من الصيغة التالية :

$$h_0 = 1{,}8\sqrt{M/R_{pr}b}$$

حيث تتراوح قيمة M بين $0{,}6M_0$ و $0{,}7M_0$ ، M_0 – عزم انحناء العارضة ، المحسوب بنفس طريقة حسابه في العتبة الوحيدة الباع الحرة الاستناد من طرفيها . اما مساحة المقاطع العرضية للاعمدة فانها تستخرج من الصيغة التقريبية التالية :

$$F_c = (1, 2, \ldots, 1, 5)N/R_{pr}$$

واستنادا الى الاختيار المسبق للمقاطع العرضية ، يتم الترابط المتبادل بين مقاطع العوارض ومقاطع القوائم الانضغاطية (الاعمدة) وتقرب ابعادها الى اقل ابعاد موحدة ممكنة . ان عزم

القصور الذاتى لمقاطع العوارض والقوائم يحدد كما هو عليه بالنسبة للمقطع الخرسانى المصمت . وفى حالة الارضيات المصبوبة فى الموقع ، يحدد عزم القصور الذاتى للعوارض ، كما هو عليه بالنسبة للمقاطع شكل T التى عرض شفتها يساوى المسافة (الخطوة) الفاصلة بين الاطر .

٢ – القوى الناتجة عن الاحمال الرأسية

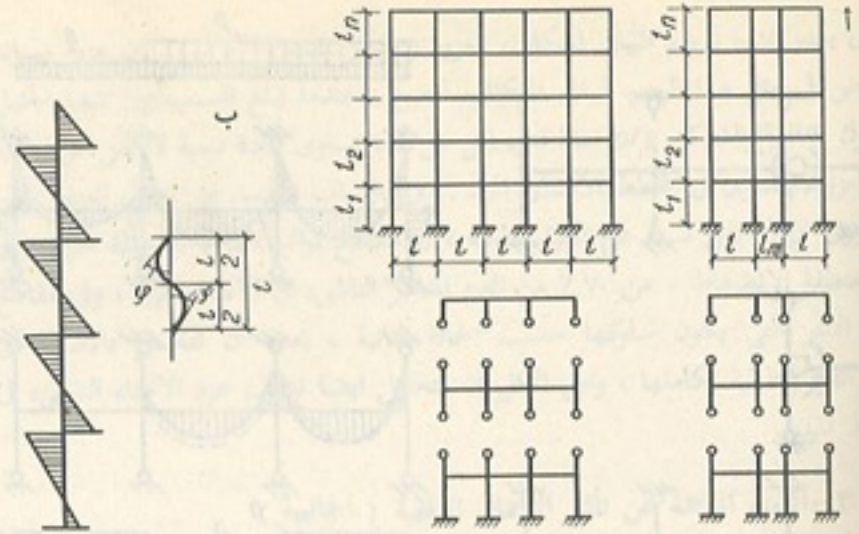
ان الاطر المتعددة الطوابق والمتعددة الابواع للمبانى الهيكلية ، تتميز على الاغلب بمخطط تصميمى واحد متماثل ، يحتوى على ابواع متساوية او على باع وسطى مختصر عند محور التماثل ، وكذلك على حمل متماثل يؤثر على الطوابق (شكل ٦ – ٢٢ ، أ) . ان وصلات قوائم مثل هذه الاطر ، الواقعة على خط عمودى واحد ، تكون لها زوايا دوران متساوية تقريبا ، وبالتالى تكون لها ايضا عزوم متساوية فى الوصلات مع وجود نقطة اللاعزوم (العزوم الصفرية) فى منتصف ارتفاع الطابق (شكل ٦ – ٢٢ ، ب) . وهذا يمكننا من تقسيم الاطار المتعدد الطوابق الى عدد معين من الاطر الوحيدة الطابق ذات ارتفاع معين للقوائم (الاعمدة) يساوى نصف ارتفاع الطابق وكل اطار يحتوى على مفصلات فى اطراف الاعمدة ، باستثناء الطابق الاول .

ويجب تصميم ثلاثة من هذه الاطر الوحيدة الطابق ، تبعا لتأثير الحمل الرأسى ، وهى : اطار الطابق العلوى ، اطار الطابق المتوسط واطار الطابق الاول . واذا كان عدد ابواع الاطار يزيد على ثلاثة ابواع ، يستبدل الاطار عمليا باطار ذى ثلاثة ابواع ، وتعتبر عزوم الانحناء المؤثرة فى الابواع الوسطية للاطار المتعدد الابواع ، مماثلة للعزوم المؤثرة فى الباع الوسطى للاطار الثلاثى الابواع .

وعند التصميم بطريقة الانحرافات يكون عدد زوايا الدوران (الانحرافات الزاوية) المجهولة مساويا لعدد الوصلات فى طابق واحد من الاطار . وعادة تهمل الانحرافات الافقية (الجانبية) عند تأثير الاحمال الرأسية . اما عند استخدام طريقة القوى فى التصميم ، تعتبر المجاهيل متمثلة فى عزوم مساند العوارض فى طابق واحد من الاطار وتتحول المسألة الى معادلات ثلاثية الحدود لعتبة عادية مستندة على مساند مرنة الدوران . ويمكن اجراء الحساب والتصميم ايضا ، باستخدام الجداول الخاصة الموجودة فى الملحق XIII فى آخر الكتاب .

ان عزم المسند فى عارضة الاطار ، الذى يحتوى على اعمدة متماثلة المقاطع ضمن طابق واحد ، يساوى ما يلى :

$$M = (\alpha g + \beta p)l^2$$

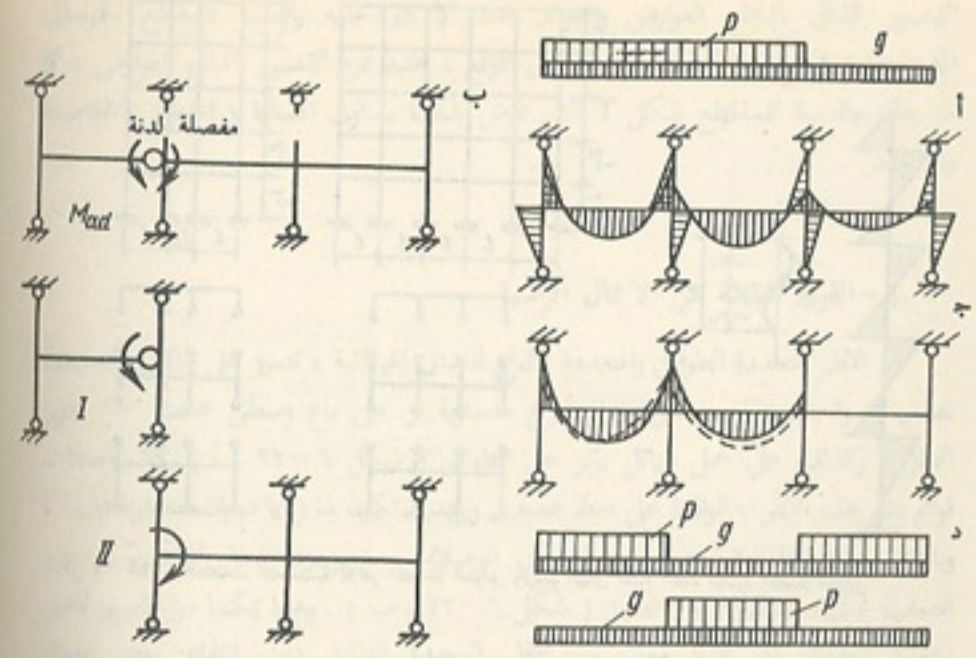


شكل ٦ – ٢٢ . المخططات التصميمية للاطر المتعددة الطوابق والرسم البيانى لعزوم انحناء العمود المتعدد الطوابق

حيث α و β – معاملان تؤخذ قيمتهما من الجداول الخاصة ، وهما يعتمدان على مخطط التحميل بالاحمال الساكنة والاحمال المتحركة وعلى نسبة مجموع الجسوءات لكل متر طولى من القوائم المتصلة بالوصلة ، الى الجسوءة الطولية المترية للعارضة ، g و p – الحمل الساكن والحمل المتحرك على التوالى المؤثران على كل متر طولى من العارضة ، l – باع العارضة بين محاور الاعمدة .

ان عزوم الانحناء فى القوائم تحدد لكل مخطط تحميل لاطار معين ، بواسطة الفرق بين عزوم مساند العوارض فى الوصلة ، الذى يوزع توزيعا يتناسب مع الجسوءات الطولية للقوائم .

وتحدد عزوم الانحناء فى مقاطع ابواع العوارض وكذلك قوى القص فيها ، بالطرق العادية المتبعة بالنسبة للعتبة الوحيدة الباع ، المعرضة لحمل خارجى ولتأثير عزوم المساند فى اطرافها . واثناء حساب وتصميم الاطر ، من الافضل ان نأخذ فى الاعتبار تكوين المفصلات اللدنة ونعادل عزوم الانحناء للحصول على فائدة اقتصادية وانتاجية معينة مثل : تخفيف وتبسيط الوصلات بين القطع السابقة الصنع ، وزيادة القطع الموحدة المقاييس للقوالب المؤقتة وفولاذ التسليح ، وتبسيط تسليح الوصلات التركيبية ، وتحسين ظروف صب الوصلات بالخرسانة وهلم جرا . وللقيام بذلك ، يتم حساب وتصميم الاطار (كما هى الحالة بالنسبة لعارضة الارضية العتبية) تبعا لتأثير الاحمال الساكنة ومختلف انواع الاحمال المتحركة ، باعتبار الاطار بمثابة انشاء مرن . وبعد ذلك يتم تخطيط الرسم البيانى الاضافى للعزوم ، التابع لكل مخطط



شكل ٦ – ٢٣ . الرسوم والمخططات البيانية لتصميم الاطر المتعددة الطوابق ، تبعا لمقاومة الاحمال الرأسية ، بطريقة العزوم المتكافئة

تحميل من المخططات المذكورة على انفراد، وهذا بدوره يجمع مع الرسم البيانى للانشاء المرن، بحيث لا تقل نسبة العزم المتكافىء الناجم فى المقطع المصمم عن ٧٠٪ من العزم فى المخطط التصميمى المرن .

ومن المستحسن فى الانشاءات الاطارية ، تعيين موضع ظهور المفصلات اللدنة عند مساند العوارض ، وتقليل عزوم المساند . ولنفرض بان الاطار قد صمم باعتباره احد الانشاءات المرنة وحصلنا لمجموعة معينة من الاحمال المؤثرة عليه ، على الرسم البيانى المناظر للعزوم (شكل ٦ – ٢٣ ، أ) . والآن لو خططنا لهذه المجموعة من الاحمال ، الرسم البيانى الاضافى للعزوم ، عندئذ سيكون عزم المسند الاضافى M_{add} عبارة عن قيمة معلومة منفردة ، ونتيجة لذلك سيتم تقسيم الانشاء الاطارى المبحوث ومجموعة معادلاته القانونية الى مجموعتين أبسط ، تحتويان على عدد اقل عن المجاهيل (شكل ٦ – ٢٣ ، ب). والرسم البيانى المتكافىء M لعوارض الاطار المذكور ، مبين فى الشكل (٦ – ٢٣ ، جـ) .

وعند اتباع الطريقة المبسطة لتعادل (موازنة) العزوم فى عارضة الاطر المتعددة الطوابق والمتعددة الابواع ، يسلط حمل متحرك عبر الباع وحمل ساكن فى كافة الابواع ، وفى هذه الحالة يتم الحصول على الرسم البيانى للعزوم ، المحتوى على العزوم القصوى فى الابواع وعند القوائم ،

والذى يعتبر بمثابة الرسم البيانى المتكافىء للعزوم (شكل ٦ – ٢٣ ، د) . ان عزوم مساند العوارض فى مثل هذا الرسم البيانى المتكافىء للعزوم ، عندما تبلغ النسب بين شدة الحمل المتحرك والحمل الساكن p/g حدا قدره اقل من 5 ، تساوى عادة نسبة لا تقل عن ٧٠٪ من العزوم القصوى فى المخطط الانشائى المرن . وفى الحساب المعتمد على تعادل العزوم ، من الضرورى ان لا تقل نسبة عزم القوة الطولية ، فى مقاطع قوائم الاطر ، المأخوذة حول مركز ثقل منطقة الانضغاط ، عن ٧٠٪ من العزم المناظر الناشىء فى الانشاء المرن ، وفى مقاطع قوائم الاطر التى يكون سلوكها حسب الحالة الثانية ، يجب ان تتحمل بالاضافة الى ذلك القوة الطولية بكاملها ، وعلى الاقل ان تتحمل ايضا نصف عزم الانحناء الناشىء فى المخطط المرن .

٣ – القوى الناجمة عن تأثير الاحمال الافقية (الجانبية)

ان حساب تأثير الاحمال الافقية (احمال الريح) يتم بطريقة تقريبية . وفى هذه الطريقة يستبدل الحمل الافقى الموزع بانتظام ، بقوى مركزة مؤثرة فى الوصلات الزاوية للاطار (شكل ٦ – ٢٤) .

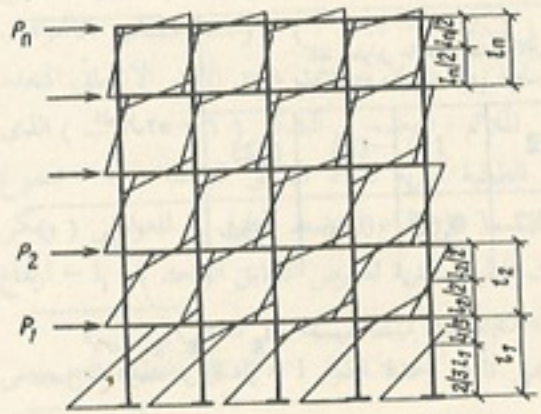
ان نقطة العزوم الصفرية (نقطة اللاعزوم) للرسم البيانى لعزوم قوائم كافة طوابق الاطار ، باستثناء الطابق الاول ، تعتبر واقعة فى منتصف ارتفاع الطابق ، اما فى الطابق الاول ، عندما تكون القوائم مثبتة تماما فى الاساس ، فتعتبر نقطة العزوم الصفرية المذكورة واقعة على مسافة تساوى ثلثى الارتفاع ابتداء من موضع التثبيت .

ان قوى القص الناجمة فى كل طابق من طوابق الاطار هى :

$$Q_1 = P_1 + P_2 + \dots + P_n$$

$$Q_2 = P_2 + P_3 + \dots + P_n$$

وهلم جرا الى آخره ...



شكل ٦ – ٢٤ . الرسم التخطيطى لتصميم الاطر المتعددة الطوابق تبعا لمقاومة الاحمال والقوى الافقية

وهذه القوى تتوزع بين القوائم المنفردة توزيعا يتناسب طرديا مع جسوءاتها :

$$Q = Q_k B / \sum_{1}^{m} B_j \qquad (VI - 9)$$

حيث B – جسوءة القائم ، و m – عدد القوائم فى كل طابق .

ان القوائم الطرفية للاطار التى تكون درجة تثبيتها فى الوصلة اقل من درجة تثبيت القوائم الوسطية (وذلك لان العارضة تتصل مع الوصلة الطرفية من جهة واحدة فقط) تتحمل قوة قص طابقية اقل نسبيا ، وهو الامر الذى يؤخذ فى الاعتبار عند التصميم والحساب بالتقليل الاصطلاحى لجسوءة القوائم الطرفية ، بضربها فى معامل قدره $\beta < 1$ تستخرج قيمته المضبوطة من الجدول (٦ – ١) .

وتبعا لقيم قوى القص المستخرجة يتم تحديد عزوم الانحناء عند قوائم كافة الطوابق ما عدا الطابق الاول ، من المعادلة التالية :

$$M = Q(l/2) \qquad (VI - 10)$$

وبالنسبة للطابق الاول ، تستخرج قيمة عزم انحناء القائم فى المقطعين العلوى والسفلى ، كما يلى :

$$M = Q(l/3); \quad M = Q(2\ l/3) \qquad (VI - 11)$$

وعند تحديد عزوم مساند العوارض ، يتوزع مجموع العزوم فى وصلة الاطار ، من القائمين الواقعين فى الاعلى والاسفل بين العوارض ، توزيعا يتناسب طرديا مع الجسوءات الطولية المترية . وفى الوصلة الطرفية نجد أن عزم العارضة يساوى مجموع عزوم القوائم .

جدول ٦ – ١

قيم المعامل β لتقليل جسوءة القوائم الطرفية للاطر المتعددة الطوابق عند تصميمها تبعا لمقاومة الاحمال الافقية

المعامل	كافة الطوابق ما عدا الطابق الاول ، عند i_g/i_b						الطابق الاول
	0,25	0,5	1	2	3	4	
β	0,54	0,56	0,62	0,7	0,75	0,79	0,9

الرموز : $i_g = B_g/l_g$ – الجسوءة الطولية المترية لعارضة الباع الاخير ، i_b – الجسوءة الطولية المترية للقائم الاخير المتصل مع الوصلة من الاسفل .

٤ – القوى التصميمية واختيار المقاطع العرضية

استنادا الى الرسوم البيانية للعزوم وقوى القص الناشئة فى الاطار نتيجة لتأثير الاحمال المختلفة ، يتم تخطيط الرسوم البيانية المحصلة للعزوم M وحساب القوى الطولية المناظرة N لمجموعات الاحمال الاساسية والاضافية .

وبالنسبة للمقاطع العرضية المصممة ، يجب استنادا الى الرسوم البيانية المحصلة ، ايجاد القيمتين M_{max} و M_{min} وقيمة القوة N المناظرة لهما ، وكذلك قيمة N_{max} وقيمة العزم M المناظرة للقيم المذكورة . ويمكن كذلك ايجاد القوى المصممة كذلك من الجدول الخاص بذلك حيث تكتب فى اعمدته قيم القوى المناظرة لكل حالة من حالات التحميل . ان المقاطع المصممة للعوارض ، هى المقاطع الواقعة على كلا المسندين وفى الباع ، اما مقاطع الاعمدة المصممة فهى المقاطع الواقعة فى الاعلى والاسفل ، وبالاضافة الى ذلك مقطع او مقطعين متوسطين للاعمدة المرتفعة . ويتم اختيار مقاطع العوارض والقوائم لكل من القطع المعرضة للانحناء وللانضغاط على حد سواء . واذا كانت العزوم مختلفة العلامات ولكنها متقاربة القيم ، تسلح المقاطع العرضية عندئذ بفولاذ تسليح متماثل . ويمكن اعتبار مقطع العمود مقبولا ، اذا كانت نسبة التسليح تتراوح بين ١ و ٢ . ويؤخذ الطول المصمم للقوائم تبعا لظروف تثبيتها فى الوصلات . وبالنسبة لقطع الاطر السابقة الصنع ، من الضرورى كذلك حساب وتصميم الوصلات .

٥ – الانحرافات الافقية (الجانبية)

لاجل الاغراض التصميمية ، يمكن اعتبار المبنى الهيكلى المتعدد الابواع والمتعدد الطوابق ، مثل الاطار المتعدد الطوابق ، التى تكون فيه جسوءات العوارض والقوائم مساوية لمجموع جسوءات كافة اطر المبنى الهيكلى (شكل ٦ – ٢٥ ، أ) . وعند حساب الانحرافات الافقية ، اثبتت التجارب انه يمكن مساواة زوايا دوران وصلات طابق الاطار الانشائى المتعدد الطوابق ، واستخدام المخطط التصميمى الملائم ، الموضح فى الشكل (٦ – ٢٥ ، ب) الذى فيه : s_i – تمثل مجموع الجسوءات الطولية المترية لقوائم الطابق الواحد ، r_i – مجموع جسوءات عوارض الطابق الواحد ، مقسما على الباع المتوسط الطول l_g للعوارض (ويمكن اعتبار r_i ايضا بمثابة مجموع الجسوءات الطولية المترية لعوارض الطابق الواحد) ، l_i – ارتفاع الطابق و n – عدد الطوابق .

ان الانحرافات الافقية الناجمة عن تأثير وحدة القوة P = 1 فى المخطط التصميمى

المذكور ، تساوى ما يلى :

$$\delta_{11} = (1/12)(S_1 + R_1) \qquad (VI - 12)$$

$$\delta_{kk} = (1/12)(S_k + R_k + l_k^2/4r_k), \quad k = 2, 3, \dots, n \qquad (VI - 13)$$

$$\delta_{ki} = \delta_{ik} = \delta_{k,k+1} = \dots = \delta_{kn} = \delta_{kk} + l_k l_{k+1}/48r_k \qquad (VI - 14)$$

حيث ان

$$S_k = \sum_{1}^{k} l_i^2/s_i \qquad (VI - 15)$$

$$R_1 = l_1^2/(4r_1 + 0{,}33s_1) \qquad (VI - 16)$$

$$R_2 = (l_1 + l_2)^2/(4r_1 + 0{,}33s_1) \qquad (VI - 17)$$

$$R_k = R_{k-1} + (l_{k-1} + l_k)^2/4r_{k-1}, \quad k = 3, 4, \dots, n \qquad (VI - 18)$$

وفى الصيغتين (VI-12) و (VI-13) نجد ان الحد الاول S_k يعبر عن تأثير جسوءة القائم على انحرافات الاطار المتعدد الطوابق ، والحد الثانى R_k يعبر عن تأثير جسوءة العوارض . وعند تحديد الانحرافات فى حالة التثبيت الكامل لقوائم الاطار فى الوصلات ، يجب أن تؤخذ $R_k = 0$. ولكن اهمال حساب جسوءة عوارض الاطار المتعدد الطوابق ، قد يؤدى الى حدوث خطأ جوهرى فى قيمة الانحرافات (اى ان قيمة الانحرافات المستخرجة فى هذه الحالة قد تزيد على القيمة الفعلية بمرتين او ثلاث مرات او حتى اكثر من ذلك) .

ان انحرافات الاطر المتعددة الطوابق، الناجمة عن تأثير الاحمال الافقية المسلطة فى وقت واحد على كافة الطوابق ، تساوى ما يلى :

$$y = \delta_{k1}P_1 + \delta_{k2}P_2 + \dots + \delta_{kn}P_n \qquad (VI - 19)$$

وعندما يبلغ عدد الطوابق $n \geqslant 6$ وقوة القص المؤثرة على كل طابق تبلغ

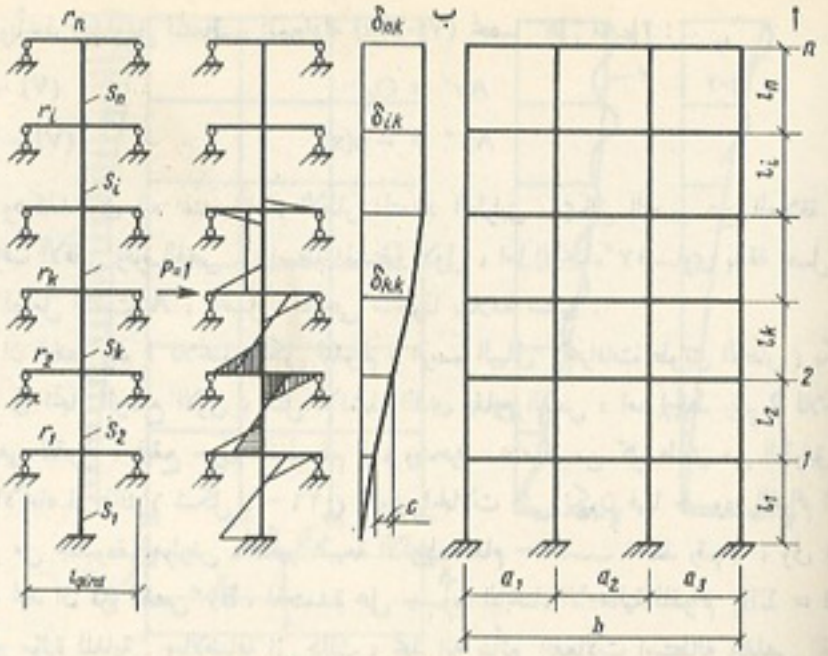
$$Q_k = \sum_{i=k}^{n} P_i; \qquad i \geqslant k$$

يمكن فى هذه الحالة ايجاد انحرافات الاطار باعتبارها مساوية لمجموع التمايلات الجانبية (الانحرافات النسبية لاطراف القوائم) فى كل طابق ، كما يلى :

$$y = \sum_{i=1}^{k} Q_i c_i; \qquad i \leqslant k \qquad (VI - 20)$$

حيث c_i – التمايل الجانبى (sideway) الناجم عن تأثير وحدة القوة فى احد الطوابق العلوية .

وبالنسبة للاطار الانشائى المتعدد الطوابق ذى التصميم العادى ، والجسوءات الطولية المترية s ، r الثابتة على مدى الارتفاع ، والارتفاع المتساوى للطوابق l ، يمكن ايجاد التمايل



شكل ٦ – ٢٥ . المخططات التصميمية (أ ، ب) للاطار المتعدد الطوابق ، والانحرافات الناجمة فيه

الجانبى الناجم عن وحدة القوة او الحمل P = 1 ، بضرب الرسم البيانى للعزوم فى نفسه ، فى الاقسام المظللة من الرسم (شكل ٦ – ٢٥ ، ب) . وفى هذه الحالة سنحصل على ما يلى :

$$c = \sum \int \bar{M}^2 dx/B = (l^2/12)(1/s + 1/r) \qquad (VI - 21)$$

وعندما نعتبر جسوءة القص للاطار المتعدد الطوابق مساوية A ، والقوة التى تحدث وحدة الانحراف الزاوية هى $\psi = Ac/l = 1$ ، نحصل على ما يلى :

$$A = 1/c; \qquad A = 12/l(s^{-1} + r^{-1}) \qquad (VI - 22)$$

وعندما يبلغ عدد الطوابق $n \geqslant 6$ يمكن استبدال الترتيب المنفصل (giscrete disposition) لعوارض الاطار بترتيب متواصل واستبدال الحمل المركز P_i بحمل موزع p(x) واستبدال عملية الجمع فى المعادلة (VI-20) بعملية أخذ التكامل . عندئذ سيكون الانحراف المذكور مساويا لما يلى :

$$y = \int_0^x Q_0(c/l)dx = \int_0^x (Q_0/A)dx \qquad (VI - 20a)$$

حيث Q – قوة القص الناجمة عن الحمل الموزع ، و x – الاحداثى الرأسى للمقطع الافقى للاطار .

وبأخذ التفاضل المتعاقب للمعادلة (VI-20a) نحصل على ما يلى :

$$Ay' = Q_0 \qquad (VI - 23)$$

$$Ay'' = -p(x) \qquad (VI - 23a)$$

وهكذا نرى انه عند انحناء الاطار المتعدد الطوابق ، يمكن التعبير عن العلاقة بين الانحراف الافقى وقوة القص ، بواسطة المشتقة الاولى ، اما الانحناء "y فيساوى بدقة تصل الى حد المعامل الثابت A ، الحمل الخارجى مأخوذا بعلامة سالبة .

ان الخط رقم 1 للانحناء الكلى للقوائم (الرسم البيانى لانحرافات طوابق الاطار) يكون مقعرا فى اتجاه الوضع الاولى ، مثل الانشاء الذى يقاوم القص ، اما الخط رقم 2 للانحناء الموضعى للقوائم ، فيقع حول الخط رقم 1 ، وينحرف عنه ضمن كل طابق من الطوابق فى هذا الاتجاه او ذاك (شكل ٦ – ٢٦) . وفى الحالات التى تكون فيها جسوءة القوائم اكبر بكثير من جسوءة العوارض ، تتغير طبيعة الانحناء العام – حسب الخط رقم 3 ، وفى هذه الحالة نجد ان قوة القص "By ، المعتمدة على جسوءة الانحناء الاجمالية للقوائم $B = \Sigma B_j$ ، تصبح مؤثرة للغاية . وبالاضافة الى ذلك ، نجد انه بتأثير انفعالات استطالة وتقلص القوائم الطرفية ، الناجمة عن تأثير القوى الطولية N ، ينحنى الاطار الانشائى ، مثل الانشاء الكابولى الرأسى ، الذى تساوى فيه المسافة بين القوائم الطرفية (الاوتار) المقدار b ، وجسوءة الانحناء تساوى B_0 . وفى القوائم الوسطية للاطار المتعدد الابواع ، التى لا تختلف ابواعه عن بعضها البعض الا قليلا ، نجد ان القوى الطولية تكون كبيرة ، وذلك لانها تساوى الفرق بين قوى القص الناشئة فى العوارض . ان زاوية الدوران الاضافية للقوائم ، الناجمة عن عزم الانشاء الرأسى $M = Nb$ ، بافتراض وجود انحراف مستو للاطار ، تساوى ما يلى :

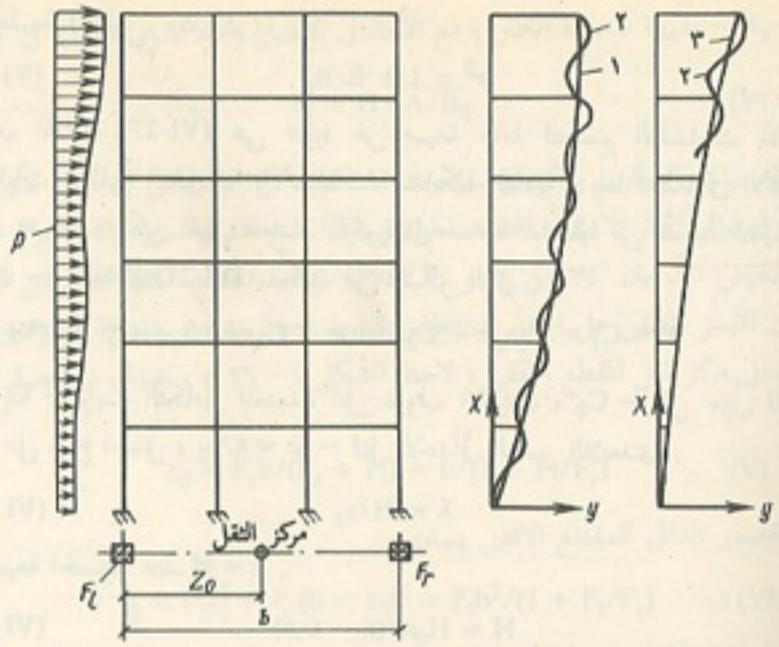
$$\int_0^x (MM/B_0)dx = (b/B_0)\int_0^x Ndx$$

عندئذ ستكون صيغة قوة القص عند حساب الانفعالات الناجمة عن القوى الطولية ، استنادا الى الصيغة (VI-23) كما يلى :

$$A\left[y' + (b/B_0)\int_0^x Ndx\right] = Q_0 \qquad (VI - 24)$$

والمعادلة العامة لتوازن قوى القص فى المقطع العرضى للاطار ستكون كالآتى :

$$-By''' + Ay' + (Ab/B_0)\int_0^x Ndx = Q_0 \qquad (VI - 25)$$



شكل ٦ – ٢٦ . انحرافات الاطار الانشائى المتعدد الطوابق

١ – خط الانحناء العام لقوائم الاطار المتعدد الطوابق ، الذى يسلك سلوك الانشاء المعرض لقوى القص ؛ ٢ – خط الانحناء الموضعى للقوائم ؛ ٣ – خط الانحناء العام للقوائم ، عندما تزيد جسوءتها كثيرا على جسوءة العوارض

ونستخرج قيمة N من معادلة توازن العزوم فى نفس المقطع الافقى السابق ، كما يلى :

$$N = (M_0 - M)/b = (M_0 - B_y'')/b$$

حيث M_0 عزم الحمل الخارجى فى مستوى x ، $M = -By''$ عزم الانحناء الاجمالى لقوائم الاطار .

وتصبح معادلة الانحناء بعد تعويض قيمة N فى المعادلة (VI-25) وأخذ تكاملها بالنسبة للقيمة x ، كما يلى :

$$By^{IV} - Ap^2y'' - AM_0/B_0 - p(x) = 0 \qquad (VI - 26)$$

ولو رمزنا الى الانحراف y المضروب فى B ، بالرمز w ، يمكننا اعادة كتابة المعادلة السابقة على الشكل التالى :

$$s_2^2w^{IV} - w'' - (p^2 - 1)M_0/p^2 - s_2^2p(x) = 0 \qquad (VI - 27)$$

حيث ان

$$s_2 = \sqrt{B/Ap^2} \qquad (VI - 28)$$

تمثل الطبيعة الخطية ، وكذلك :

$$\nu^2 = 1 + B/B_0 \qquad (VI - 29)$$

ان المعادلة (VI-27) هى عبارة عن صيغة عامة لتصميم الانشاءات الاطارية ، والانشاءات الاطارية التشابكية والانشاءات التشابكية العادية . واذا أخذنا فى الاعتبار ان $M = -w''$ ، يمكن تحويل المعادلة المذكورة الى معادلة تفاضلية من الدرجة الثانية .

ان حل المعادلة (VI-27) سيكون على الشكل التالى :

$$w = C_1 + C_2 s_\varphi + C_3 \cosh\varphi + C_4 \sinh\varphi + C_0 \qquad (VI - 30)$$

حيث C_i – ثوابت التكامل المعتمدة على ظروف الاطراف ، C_0 – حل جزئى للمشتقة يعتمد على نوع الحمل ، $\varphi = x/s_2$ – تمثل الاحداثى الرأسى اللابعدى .

$$\lambda = H/s_2 \qquad (VI - 31)$$

تمثل طبيعة الجسوءة عند $x = H$.

$$H = H_0 n/(n - 0,5) \qquad (VI - 32)$$

تمثل الارتفاع المصمم للمبنى ، H_0 – المسافة من موضع التثبيت الى محور عارضة الطابق (الدور) العلوى .

وبالنسبة للانشاءات (التصاميم) الاطارية العادية ، يمكن اهمال الحد الاول من المعادلة (VI-26) . وعندئذ سنحصل على المعادلة التالية :

$$Ay'' + AM_0/B_0 + p(x) = 0 \qquad (VI - 33)$$

وهنا تكون $\nu^2 = 1$ وذلك لان $B = 0$.

وبأخذ تكامل المعادلة (VI-33) مرتين متتاليتين وايجاد ثوابت التكامل من الشروط الطرفية : ١) $y(0) = 0$ ، ٢) $Ay'(0) = Q_0(0)$ نحصل فى حالة تأثير الحمل الموزع بانتظام ، على معادلة لانحرافات الاطار المتعدد الطوابق المعرض لذلك الحمل $p = p(x)$ وعلى العزم الناجم عن الحمل الخارجى $M_0 = -0,5p(H - x)^2$ ، وهذه المعادلة هى كما يلى :

$$y = (pH^2/2A)(2\xi - \xi^2) + (pH^4/8B_0)(2\xi^2 - 4\xi^3/3 + \xi^4/3) \qquad (VI - 34)$$

حيث $\xi = x/H$ تمثل الاحداثى الرأسى اللابعدى .

وعند $\xi = 1$ ، نجد ان ارتخاء الطابق العلوى للاطار سيكون مساويا لما يلى :

$$f = pH^2/2A + pH^4/8B_0 = (pH^2/2A)(1 + \lambda_f^2/4) \qquad (VI - 35)$$

حيث λ_f – طبيعة جسوءة الاطار ، مع الأخذ فى الاعتبار وجود القوى الطولية فى القوائم .

$$\lambda_f = H\sqrt{A/B_0} \qquad (VI - 36)$$

وقد بينت التجارب والاختبارات انه عندما تكون $\lambda_f < 0,7$ يمكن ان نهمل تأثير القوى الطولية فى قوائم الاطار الانشائى المتعدد الطوابق ، وان نضع عند الحساب والتصميم $\nu^2 = 1$.

ولنفرض الآن بان كلا من F_1 و F_r تمثلان مساحة المقطع الكلية لكل من القائمين الطرفيين الايسر والايمن على التوالى فى الطابق الواحد ، وان z_0 تمثل المسافة من محور القوائم اليسرى الى مركز ثقل المقطع الافقى (لاحظ الشكل ٦ – ٢٦) ، عندئذ سنحصل على ما يلى :

$$z_0 = F_r b/(F_r + F_1) = b/(1 + F_1/F_r) \qquad (VI - 37)$$

وعزم القصور الذاتى للمقطع الافقى يساوى :

$$I_0 = F_1 z_0^2 + F_r(b - z_0)^2 = F_1 b^2/(1 + F_1/F_r) \qquad (VI - 38)$$

وجسوءة انحناء الاطار ستساوى :

$$B_0 = E_c F_1 b^2/(1 + F_1/F_r) \qquad (VI - 39)$$

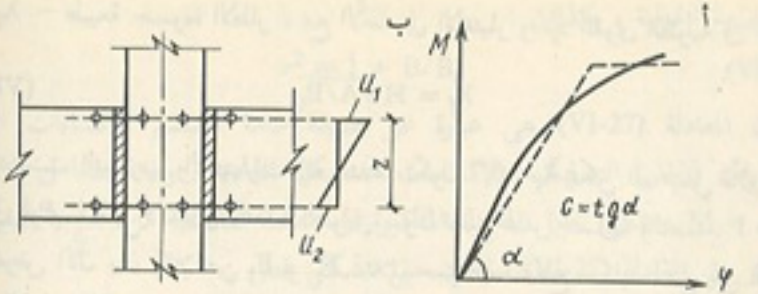
وجسوءة انحناء الاطار المتماثل عندما $F_1 = F_r = F$ ستساوى :

$$B_0 = E_c F b^2/2 \qquad (VI - 40)$$

ولذلك ستعتمد الجسوءة B_0 على الجسوءة المحورية للقوائم التى هى $E_c F$.

٦ – مطاوعة الوصلات

ان مطاوعة (compliance) او قابلية انفعال وصلات القطع الخرسانية المسلحة السابقة الصنع ، تؤدى الى حدوث انخفاض معين فى جسوءة المبنى المتعدد الطوابق وزيادة الارتخاءات الافقية فيه . ونتيجة الانفعالات غير المرنة للقطع المعدنية الاندماجية (المبيتة) وقضبان التوصيل الفولاذية وقطع التثبيت المعدنية ، نجد ان وصلات العوارض والقوائم تنفعل فى داخل الخرسانة . وفى هذه الاثناء ، تتغير الزاوية الابتدائية المحصورة بين سطوح القطع المتصلة مع بعضها البعض ، بتأثير عزم الانحناء M ، بمقدار يساوى زاوية المطاوعة (angle of compliance) التى تساوى φ . وان المعامل الوسطى لقابلية انفعال الوصلة او معامل جسوءة الوصلة يعين استنادا الى نتائج الاختبارات ، باعتباره مساويا لظل زاوية ميل القاطع ،



شكل ٦ – ٢٧ . الرسوم التخطيطية لحساب مطاوعة وصلات العوارض مع الاعمدة

على الرسم البيانى $M - \varphi$ للعزوم (شكل ٦ – ٢٧) :

$$C = M/\varphi$$

وزاوية مطاوعة الوصلة ، تساوى ما يلى :

$$\varphi = (u_1 + u_2)/z$$

حيث u_1 و u_2 تمثلان الانحرافين المقاسين لمنطقة الشد ومنطقة الانضغاط فى الوصلة ، مع طرح الانحرافات الناجمة استنادا الى طريقة الحساب هذه ، فى الوصلات المصبوبة فى الموقع ، المماثلة لهذه الوصلات السابقة الصنع ، z – المسافة الفاصلة بين محاور اجهزة القياس .

ويمكن بصورة مسبقة ، تحديد معامل جسوءة الوصلة بوحدة (kN/m) ، استنادا الى ارتفاع مقطع القطعة الانشائية المتصلة ، وذلك باستخدام الصيغة الوضعية التالية :

$$C = \eta 10^5 h^2; \qquad (\eta \approx 7) \qquad (VI - 41)$$

ان مطاوعة الوصلات تؤخذ فى الاعتبار عند تحديد جسوءة قص الاطار A ، وذلك بالتقليل المناسب للجسوءة الطولية المترية للقطع الانشائية . وعند وجود الوصلات بين الاعمدة فى كل طابق من الطوابق ، والوصلات بين العوارض عند كل مسند من المساند ، عندئذ سنحصل على ما يلى :

$$\left.\begin{aligned} s &= \sum i_{st}(1 + \mu_{st})/(1 + 4\mu_{st}); \quad \mu_{st} = i_{st}/C_{st} \\ r &= \sum i_g/(1 + 6\mu_g); \quad \mu_g = i_g/C_g \end{aligned}\right\} \qquad (VI - 42)$$

حيث C_{st} و C_g – معاملا جسوءة الوصلة فى القوائم والعوارض على التوالى : i_{st} و i_g – الجسوءتان الطوليتان المتريتان للقوائم والعوارض على التوالى .

ان وصلات الاعمدة تتميز أيضا بمطاوعتها المحورية عند تعرضها لتأثير القوة الطولية N . وفى منطقة وصلات الاعمدة ، يظهر انحراف طولى اضافى هو u . ويتم تحديد معامل جسوءة الوصلة $C_0 = N/u$ بواسطة التجارب الخاصة بذلك (شكل ٦ – ٢٨) . ان معامل جسوءة وصلات الاعمدة النموذجية التى تبلغ ابعاد ومقطعها العرضى ٤٠ × ٤٠ سم ، يساوى $C_0 = 7 \times 10^6 kN/m$ استنادا الى معطيات التجارب العملية .

والانفعالات الطولية للقوائم مع الأخذ فى الاعتبار مطاوعة وصلاتها (عند وجود الوصلات فى كل طابق من الطوابق) تساوى ما يلى :

$$\varepsilon = N/E_c F + N/lC_0 = N(1 + \mu_0)/E_c F \qquad (VI - 43)$$

$$\mu_0 = E_c F/lC_0 \qquad (VI - 44)$$

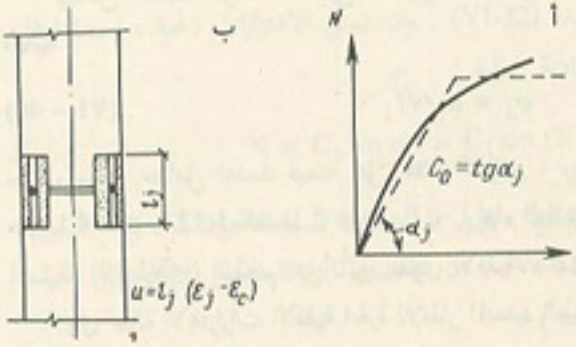
ويمكن ان نعتبر بان معاير المرونة E_c ، يقل بمقدار $(1 + \mu_0)$ نتيجة لتأثير مطاوعة وصلات القوائم .

ان جسوءة انحناء الاطار المتماثل ، مع الأخذ فى الاعتبار مطاوعة وصلات القوائم ، واستنادا الى الصيغة (VI-40) يساوى ما يلى :

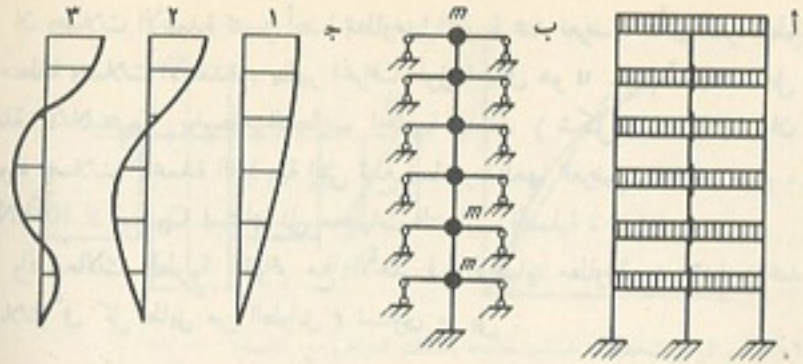
$$B_0 = E_c F b^2/2(1 + \mu_0) \qquad (VI - 40a)$$

وبنفس الطريقة تحدد قيمة B_0 للاطار غير المتماثل .

وقد أثبتت الابحاث والتجارب ، ان مطاوعة وصلات القطع الانشائية ، يمكن أن تؤدى الى زيادة الانحرافات الافقية الجانبية ، للمبنى الهيكلى المتعدد الطوابق بنسبة تتراوح بين ٢٠ و ٤٠ ٪ .



شكل ٦ – ٢٨ . الرسوم التخطيطية لحساب مطاوعة وصلات الاعمدة



شكل ٦ – ٢٩ . الرسوم التخطيطية للتصميم الديناميكي لمبنى هيكلي متعدد الطوابق
أ – اطار مستعرض ؛ ب – المخطط التصميمي عند تحديد ترددات وأنساق الاهتزازات الافقية الحرة؛ جـ – انساق الاهتزازات الحرة الثلاثة الأولى

٧ – الخواص الدينامية

ان عدد ترددات المبنى الهيكلي المتعدد الطوابق (شكل ٦ – ٢٩ ، أ) واشكال الاهتزازات الافقية الحرة ، يساوى عدد طوابق المبنى (عدد درجات حرية الحركة) . وفى هذه الحالة ، تعتبر كتل الارضيات والاعمدة مركزة فى الوصلات (شكل ٦ – ٢٩ ، ب) . وكتلة الطابق الواحد فى المبنى المتعدد الطوابق ، تستخرج من المعادلة التالية :

$$m = Q/g \qquad (VI - 45)$$

حيث Q – الحمل المؤثر على الطابق ، الناجم عن كتلة الارضية ، والاعمدة ، والجدران والحمل المتحرك ، g – تسارع الجاذبية .

ان ترددات وأنساق الاهتزازات الحرة للمبانى المتعددة الطوابق ، تحدد من معادلات التردد ، وهنا تحدد وحدات الانحراف δ_{ik} من الصيغتين (VI-12) و (VI-13) .

ويمكن تحديد التردد الاساسى لاهتزازات الاطار المتعدد الطوابق ، باستخدام الصيغة التالية :

$$\varphi_1 = a_1/\sqrt{f} \qquad (VI - 46)$$

حيث a_1 – معامل تعتمد قيمته على عدد الطوابق ، ويساوى 1,08 عندما n = 3 ، 1,1 عندما n = 4 ؛ 1,12 عندما n = 5 ، f – ارتخاء الطابق العلوى للاطار ، الذى يحدد من الصيغة (VI-19) ، الناجم عن تأثير القوى الافقية ، المساوية لكتل الطوابق $P_k = m_k$.

وفى حالة الاهتزازات الافقية الحرة للاطار المتعدد الطوابق ، سيكون الحمل الخارجى ممثلا

فى قوى القصور الذاتى للكتلة ، وتساوى $-m\partial^2y/\partial t^2$ ، وعندما تكون $n \geqslant 6$ يمكن اعتبارها بمثابة حمل مركز ، اى :

$$p(x) = -(m/l)(\partial^2y/\partial t^2) \qquad (VI - 47)$$

وبما ان $Ay'' = -p(x)$ ، يمكن الحصول على معادلة تفاضلية متجانسة للاهتزازات الحرة ، كما يلى :

$$A\partial^2y/\partial x^2 - (m/l)(\partial^2y/\partial t^2) = 0 \qquad (VI - 48)$$

وبتعويض $y = XT$ وحل المعادلة المذكورة اعلاه ، نحصل على المعادلة التالية :

$$X = C_1 \sin \alpha x + C_2 \cos \alpha x \qquad (VI - 49)$$

حيث x – الاحداثى الرأسى لنسق الاهتزازات الحرة ، T – دالة الزمن .

$$\alpha = \omega\sqrt{m/Al} \qquad (VI - 50)$$

حيث ω – تردد الاهتزازات الافقية الحرة .

ان ظروف الاطراف (الظروف الحافية) هى :

١) $X(0) = 0$ ، ٢) $AX'(H) = 0$.

وفى هذه الحالة سنحصل على معادلتين متجانستين هما : ١) $C_2 = 0$ ، ٢) $C_1 \cos \alpha H = 0$. ومن حل هاتين المعادلتين ينتج ان

$$\cos \alpha H = 0; \quad \alpha H = (2i - 1)\pi/2$$

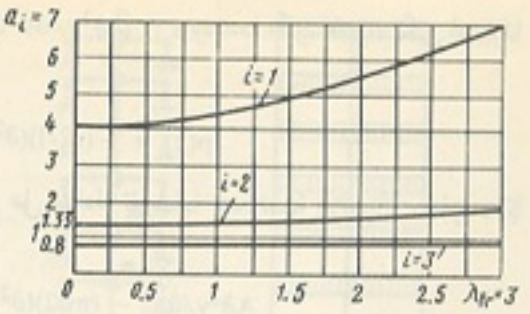
حيث i = ١ ، ٢ ، ٣ ... تمثل الرقم التوافقى للاهتزازات الحرة . والفترة الزمنية للاهتزازات الحرة ، استنادا الى المعادلة (VI-50) تساوى ما يلى :

$$T_i = 2\pi/\omega = [4H/(2i - 1)]\sqrt{m/Al} \qquad (VI - 51)$$

حيث تستخرج قيمة H من الصيغة (VI-32) . وان نسق الاهتزازات الحرة ، استنادا الى المعادلة (VI-49) يستخرج من المعادلة التالية :

$$X = C_1 \sin \alpha x = C_1 \sin (2i - 1)\pi\xi/2 \qquad (VI - 51')$$

وعند تحديد أنساق الاهتزازات الحرة ، يجب فقط معرفة نسبة الانحرافات ، ولهذا السبب تؤخذ القيمة $C_1 = 1$ فى المعادلة (VI-51') . ان الانساق الثلاثة الاولى للاهتزازات الحرة ، موضحة فى الشكل (٦ – ٢٩ ، جـ) .



شكل ٦ – ٣٠ . الرسم البيانى لتحديد فترة الاهتزازات الافقية الحرة للاطر المتعددة الطوابق ، مع الأخذ فى الاعتبار القوى الطولية للقوائم

واذا كانت طبيعة جسوءة الاطار ، استنادا الى المعادلة (VI-36) هى $\lambda_f \geqslant 0{,}7$ ، عندئذ تحدد فترة الاهتزازات الحرة من المعادلة التالية ، مع الأخذ فى الاعتبار القوى الطولية فى القوائم :

$$T_1 = a_1 H\sqrt{m/Al} \qquad (VI-51^*)$$

حيث a_1 – معامل تحدد قيمته من الرسم البيانى للشكل (٦ – ٣٠) . وان القوى الطولية ، تؤثر بالدرجة الاساسية على التردد الاساسى .

البند الرابع
معلومات حول حساب وتصميم المبانى الهيكلية واللوحية المتعددة الطوابق تبعا لتأثير الاحمال الافقية

١ – المخططات التصميمية والاحمال

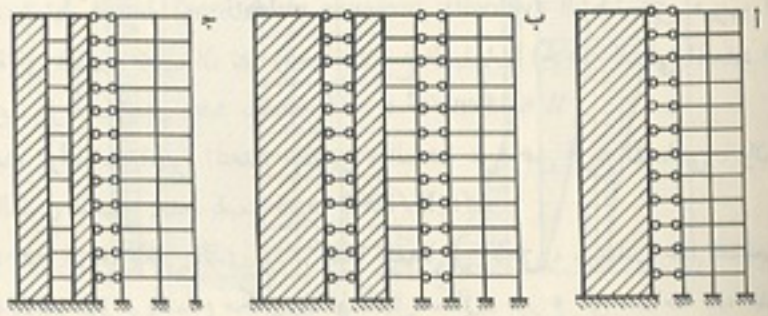
ان المخططات التصميمية للمبانى الهيكلية واللوحية المتعددة الطوابق ، توضع استنادا الى طبيعة الانشاءات والى كيفية مقاومتها للاحمال الافقية – حسب انظمة الانشاءات الاطارية ، والاطارية التشابكية والتشابكية العادية . وتعتبر الارضيات الواقعة بين الطوابق ، بمثابة قواطع افقية جاسئة غير قابلة للانفعال عند الانحناء فى نفس مستواها . وسوف نتحدث فيما بعد عن حساب تأثير الانحناء الذى تتعرض له الارضيات فى مستواها ، وذلك فى الحالات الضرورية لذلك الحساب .

المخططات التصميمية للانشاءات الاطارية التشابكية : ان هذه الانواع من المخططات التصميمية ، تمثل العمل الموحد للاطر المتعددة الطوابق ومختلف انواع القواطع الانشائية الرأسية (الجدران) التى قد تكون مصمتة ، او مختلطة او ذات فتحات (شكل ٦ – ٣١) . ان القطع الانشائية الرأسية التى تكون فعليا موازية لبعضها البعض فى المبنى ،

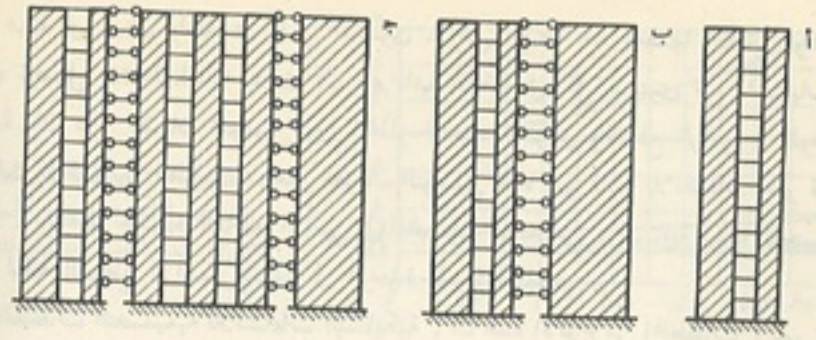
تظهر مرتبة فى صف واحد فى نفس المستوى ، وهى مرتبطة مع بعضها البعض بواسطة قضبان توصيل (link bars) وذلك لان انحرافاتها الافقية فى كل مستوى من المستويات ، متساوية وان دور قضبان التوصيل بين الاطار المتعدد الطوابق والقاطع الرأسى ، تقوم به الارضيات الواقعة بين الطوابق . وتعتبر قضبان التوصيل هذه غير قابلة للانضغاط وغير قابلة للتمدد . وتؤخذ جسوءة القاطع الرأسى فى المخطط التصميمى ، مساوية ايضا للجسوءة الكلية لبقية القواطع الرأسية المناظرة فى الوحدة المستقلة للمبنى .

المخططات التصميمية للانشاءات التشابكية : ان هذه الانواع من المخططات ، تعبر عن العمل الموحد للقواطع الرأسية للمبانى الهيكلية او اللوحية المتعددة الطوابق فى مختلف مجاميعها الموحدة . وقد تكون هذه القواطع الرأسية مصمتة او ذات فتحات ، بصف واحد او عدة صفوف من الفتحات (شكل ٦ – ٣٢) . وفى هذه المخططات التصميمية ، يتم التعبير عن القواطع الرأسية المرتبة فى المبنى فعليا بصورة موازية لبعضها البعض ، بصفوف قائمة فى مستوى واحد ومرتبطة مع بعضها البعض بواسطة قضبان التوصيل . وهنا يتم اهمال الانفعالات الطولية للعوارض والعتبات المستعرضة القصيرة وقضبان التوصيل بين القواطع الرأسية ، وذلك لضآلة قيمتها . وتهمل ايضا انفعالات القص الناشئة فى قوائم الاطر وفى القواطع الرأسية لنفس السبب . وعادة تبلغ نسبة ارتفاع المقطع العرضى للقاطع الرأسى h الى طوله H_0 ما يلى : $h/H_0 \leqslant 1/4$.

ويؤخذ فى الاعتبار عند الحساب ، تأثير مطاوعة وصلات القوائم والعوارض ، بالتخفيض المناسب فى جسوءتها الطولية المترية . وقد بينت التجارب انه فى الامكان أخذ تأثير مطاوعة وصلات القواطع الرأسية فى الاعتبار فى الحسابات الخاصة ، وذلك باجراء التخفيض المناسب فى جسوءة انحنائها الذى يساوى تقريبا ٣٠ ٪ .



شكل ٦ – ٣١ . المخططات التصميمية للانشاءات الاطارية التشابكية
أ – المحتوية على قاطع شامل مصمت ، ب – المحتوية على قواطع شاملة مصمتة وقواطع مختلطة ، جـ – المحتوية على قواطع ذات فتحات



شكل ٦-٣٢ . المخططات التصميمية للانشاءات التشابكية
أ- ذات القواطع المحتوية على فتحات ؛ ب- ذات القواطع المحتوية على فتحات وقواطع مصمتة شاملة؛ جـ- ذات قواطع مختلفة الانواع

وفى المخططات التصميمية للمبانى المتعددة الطوابق ، ذات البنية العادية والجسوءة الثابتة للقطع الانشائية على مدى ارتفاع المبنى برمته ، يكون من الافضل استبدال الترتيب المنفصل لكل من العوارض ، والعتبات المستعرضة القصيرة وقضبان التوصيل ، بترتيب متواصل .

وفى هذه الحالة يمكن حل مسائل حساب وتصميم المبانى والعمارات المتعددة الطوابق ، استنادا الى المعادلة التفاضلية العامة رقم (VI-27) . ويتم تحديد القوى والانحرافات والخواص الدينامية لمختلف انواع المبانى المتعددة الطوابق ، باستخدام الصيغ والجداول الموحدة ، التى تم الحصول عليها نتيجة لحل المعادلة العامة (VI-32) . وعندما يبلغ عدد الطوابق ١٦ طابقا واكثر ، تؤخذ $H = H_0$.

وبالنسبة للمبانى والعمارات التى يبلغ عدد طوابقها ١٢ طابقا ويزيد ارتفاعها على ٤٠ م ، يحدد حمل الريح المصمم عند حساب المقاومة ، مع الأخذ فى الاعتبار التأثير الدينامى لنبضات ضغط السرعة (velocity pressure pulsations) الناجمة عن هبوب الريح . وبالاضافة الى ذلك ، يجب ان تتم مراجعة تسارع الذبذبات الخاصة للمبنى المتعدد الطوابق عند هبوب الريح ، الذى يحدد بالقيمة التالية : $W \leqslant 15 cm/s^2$.

وتحدد ارتخاءات المبنى المتعدد الطوابق ، الناجمة عن حمل الريح الاساسى . وان ارتخاء الطابق العلوى للمبنى يحدد بقيمة قدرها $f \leqslant H/1000$.

ان حمل الريح الافقى الذى يزداد كلما ارتفعنا الى الاعلى ، يستبدل عند تصميم المبانى العالية ، بحمل موزع بانتظام مكافىء ، او بحمل مكافىء موزع على مساحة شبه منحرفة . وفى حالة التوزيع المنتظم للحمل ، يتم الحصول على صيغ اكثر اختصارا وعلى قيم مضبوطة عمليا للانحرافات والقوى فى المقاطع العرضية المصممة . وان حمل الريح المكافىء الموزع

بانتظام ، يحدد تبعا للعزم الناشىء عند قاعدة المبنى وذلك بواسطة الصيغة التالية :

$$p = 2M_f/H^2$$

حيث M_f – العزم الناشىء عند القاعدة ، نتيجة لتأثير حمل الريح الفعلى .

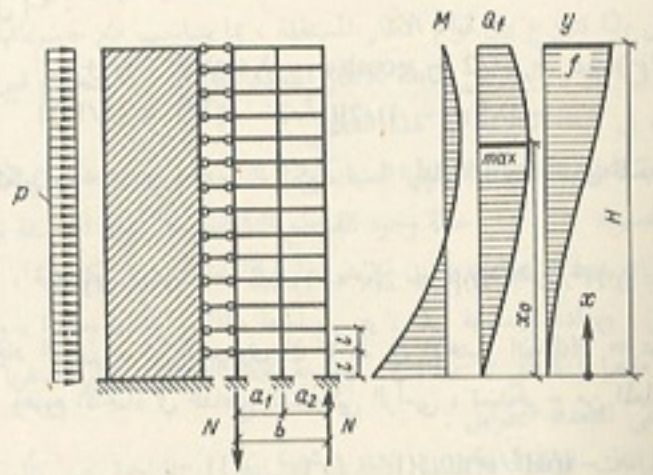
٢ – الانشاءات الاطارية التشابكية

فى الانشاءات الاطارية التشابكية ذات القواطع التشابكية المصمتة (شكل ٦-٣٣) ، تعتبر الانحرافات الافقية لكافة القواطع الانشائية الرأسية ، المتصلة مع بعضها البعض بارضيات جاسئة فى مستواها بالذات ، ومتساوية مع بعضها البعض ، ولذلك نجد ان جسوءتها الانحنائية الكلية ، تساوى ما يلى :

$$B = \Sigma B_j + B_{sh-w}$$

حيث ΣB_j – الجسوءة الكلية لقوائم الاطار ، B_{sh-w} – الجسوءة الكلية للقواطع التشابكية .

ان الجسوءة الكلية للقوائم تعتبر عادة بمثابة قيمة ضئيلة للغاية بالمقارنة مع الجسوءة الكلية للقواطع ، ولهذا السبب تهمل عند الحساب ، وتؤخذ القيمة $B = B_{sh-w}$. وفى هذه المسألة تستخدم أيضا المعادلة (VI-27) ويتم حلها طبقا للمعادلة (VI-30) . والظروف



شكل ٦-٣٣ . الرسوم التخطيطية لحساب وتصميم الانشاء الاطارى التشابكى

الطرفية للمسألة هى كالآتى :

$$(1)\ w(0) = 0; \quad (2)\ w'(0) = 0; \quad (3) - w'''(0) = Q_0(0);$$
$$(4)\ w''(\lambda) = 0$$

وفى حالة تأثير الحمل الموزع بانتظام $p(x) = p$ ، تكون قيمة العزم وقوة القص كما يلى :

$$M_0 = -0,5pH^2(1-\xi)^2; \quad Q_0 = pH(1-\xi)$$

عندئذ ستكون قيمة C_0 فى حل المعادلة (VI-30) كما يلى :

$$C_0 = -ps_2^4\varphi^2/2\nu^2 + [ps_2^4\lambda^4(\nu^2-1)/2\nu^2](\xi^2/2 - \xi^3/3 + .\xi^4/12) \quad (VI-52)$$

وبحل مجموعة المعادلات الخطية المذكورة نحصل على ما يلى :

$$C_1 = -C_3 = -ps_2^4\varkappa/\nu^2 \quad (VI-53)$$

$$C_4 = -s_2C_2 = -ps_2^4\lambda/\nu^2 \quad (VI-54)$$

حيث تكون قيمة K مساوية لما يلى :

$$\varkappa = (1 + \lambda\sinh\lambda)/\cosh\lambda \quad (VI-55)$$

ومعادلة الانحرافات ستتحول الى الشكل التالى بعد ان نعوض فى المعادلة (VI-30) قيم ثوابت التكامل C_i :

$$w = (ps_2^4/\nu^2)[\lambda\varphi - \varphi^2/2 + \varkappa\cosh\varphi - \lambda\sinh\varphi - \varkappa + [\lambda^4(\nu^2-1)/2](\xi^2/2 - \xi^3/3 + \xi^4/12)] \quad (VI-56)$$

وعندما تكون $\varphi = 1$ و $\xi = 1$ ، تكون قيمة ارتخاء الطابق العلوى للمبنى ، مساوية لما يلى :

$$f = (pH^4/2\nu^2\lambda^2B)[1 - 2(\varkappa-1)/\lambda^2 + \lambda^2(\nu^2-1)/4] \quad (VI-57)$$

وعند ايجاد القوى ، من الضرورى أن نأخذ فى الاعتبار ان $dx = s_2d\varphi = Hd\xi$ و $\lambda s_2 = H$ وعزوم الانحناء فى القاطع التشابكى الرأسى ، تستخرج من المعادلة التالية :

$$M = -w'' = -(pH^2/\nu^2)[0,5(1-\xi)^2(\nu^2-1) - (1 - \varkappa\cosh\varphi + \lambda\sin h\varphi)/\lambda^2] \quad (VI-58)$$

وقوى القص فى القاطع التشابكى الرأسى ، تستخرج من المعادلة التالية :

$$Q = M' = (pH/\nu^2)[(1-\xi)(\nu^2-1) + \cosh\varphi - (\varkappa/\lambda)\sinh\varphi] \quad (VI-59)$$

اما قوى القص الناشئة فى قوائم الاطار فتساوى ما يلى :

$$Q_f = Q_0 - Q = (pH/\nu^2)[1 - \xi + (\varkappa/\lambda)\sinh\varphi - \cosh\varphi] \quad (VI-60)$$

وان القوى الطولية فى القوائم الطرفية للاطر ، يمكن استخراجها من معادلة التوازن التالية :

$$N = (M_0 - M)/b = -(pH^2/b\nu^2)[0.5(1-\xi)^2 + (1 - \varkappa\cosh\varphi + \lambda\sinh\varphi)/\lambda^2] \quad (VI-61)$$

ان عزوم الانحناء M وقوى القص Q ، تكون موزعة بين القواطع التشابكية المستقلة للاطار الانشائى ، بصورة تتناسب مع جسوءاتها الانحنائية .

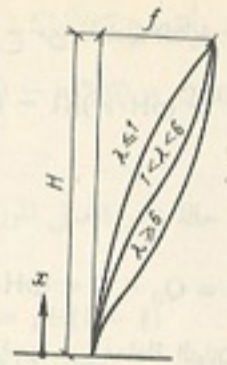
والرسوم البيانية للقوى والانحرافات الناشئة فى الانشاء الاطارى التشابكى ، موضحة فى الشكل (٦ – ٣٣) . وعلى الرسم البيانى لقوى القص ، نجد ان قوة القص القصوى Q_f ، تكون فى المقطع العرضى ذى الاحداثى φ_0 ، حيث :

$$Q_f' = -1 + \varkappa\cosh\varphi_0 - \lambda\sinh\varphi_0 = 0 \quad (VI-62)$$

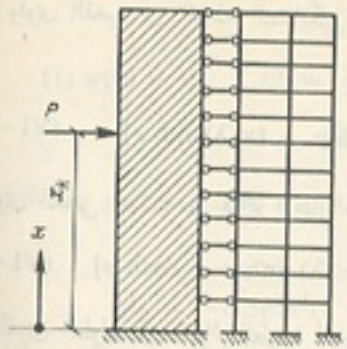
ويجب ان ننتبه هنا الى انه عندما $\varphi = \lambda$ ، تختلف قيمة قوة القص Q_f عن الصفر . وان قوة القص Q_f تتوزع بين قوائم الاطار المستقلة ، بما يتناسب مع جسوءاتها . ويتم تحديد عزوم الانحناء فى القوائم والعوارض التابعة للاطار المتعدد الطوابق ، باستخدام قيم قوى القص ، كما جاء ذكره فى البند الثالث من هذا الفصل .

ان طبيعة انحناء الانشاء الاطارى التشابكى ، الناجم عن تأثير الحمل الافقى ، تعتمد على طبيعة الجسوءة λ . وفى حالة وجود القواطع التشابكية الرأسية الجاسئة نسبيا ، عندما $\lambda \leqslant 1$ ، نجد ان خط الانحناء ، يكون كما هو عليه فى حالة العتبة الكابولية ، محدبا فى اتجاه الوضع الاصلى . وبزيادة الجسوءة λ ، يصبح الخط المذكور محدبا ومقعرا ، وعندما $\lambda \geqslant 6$ يصبح الخط مقعرا (شكل ٦ – ٣٤) . وطبيعة خط الانحناء ، تؤثر جوهريا على الخواص الديناميكية للمبنى المتعدد الطوابق .

ان الانحرافات الافقية للانشاء الاطارى التشابكى ، الناجمة عن تأثير وحدة القوة $P = 1$ ، المسلطة فى المستوى x_k (شكل ٦ – ٣٥) ، تحدد من حل المعادلة (VI-25)



شكل ٦ – ٣٤ . العلاقة بين خط انحناء الانشاء الاطارى التشابكى وطبيعة الجسوءة λ



شكل ٦ – ٣٥ . الرسوم البيانية لتحديد انحرافات الانشاء الاطارى التشابكى ، الناجمة عن تأثير القوة الافقية

عندما تبلغ قيم الحمل المكور $p(x) = 0$ وعزم القوة الذى يساوى $M_0 = -(x_k - x)$ فى القسم $x \leqslant x_k$ ، والذى يساوى $M_0 = 0$ فى القسم $x \geqslant x_k$. وبالاضافة الى الظروف الطرفية تؤخذ فى الاعتبار ايضا ظروف التثبيت والترابط فى المستوى ، x_k من حيث الانحراف ، زاوية الدوران وعزم الانحناء . عندئذ سنحصل من معادلة الانحرافات على ما يلى :

$$\delta_{ik} = [x_1 + 0{,}5\varphi_k^2(\nu^2 - 1)(\varphi_i - \varphi_k/3)]H^3/\nu^2\lambda^3 B; \quad i \geqslant k \qquad (VI-63)$$

حيث ان قيمة x_1 و φ_k و φ_i تساوى ما يلى على التوالى :

$$x_1 = \varphi_k - \sinh\varphi_k + (\cosh\varphi_k - 1)(\sinh\varphi_i - \tanh\lambda\cosh\varphi_i + \tanh\lambda) \qquad (VI-64)$$

$$\varphi_k = x_k/s_2; \qquad \varphi_i = x_i/s_2$$

٣ – الانشاءات الاطارية التشابكية ذات القواطع المختلطة

فى الانشاءات الاطارية التشابكية المحتوية على قواطع مصمتة وقواطع مختلطة (شكل ٦ – ٣٦) ، تكون جسوءة الانحناء الكلية مساوية لما يلى : $B = B_{sh-w} + B_{com}$ وفى الانشاءات المحتوية على قواطع مختلطة فقط ، تكون الجسوءة المذكورة مساوية لما يلى : $B = B_{com}$.

حيث B_{com} – جسوءة انحناء القسم المصمت من القاطع المختلط .

ان جسوءة القص فى القسم الاطارى من القاطع المختلط ، تحدد مع الأخذ فى الاعتبار الدوران المرن لوصلة اتصال القوائم مع العوارض (شكل ٦ – ٣٧) :

$$A_{com} = 3i_g(1+\eta_0)[i_g(1+\eta_0) + 6i_{st}(1+2\eta_0)]/[l(i_g + 3i_{st})] \qquad (VI-65)$$

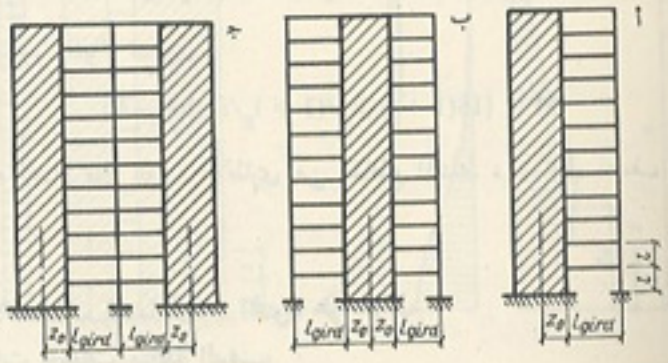
حيث i_g – الجسوءة الطولية المترية لعارضة القسم الأطارى من القاطع المختلط ، i_{st} – الجسوءة الطولية المترية لقائم القسم الاطارى من القاطع المختلط ، $\eta_0 = z_0/l_g$ (لاحظ الشكل ٦ – ٣٦) .

واذا كان القسم الاطارى من القاطع متصلا مع القسم المصمت من الجهتين اتصالا متماثلا ، عندئذ تتضاعف قيمة جسوءة القص المستخرجة من الصيغة (VI-65) . واذا كان القاطع المختلط مؤلفا من جدارين فاصلين طرفيين ومن القسم الاطارى المزدوج الباع (لاحظ الشكل ٦ – ٣٦) ، عندئذ ستكون قيمة جسوءة القص فى الصيغة (VI-65) مضاعفة أيضا ، ولكن مع أخذ قيمة i_{st} مضروبة فى المعامل 0,5 .

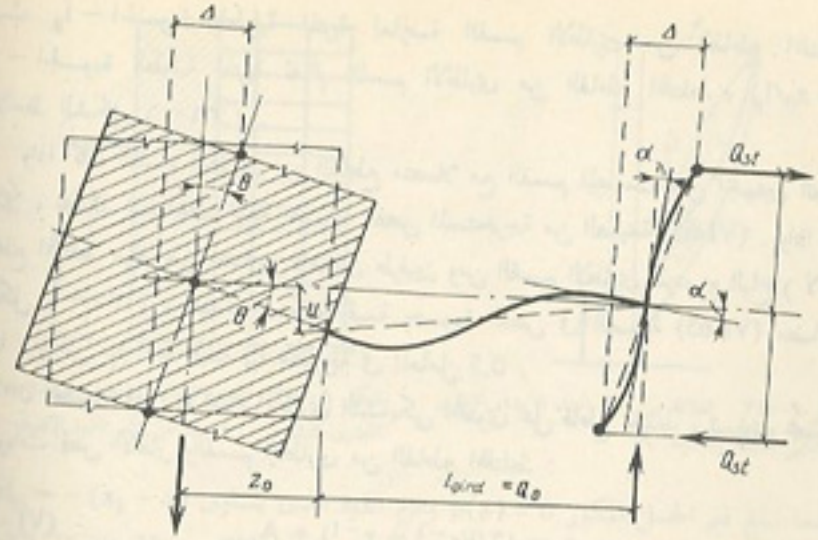
ان جسوءة قص الانشاء الاطارى التشابكى المحتوى على قاطع مختلط ، تساوى مجموع جسوءات قص الاطار والقسم الاطارى من القاطع المختلط :

$$A = 12/l(s^{-1} + r^{-1}) + A_{com} \qquad (VI-66)$$

ان القوى الطولية لقوائم الاطار المتعدد الطوابق عندما $\lambda_f < 0{,}7$ ، تكون قليلة التأثير على مقاومة الانشاء . وعندما لا تؤخذ القوى الطولية للقوائم فى الاعتبار عند الحسابات التصميمية ، بافتراض ان $\nu^2 = 1$ ، عندئذ يتم تحديد القوى والانحرافات الناجمة فى الانشاء الاطارى التشابكى المحتوى على قواطع مختلطة ، بواسطة الصيغ التى حصلنا عليها اعلاه للانشاءات الاطارية التشابكية . ان حساب وتصميم مثل هذه الانشاءات ، مع أخذ القوى الطولية للقوائم فى الاعتبار ، موضح فى البند السابع .



شكل ٦ – ٣٦ . الرسوم التخطيطية لتصميم الانشاءات الاطارية التشابكية ذات القواطع المختلطة
أ – القسم الاطارى للقاطع يقع فى جهة واحدة ؛ ب – القسم الاطارى للقاطع يقع فى جهتين؛ جـ – القسم الاطارى للقاطع يقع فى المركز



شكل ٦ – ٣٧ . الرسم التخطيطى لحساب وتصميم القاطع الانشائى المختلط

ان أقسام قوة القص الكلية التى تتحملها قوائم أطر الانشاء $Q_{f.st}$ والقسم الاطارى للقاطع Q_{st} ، توزع بصورة تتناسب طرديا مع جسوءات القص المناظرة :

$$Q_{f.\,st} = Q_f(A - A_{com})/A; \qquad Q_{st} = Q_f A_{com}/A \qquad \text{(VI-67)}$$

كما ان عزوم المساند لعوارض القسم الاطارى ، فى سطوح القاطع تحدد استنادا الى قيمة Q_f :

$$M = [3i_g(1 + \eta_0)(6 + i_g/i_{st})/(3 + i_g/i_{st})](Q_f/A) \qquad \text{(VI-68)}$$

والعزوم عند محور القوائم تساوى :

$$M = [18(1 + \eta_0)i_g/(3 + i_g/i_{st})](Q_f/A) \qquad \text{(VI-69)}$$

ان عزم انحناء قائم القسم الاطارى من القاطع المختلط ، يساوى نصف عزم مسند العارضة .

٤ – الانشاءات التشابكية ، المحتوية على قواطع ذات فتحات متماثلة الترتيب

لنبحث فيما يلى الانشاءات التشابكية ذات القواطع الرأسية الموحدة التصميم ، ولكن ذات العدد المختلف لصفوف الفتحات ، مثلا بصف واحد من الفتحات غير المتماثلة الترتيب

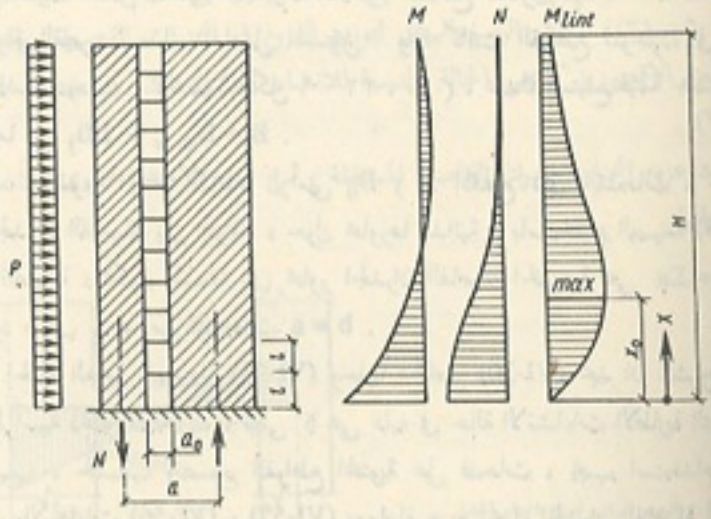
(شكل ٦ – ٣٨) ، او بعدة صفوف من الفتحات التى تختلف عن بعضها البعض قليلا من حيث العرض (شكل ٦ – ٣٩) .

وهنا سنعتبر القاطع الرأسى ذا الفتحات ، بمثابة الاطار متعدد الطوابق ، الذى تلعب فيه الجدران الفاصلة دور القوائم ، والعتبات المستعرضة القصيرة دور العوارض . ولما كانت جسوءة القوائم او الجدران الفاصلة فى مثل هذا الاطار ، اكبر بعدة مرات من جسوءة العوارض او العتبات المستعرضة القصيرة ، يمكن فى هذه الحالة عدم حساب تأثير الانحناء الموضعى للقوائم الواقعة بين الوصلات ضمن حدود الطابق الواحد ، وعند تحديد جسوءة القص A ، يجب ان نعتبر بأن قيمة المقدار 1/s هى قيمة صغيرة بالمقارنة مع قيمة المقدار 1/r . عندئذ بالاستناد الى الصيغة (VI-22) تكون جسوءة قص القاطع ذى الفتحات ، مساوية لما يلى :

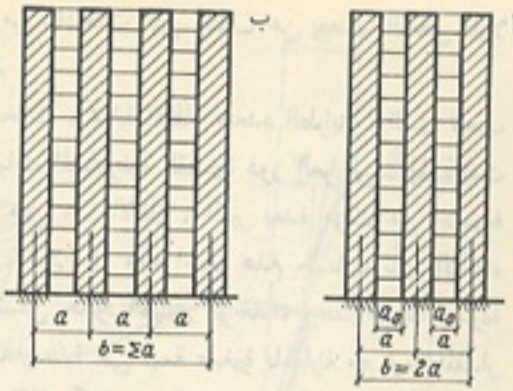
$$A = 12r/l \qquad \text{(VI – 70)}$$

حيث $r = \Sigma i_{lint}$ تمثل الجسوءة الطولية المترية الكلية للعتبات المستعرضة لطابق واحد من القاطع المحتوى على عدة صفوف من الفتحات .

وبالاضافة الى ذلك ، يجب ان نأخذ فى الاعتبار ان جسوءة العوارض او العتبات المستعرضة ، تكون بمثابة الجسوءة النهائية B_{lint} ضمن حدود الفتحات فقط ، ولكنها تصبح بمثابة الجسوءة المطلقة ضمن حدود الجدران الفاصلة العريضة . وفى مثل هذه الظروف ، تبلغ قيمة معدل الجسوءة للعتبة المستعرضة على امتداد الباع برمته $B_{lint}\gamma^3$ ،



شكل ٦ – ٣٨ . الرسوم التخطيطية لحساب وتصميم القاطع الانشائى المحتوى على صف واحد من الفتحات غير المتماثلة الترتيب



شكل ٦ – ٣٩ . الرسوم التخطيطية لتصميم قاطع انشائى ذى فتحات
أ – قاطع يحتوى على صفين من الفتحات ؛
ب – قاطع يحتوى على عدة صفوف من الفتحات

حيث : $\gamma = a/a_0$ ، وفيها a تمثل المسافة بين محاور الجدران الفاصلة ، a_0 تمثل المسافة الخالصة بين الجدران الفاصلة .

والجسوءة الطولية المترية للعتبات المستعرضة القصيرة ، ستبلغ ما يلى :

$$i_{lint} = B_{lint}\gamma^3/ak \qquad (VI-71)$$

ان المعامل k يأخذ فى الاعتبار تأثير انفعالات القص الناشئة فى العتبة المستعرضة القصيرة :

$$k = 1 + 2{,}4(h/a_0)^2 \qquad (VI-72)$$

حيث h – ارتفاع المقطع العرضى للعتبة المستعرضة .

ان جسوءة القص الكلية للجدران الفاصلة للقاطع تساوى $B = \Sigma B_j$ ، حيث B_j هى جسوءة القص للجدار الفاصل المستقل . واذا كانت القواطع الموجودة فى الانشاء مصمتة وذات فتحات (لاحظ الشكل ٦ – ٣٢ ، ب) ، عندئذ ستبلغ قيمة جسوءة القص الكلية ، ما يلى $B = B_{sh.w} + \Sigma B_j$.

وتحدد جسوءة انحناء القاطع الرأسى B_0 (فى المقطع ذى الفتحات ، مع طرح جسوءة الجدران الفاصلة بين النوافذ ، حول محاورها الذاتية) باستخدام الصيغة (VI-39) . وفى هذه الصيغة ، تكون المسافة بين محاور الجدران الفاصلة الخارجية هى $b = \Sigma a$ ، وفى حالة وجود صف واحد من الفتحات $b = a$.

وفى الحالة العامة للمعادلة (VI-27) وحلها الخاص (VI-30) نجد ان الشروط الطرفية للقواطع الرأسية ذات الفتحات ، تبقى كما هى عليه فى حالة الانشاءات الاطارية التشابكية . ولهذا السبب ، لحساب وتصميم القواطع المحتوية على فتحات ، يجب استخدام معادلتى الانحرافات والانزلاقات (VI-56) ، (VI-57) ومعادلة عزوم انحناء الجدران الفاصلة بين النوافذ (VI-58) .

ان القوى الطولية فى الجدران الفاصلة الطرفية للقاطع الرأسى ، تساوى ما يلى :

$$N = -(1/l)\int_x^H Q_{lint}dx \qquad (VI-73)$$

ومن هذه المعادلة نستخرج الصيغة الخاصة بتحديد قوى القص فى العتبات المستعرضة القصيرة فوق النوافذ :

$$N'I = -\frac{d}{dx}\int_x^H Q_{lint}dx = Q_{lint} \qquad (VI-74)$$

وباستخراج تفاضل المعادلة (VI-61) نحصل على قيمة قوى القص فى العتبات القصيرة وهى :

$$Q_{lint} = (pHl/b\nu^2)[1 - \xi + (\varkappa/\lambda)\sinh\varphi - \cosh\varphi] \qquad (VI-75)$$

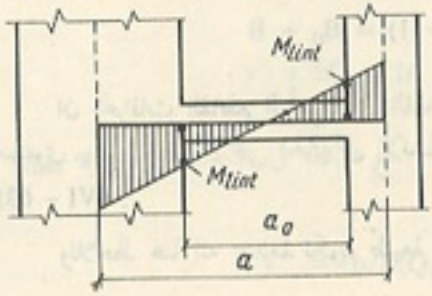
وفى القاطع المتماثل المحتوى على صفين من الفتحات ، تكون قوى القص فى العتبات المستعرضة القصيرة فى كل طابق مستقل ، متساوية . وفى القاطع المحتوى على عدة صفوف من الفتحات ، تعتبر هذه المعادلة بمثابة معادلة فرضية .

ان عزم انحناء العتبات المستعرضة القصيرة فى حافة الفتحة (شكل ٦ – ٤٠) ، بافتراض ان نقطة العزوم الصفرية تقع فى منتصف المسافة الخالصة للباع ، يساوى ما يلى :

$$M_{lint} = Q_{lint}a_0/2 \qquad (VI-76)$$

والرسوم البيانية للقوى الناشئة فى القاطع التشابكى الرأسى ذى الفتحات ، موضحة فى الشكل (٦ – ٣٨) . وفى الرسم البيانى لتوزيع العزوم فى العتبات القصيرة M_{lint} ، يحدد احدائى العزم الاقصى (كما هى الحالة بالنسبة للانشاء الاطارى التشابكى) بواسطة المعادلة (VI – 62) .

وتحدد عزوم انحناء الجدران الفاصلة المستقلة ، من العزم الاجمالى M بما يتناسب طرديا مع جسوءاتها .



شكل ٦ – ٤٠ . الرسم البيانى لعزوم انحناء الجدار الفاصل الداخل للقاطع الانشائى ذى الفتحات

واستنادا الى معادلة توازن قوى القص العامة ، نجد ان قوة القص الناجمة عن تأثير الحمل الخارجى ، تتعادل مع مشتقة دالة عزم انحناء الجدران الفاصلة والعزم الموزع فى العتبات المستعرضة القصيرة $\bar{M}$ ، اى كما يلى :

$$M' + \bar{M} = Q_0 \qquad (VI - 77)$$

حيث ان قيمة $\bar{M}$ تستخرج من المعادلة التالية :

$$\bar{M} = (\sum Q_{lint} a)/l = Q_{lint} b/l \qquad (VI - 78)$$

وقوة القص الناشئة فى كل جدار فاصل مستقل ، تساوى :

$$Q_f = M' B_f/B + Q_{lint}(a_l + a_r)/l \qquad (VI - 79)$$

حيث a_l و a_r – المسافتان بين محور الجدار الفاصل ونقطة العزوم الصفرية للعتبة المستعرضة ، من جهتى اليسار واليمين على التوالى .

ان خط انحناء القاطع الرأسى المحتوى على فتحات ، قريب من حيث الشكل من خط انحناء العتبة الكابولية .

ويبين الشكل (٦ – ٤١) خط انحناء مختلف القواطع ، عندما تتراوح قيمة الجسوءة بين ١ و ٩ فى حالة $\rho^2 = 1,1$.

واستنادا الى الصيغة (VI-57) يمكن تصور ارتخاء الطابق العلوى للقاطع المحتوى على فتحات ، كما يلى $f = f_1 + f_0$ ، اى بمثابة مجموع ارتخاءين هما :

الارتخاء الناجم عن مطاوعة العتبات المستعرضة

$$f_1 = (pH^4/2\rho^2\lambda^2 B)[1 - 2(\varkappa - 1)/\lambda^2] \qquad (VI - 80)$$

والارتخاء الناجم عن الانحناء الكلى للقاطع الانشائى

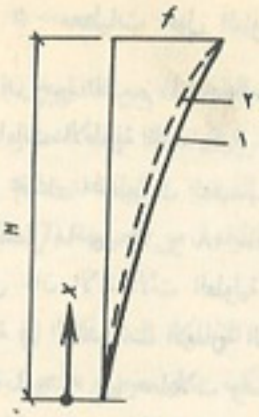
$$f_0 = pH^4(\rho^2 - 1)/8\rho^2 B = pH^4/8B_{sh\text{-}w} \qquad (VI - 81)$$

وهنا ستكون جسوءة انحناء القاطع فى المقطع ذى الفتحات ، مساوية لما يلى :

$$B_{sh\text{-}w} = \rho^2 B/(\rho^2 - 1) = B_0 + B$$

ان انحرافات القاطع الرأسى ذى الفتحات δ_{ik} ، الناجمة عن القوة $p = 1$ المؤثرة فى مستوى x_k ، تحدد كما هى الحالة فى الانشاءات الاطارية التشابكية وذلك بواسطة الصيغة (VI – 63) .

ونلاحظ هنا انه عندما تكون طبيعة الجسوءة مساوية للمقدار التباينى $\lambda \geqslant 3$ يمكن



شكل ٦ – ٤١ . خط انحناء القاطع الانشائى
١ – القاطع المحتوى على فتحات ، عندما تتراوح قيمة الجسوءة بين ١ – ٩ وعندما $\rho^2 = 1,1$ ، ٢ – القاطع المصمت الشامل

ادخال القيم التالية فى حسابات القوى والانحرافات :

$$\cosh \lambda = \sinh \lambda; \qquad \varkappa = \lambda$$

ونقوم الآن بتثبيت شكل العلاقة بين الانحرافات الافقية للقاطع وقوى القص فى العوارض او العتبات المستعرضة . ولهذا الغرض نضع معادلة توازن عزوم الانحناء فى العوارض او العتبات المستعرضة والجدران الفاصلة فى الوصلات . وبما ان نقاط العزوم الصفرية للقوائم ، تقع فى منتصف ارتفاع الطابق ، ونقاط العزوم الصفرية للعوارض ، تقع فى منتصف الباع ، اذن

$$2Q_0(l/2) = \sum 2Q_{lint}(a/2)$$

ومنها نستنتج ان

$$Q_0 = Q_{lint}(\Sigma a/l) = Q_{lint} b/l \qquad (VI - 82)$$

وبتعويض قيمة Q_0 الناتجة هنا ، فى المعادلة (VI-24) نحصل على

$$Q_{lint} = (l/b)Ay' + (lA/B_0)\int_0^x N\,dx \qquad (VI - 83)$$

ومنها ينتج ان

$$y' = bQ_{lint}/lA - (b/B_0)\int_0^x N\,dx \qquad (VI - 84)$$

وبأخذ تفاضل المعادلة (VI-84) مرتين ، مع الأخذ فى الاعتبار ان $Q_{lint} = N'l$ ، نحصل على العلاقة التالية :

$$y'' = (b/l)(Q''_{lint}/A - Q_{lint}/B_0) \qquad (VI - 85)$$

٥ – معطيات حول البارامترين λ و ν^2 استنادا الى الخبرة التصميمية العملية

ان خبرة تصميم المبانى والعمارات الهيكلية المتعددة الطوابق ، تبين ان طبيعة الجسوءة فى الانشاءات الاطارية التشابكية λ تتراوح عادة بين ٥ر٠ و ٢ . وبالاضافة الى ذلك فان تحليل مختلف المخططات التصميمية للمبانى الهيكلية ، يبين انه عندما يتراوح عدد الطوابق الى حد يصل ما بين ١٦ و ١٨ طابقا ، نجد ان خاصية الجسوءة λ_f فى الاطر ، تقل عن ٧ر٠ وبالتالى فان الانفعالات الطولية للقوائم ، لا تؤثر الا قليلا على مقدار القوى والارتخاءات الناجمة فى الانشاءات الاطارية التشابكية ولهذا السبب عندما تقل قيمة λ_f عن ٧ر٠ ، تؤخذ القيمة $\nu^2 = 1$ فى معادلات وصيغ حساب القوى والانحرافات .

ولا تتلخص الاهمية التصميمية للقواطع التشابكية الرأسية الداخلة ضمن تركيب هيكل المبنى المتعدد الطوابق ، فى انها تزيد او تخفف الحمولة عن الهيكل الانشائى فحسب ، بتقليل ذلك القسم من الحمل الذى تتحمله الاطر (بنسبة ١٠ – ٢٥ ٪) ، ولكن بالدرجة الأساسية فى انها تغير بصورة نوعية ، طبيعة الرسم البيانى لقوى القص فى قوائم الاطر الانشائية المتعددة الطوابق حيث تصل قوى القص فى القوائم Q_f الى قيمتها القصوى فى المنطقة العليا وتقل عند قاعدتها (لاحظ الشكل ٦ – ٣٣) . واذا كانت عزوم انحناء القوائم والعوارض الناجمة فى الانشاءات الاطارية نتيجة لتأثير الاحمال الافقية ، تزداد نحو الاسفل ، الامر الذى يتطلب زيادة فولاذ تسليح مساند العوارض ، وزيادة مساحة المقطع العرضى للعوارض فى الطوابق السفلى ، عندئذ يحدث العكس فى الانشاءات الاطارية التشابكية – حيث تقل عزوم الانحناء فى قطع الهيكل الانشائى نحو الاسفل ، الامر الذى يساعد فى المحافظة على حجم المقطع العرضى للعوارض وكمية تسليحها عند المسند ، على الامتداد الكلى لارتفاع المبنى المتعدد الطوابق . وبالتالى نجد ان الانشاءات الاطارية التشابكية ، تلائم متطلبات التوحيد القياسى للقطع الانشائية التصميمية للمبنى ، الى اقصى حد ممكن .

ان خبرة تصميم القواطع التشابكية الرأسية ذات الفتحات ، تبين انه استنادا الى نسبة جسوءات الجدران الفاصلة والعتبات المستعرضة القصيرة ، فان طبيعة الجسوءة λ سوف تتراوح بين ٣ و ٩ . اما عندما تتراوح λ بين ١٢ و ١٥ ، فسيكون تأثير مطاوعة العتبات المستعرضة القصيرة ، غير كبير . وعند القيم الصغيرة لخاصية الجسوءة λ التى تتراوح بين ١ و ٢ ، تكون العتبات المستعرضة مطاوعة للغاية ، وتنخفض الجسوءة الجانبية للمبنى بصورة ملموسة للغاية . وان الانفعالات الطولية للجدران الفاصلة ، تؤثر بصورة جوهرية على سلوك (مقاومة) القاطع المحتوى على فتحات ، ولذلك يجب أن تؤخذ فى الاعتبار دائما . والقيم الاكثر انتشارا للمعامل ν^2 ، هى القيم التى تتراوح بين ١ر١ و ١ر٣ ، ولكن يمكن استخدام قيم تزيد على ذلك ايضا .

٦ – الحسابات والتصميم باستخدام الجداول

عند تصميم المبانى والعمارات الهيكلية واللوحية المتعددة الطوابق ، من الضرورى بالدرجة الاولى تحديد القوى فى المقاطع المصممة . وهذا الامر ضرورى ايضا عند اختيار البديل التصميمى الاقتصادى عند التصميم التخييرى . ولهذا الغرض يمكن استخدام الصيغ والجداول الحسابية المذكورة هنا ، والناتجة عن كافة الصيغ المرقمة من الصيغة (VI-57) الى الصيغة (VI-75) .

ان عزم الانحناء الكلى للقواطع المصمتة للانشاءات الاطارية التشابكية او الجدران الفاصلة للقواطع المحتوية على فتحات فى الانشاءات التشابكية ، فى موضع التثبيت التام ، يساوى ما يلى :

$$M = -[(\nu^2 - 1)/2 + \alpha_1](pH^2/\nu^2) \qquad (VI - 86)$$

وقوة القص الاجمالية للقواطع المصمتة للانشاءات الاطارية التشابكية او فى الجدران الفاصلة للقواطع ذات الفتحات فى الانشاءات التشابكية عند موضع التثبيت التام تساوى Q = pH او تبعا للحمل الفعلى ، تساوى :

$$Q = Q_{act} \qquad (VI - 87)$$

وتتوزع قيم M و Q بين القواطع المصمتة المستقلة والجدران الفاصلة للقواطع المحتوية على فتحات بصورة تتناسب طرديا مع جسوءاتها الانحنائية . وقوة القص الكلية القصوى فى قوائم الاطر تساوى :

$$Q_f = k_1 pH/\nu^2 \qquad (VI - 88)$$

وهنا تبلغ القيمة القصوى لقوة القص فى العتبات القصيرة للقواطع المحتوية على الفتحات ، ما يلى :

$$Q_{lint} = k_1 pHl/\nu^2 b \qquad (VI - 89)$$

ان القوة الطولية للقوائم الطرفية للاطار المتعدد الطوابق او للجدران الفاصلة للقاطع المحتوى على فتحات تساوى ما يلى فى الطابق الاول :

$$N = (M_0 - M)/b; \qquad M_0 = -0{,}5pH^2 \qquad (VI - 90)$$

وقيمة ارتخاء الطابق العلوى للانشاءات الاطارية التشابكية او ارتخاء الجدران الفاصلة للقواطع المحتوية على فتحات فى الانشاءات التشابكية ، تساوى ما يلى :

$$f = [(\nu^2 - 1)/8 + \alpha_2](pH^4/B\nu^2) \qquad (VI - 91)$$

ان قيم المعاملين α_1 و α_2 مدرجة ادناه فى الجدول (٦ – ٢) ، اما قيم المعامل k_1 فقد ادرجت فى الجدول (٦ – ٣) .

جدول ٦ – ٢

قيم المعاملين α_1 و α_2 المستخدمين فى تحديد عزوم الانحناء والإزاحات فى القواطع الرأسية للانشاءات الاطارية الشابكية وفى الجدران الفاصلة للقواطع المحتوية على فتحات فى الانشاءات الشابكية

λ	0	0,5	0,75	1	1,25	1,5	1,75	2	2,5	3	$\lambda \geqslant 4$
α_1	0,5	0,48	0,445	0,41	0,377	0,351	0,32	0,3	0,261	0,232	$\frac{\lambda - 1}{\lambda^2}$
α_2	0,125	0,117	0,108	0,09	0,079	0,067	0,059	0,05	0,038	0,0298	$\frac{0,5 - \alpha_1}{\lambda^2}$

جدول ٦ – ٣

قيمة المعامل k_1 واحداثيات المعامل ξ_0 المستخدمة فى تحديد قوة القص الكلية القصوى لقوائم الاطر فى الانشاءات الاطارية الشابكية وقوة القص الكلية القصوى فى العتبات القصيرة للقواطع المحتوية على فتحات ، فى الانشاءات الشابكية

λ	0,5	0,6	0,75	1	1,25	1,5	1,75	2	2,5	3
k_1	0,037	0,052	0,075	0,115	0,153	0,187	0,218	0,247	0,297	0,34
ξ_0	0,93	0,9	0,85	0,77	0,7	0,63	0,58	0,54	0,47	0,38

λ	4	5	6	7	8	10	12	15	20	30
k_1	0,43	0,48	0,54	0,58	0,62	0,67	0,71	0,75	0,8	0,89
ξ_0	0,35	0,32	0,3	0,28	0,26	0,23	0,21	0,18	0,15	0,11

مثال ٦ – ١ . المطلوب تحديد الإزاحة والقوى الناجمة عن تأثير الحمل الافقى فى قطع مبنى خرسانى مسلح سابق الصنع مؤلف من ١٦ طابقا ، يسلك فى الاتجاه العرضى سلوك الانشاء الاطارى الشابكى (شكل ٦ – ٤٢) . وان ابعاد شبكة الاعمدة هى ٦×٦ م ، وارتفاع الطوابق $l = 3\,m$ ، وارتفاع المبنى $H_0 = 48\,m$. وابعاد المقطع العرضى لعوارض الاطر المستعرضة هى ٤٥×٤٥ سم . وقد صممت فى المبنى ثلاثة قواطع مستعرضة وقاطعان طوليان بثخن قدره ١٤ سم . وتتألف الإرضيات بين الطوابق من الواح هيكلية ضخمة . وان وصلات وروابط القطع الانشائية السابقة الصنع ، منجزة بواسطة لحام القطع الاندماجية المعدنية ومغطاة بالخرسانة . وان ماركة الخرسانة المصممة المستخدمة هنا هى ٣٠٠ .

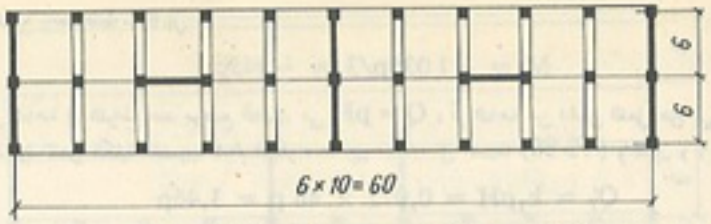
الحل . ان جسوءة القطع الانشائية الخرسانية المسلحة ، تحدد مثلما تحدد جسوءة المقاطع العرضية الخرسانية المصمتة . ونتائج حسابات جسوءة القطع الانشائية مدرجة فى الجدول (٦ – ٤) .

ان جسوءة انحناء القواطع المستعرضة الثلاثة هى :

$$B = 3 \times 87 \times 10^7 = 261 \times 10^7 kNm^2$$

وجسوءة القص للاطر المتعددة الطوابق ، تساوى ما يلى استنادا الى الصيغة (VI-22) :

$$A = 12/l(s^{-1} + r^{-1}) = (12 \times 10^4)/[3(73^{-1} + 18,7^{-1})] = 60 \times 10^4\ kN$$



شكل ٦ – ٤٢ . الرسم التخطيطى لتوضيح المثال الخاص بتصميم الانشاء الاطارى الشابكى

وحسب الصيغة (VI-40) ، نجد ان الجسوءة فى الاطر المتعددة الطوابق لهيكل المبنى هى

$$B_0 = 0,5E_cFb^2 = 0,5 \times 4,3 \times 10^7 \times 12^2 = 310 \times 10^7\ kN\,m^2$$

واستنادا الى الصيغة (VI-32) يكون الإرتفاع المصمم للمبنى مساويا لما يلى :

$$H = H_0 n/(n - 0,5) = (48 \times 16)/(16 - 0,5) \approx 48\ m$$

واستنادا الى الصيغة (VI-36) يعبر عن خاصية الجسوءة فى الاطر المتعددة الطوابق لهيكل المبنى ، بواسطة الصيغة التالية :

$$\lambda_f = H\sqrt{A/B_0} = 48\sqrt{(60 \times 10^4)/(310 \times 10^7)} = 0,67 < 0,7$$

وهكذا نجد ان تأثير الانفعالات الطولية للقوائم يمكن ان يهمل عند الحساب والتصميم ، ويمكن استخدام القيمة $\rho^2 = 1$ فى الصيغ الحسابية التصميمية ادناه . وتبعا للصيغة (VI-31) نجد ان خاصية جسوءة الانشاء الاطارى الشابكى ، يمكن ان تستخرج كما يلى :

$$\lambda = H\sqrt{\rho^2 A/B} = 48\sqrt{(1 \times 60 \times 10^4)/(261 \times 10^7)} = 0,73$$

ان ارخاء المبنى الناجم عن الحمل الاساسى هو $f \leqslant H/1000$. وباستخدام الصيغة (VI-91) والجدول (٦ – ٢) نحصل على ما يلى :

$$f = \alpha_2 pH^4/B = (0,109 \times 48^4 p)/(261 \times 10^7) = 2,20 \times 10^{-4}\ p$$

حيث p – الحمل المؤثر على كل ١ م من الإرتفاع على طول المبنى برمته .

وتحدد القوى فى القطع الانشائية للمبنى ، تبعا لتأثير حمل التصميم . وتستخرج قيمة عزم الانحناء الكلى للقواطع عند موضع التثبيت ، استنادا الى الصيغة (VI-86) والجدول (VI-2) كما يلى :

$$M = -\alpha_1 pH^2 = 0,45 \times 48^2 p = -1035\ p$$

جدول ٦ – ٤

المعطيات التصميمية للمثال ٦ – ١

الجسوءة	القوائم	العوارض
جسوءة الانحناء	$B_{st} = 9,1 \times 10^4 kNm^2$	$B_g = 7 \times 10^4 kNm^2$
الجسوءة المرنة	$i_{st} = 3,03 \times 10^4 kNm$	$i_g = 1,17 \times 10^4 kNm$
الجسوءة المرنة الكلية	$s = 73 \times 10^4 kNm$	$r = 18,7 \times 10^4 kNm$
الجسوءة المحورية الكلية للقوائم الطرفية	$E_cF = 4,3 \times 10^7 kN$	—

وبالنسبة لقاطع واحد فقط ، كما يلي :

$$M = -1035p/3 = -345p$$

وقوة القص الناجمة في القواطع عند مواضع التثبيت هي $Q = pH$ ، أو الناجمة عن الحمل الفعلي هي $Q = Q_{act}$.
وان قوة القص الكلية القصوى لقوائم الاطار ، تساوي استنادا الى الصيغة (VI-88) والجدول (٦-٣) ما يلي :

$$Q_f = k_1 pH = 0,072 \times 48\ p = 3,46p$$

وقوة القص الناشئة في اطار واحد فقط ، هي :

$$Q_f = 3,46p/8 = 0,43p$$

واستنادا الى الصيغة (VI-90) نجد ان القوة الطولية في القوائم الطرفية للاطر في الطابق الاول ، تساوي ما يلي :

$$N = (M_0 - M)/b = -(0,5 - 0,45)48^2p/12 = -9,6\ p$$

والقوة المذكورة بالنسبة لقائم طرفي واحد ، هي :

$$N = -9,6 = p/8 = 1,2\ p$$

ان معامل تخفيض جسوءة القوائم الطرفية ، عند $i_g/i_{st} = 1,17/3,03 = 0,39$ يساوي ما يلي : $\beta = 0,55$ وذلك استنادا الى الجدول (٦-١) .
وقوى القص ستساوي ما يلي :
في القوائم الطرفية :

$$Q = Q_f\beta/(1 + 2\beta) = (0,55 \times 0,43p)/2,1 = 0,11\ p$$

وفي القوائم الوسطية :

$$Q = 0,21\ p$$

ان عزوم انحناء قوائم الاطر الانشائية ، تحدد بالنسبة لتأثير قوى القص Q ، استنادا الى الصيغتين (VI-10) و (VI-11) .

مثال ٦-٢ . المطلوب تحديد الإنحناء والقوى الناجمة عن تأثير الحمل الافقي في القطع الانشائية لمبنى سابق الصنع من الخرسانة المسلحة مؤلف من ١٦ طابقا ، ويسلك في الاتجاه العرضي نفس سلوك الانشاء التشابكي المحتوي على قواطع متماثلة التصاميم (شكل ٦-٤٣) . ابعاد شبكة الاعمدة هي ٦×٦ م ، ارتفاع الطوابق ٤,٢ م ، ارتفاع المبنى H_0 يساوي ٦٧,٢ م . وابعاد مقطع الاعمدة في كافة الطوابق هي ٤٥×٤٥ سم . ويحتوي المبنى على اربعة قواطع مستعرضة ذات صف واحد من الفتحات وعلى أطر طولية متعددة الاتجاه . والمقطع العرضي للعتبات المستعرضة القصيرة يساوي ٣٠×٧٥٠ سم . وان الارضيات المتوسطة بين الطوابق في المبنى المذكور ، مؤلفة من الواح هيكلية ضخمة ، ويتم انجاز الوصلات بين القطع الانشائية السابقة الصنع ، بواسطة لحام التركيبات المعدنية الاندماجية ، ثم تغطيتها بالخرسانة . ومادة الخرسانة المصممة المستخدمة في الانشاء تساوي ٣٠٠ .

الحل . تحدد الجسوءة للقطع الخرسانية المسلحة ، مثلما تحدد بالنسبة للمقاطع الخرسانية المصمتة :

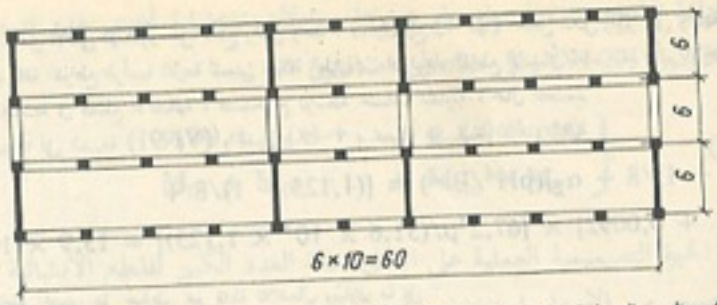
$$B_{lint} = 116 \times 10^4\ kN\ m^2$$

واستنادا الى الصيغة (VI-72) نحصل على قيمة k كما يلي :

$$k = 1 + 2,4(h/a_0)^2 = 1 + 2,4(1,3/5,55)^2 = 1,13$$

وبأخذ انفعالات القص في الاعتبار ، نستخرج جسوءة العتبات القصيرة من المعادلة التالية :

$$B_{lint} = (116 \times 10^4)/1,13 = 103 \times 10^4\ kN\ m^2$$



شكل ٦-٤٣ . الرسم التخطيطي لتوضيح تصميم القواطع التشابكي الشامل ، المحتوي على فتحات

والمسافة بين محاور الجدران الفاصلة للقواطع المجاورة على صف واحد من الفتحات ، هي : $b = a = 12m$. والباع الخالص للعتبة القصيرة المستعرضة يساوي $a_0 = 5,55m$. وهكذا ستكون لديها النسبة التالية : $\gamma = a/a_0 = 2,16$.
واستنادا الى المعادلة (VI-71) ستكون الجسوءة المتنية الطولية للعتبة القصيرة المستعرضة مساوية لما يلي :

$$i_{lint} = B_{lint}\gamma^3/a = (103 \times 10^3 \times 2,16^3)/12 = 86 \times 10^4\ kN\ m$$

واستنادا الى المعادلة (VI-70) ستكون جسوءة القص للقواطع المحتوي على صف واحد من الفتحات مساوية لما يلي :

$$A = 12r/l = (12 \times 86 \times 10^4)/4,2 = 247 \times 10^4\ kN$$

وجسوءة انحناء القطع الرأسية (القوائم الجانبية لفتحات النوافذ) التابعة للقواطع الانشائية تساوي ما يلي :

$$B_1 = B_2 = 15,8 \times 10^7\ kN\ m^2$$

وجسوءة الانحناء الكلية للقطعتين الرأسيتين تساوي :

$$B = 31,6 \times 10^7\ kN\ m^2$$

والجسوءة المحورية للقطع الرأسية عامة ، تساوي :

$$E_cF = 3,5 \times 10^7\ kN$$

واستنادا الى المعادلة (VI-40) نحصل على ما يلي :

$$B_0 = 0,5E_cFb^2 = 0,5 \times 3,5 \times 10^7 \times 12^2 = 252 \times 10^7\ kN\ m^2$$

وجسوءة انحناء القاطع الرأسي عند المقطع العرضي المحتوي على الفتحة (النافذة) تساوي :

$$B_{sh\text{-}w} = B_0 + B = 283,6 \times 10^7\ kN\ m^2$$

واستنادا الى المعادلة (VI-29) نحصل على ما يلي :

$$p^2 = 1 + B/B_0 = 1 + (31,6 \times 10^7)/(252 \times 10^7) = 1,125$$

وعندما $n = 16$ ، يبلغ الإرتفاع المصمم للمبنى $H = H_0 = 67,2m$.
واستنادا الى الصيغة (VI-31) تكون خاصية جسوءة القاطع الرأسي كما يلي :

$$\lambda = H\sqrt{p^2A/B} = 67,2\sqrt{(1,125 \times 247 \times 10^4)/(31,6 \times 10^7)} = 6,3$$

ان الحمل الافقى p المؤثر على قاطع رأسى واحد ، يساوى ربع (1/4) الحمل الكلى المؤثر على واجهة المبنى الطولية (ذلك لان كافة القواطع الرأسية الاربعة للمبنى متماثلة الطراز) . ان ارتخاء القاطع الانشائى يحدد تبعا لتأثير الاحمال الاساسية ، اما القوى الناشئة فى القطع الانشائية ، فتستخرج بواسطة حساب المقاومة لاحمال التصميم .

واستنادا الى الصيغة (VI-91) والجدول (٦ – ٢) نحصل على قيمة الارتخاء التالية :

$$f = [(\mu^2 - 1)/8 + \alpha_2](pH^4/B\mu^2) = [(1{,}125 - 1)/8 + 0{,}0092] \times [67{,}2^4 p/(31{,}6 \times 10^7 \times 1{,}125)] = 13{,}9 \times 10^{-4}\, p$$

وارتخاء القاطع المحتوى على عوارض غير قابلة للانفعال يساوى ما يلى :

$$f = pH^4/8B_{sh\cdot w} = 67{,}2^4 p/(8 \times 283{,}6 \times 10^7) = 9 \times 10^{-4}\, p$$

وهكذا تحت تأثير مطاوعة العوارض القصيرة يزداد ارتخاء القاطع بمقدار ٥٣٫١ مرة .

ان عزم الانحناء الكلى للقطع الرأسية فى القواطع عند موضع التثبيت ، يساوى استنادا الى الصيغة (VI-86) ما يلى :

$$M = -[(\mu^2 - 1)/2 + \alpha_1](pH^2/\mu^2) = -[(1{,}125 - 1)/2 + 0{,}134] + (67{,}2^2 p/1{,}125) = -790\, p$$

وعزم الانحناء لكل قطعة رأسية فى القاطع على حدة يساوى $M = -395\, p$.

ان قوة القص الناشئة فى الجدران الفاصلة للقاطع فى موضع التثبيت تساوى : $Q = pH$ أو الناتجة عن الحمل الفعلى تساوى $Q = Q_{act}$.

وقوة القص (القصوى) للعوارض القصيرة ، استنادا الى الصيغة (VI-89) والجدول (٦ – ٣) تساوى ما يلى :

$$Q_{link} = k_1 pHl/b\mu^2 = (0{,}55 \times 67{,}2 \times 4{,}2p)/(12 \times 1{,}125) = 11{,}6\, p$$

وعزم الانحناء فى العوارض القصيرة يساوى :

$$M = Q_{lin} a_0/2 = [(11{,}6 \times 5{,}55)/2]p = 32{,}2\, p$$

واستنادا الى الصيغة (VI-90) نجد ان القوة الطولية فى القطع الرأسية للقواطع للطابق الاول ، تساوى ما يلى :

$$N = (M_0 - M)/b = -(0{,}5 \times 67{,}2^2 p - 790p)/12 = -123\, p$$

٧ – الانشاءات ذات القطع الانشائية الرأسية المختلفة التصاميم

من بين الانشاءات التى تنتسب الى الانشاءات ذات القواطع الانشائية الرأسية المنوعة التصاميم ، هى : الانشاءات التشابكية المحتوية على عدة قواطع رأسية مختلفة ذات الاعداد المختلفة لصفوف الفتحات ، الانشاءات الاطارية التشابكية المحتوية على قواطع مختلطة عندما تؤخذ فى الاعتبار القوى الطولية للقوائم ، الانشاءات الاطارية التشابكية المحتوية على قواطع ذات فتحات ، وغيرها من الانشاءات الاخرى (شكل ٦ – ٤٤) . ويتم حساب وتصميم مثل هذه الانشاءات بواسطة المعادلة العامة (VI-27) . وعندما يبلغ عدد القطع الانشائية

الرأسية المختلفة الانواع m ، نحصل على مجموعة معادلات تفاضلية تحتوى عدد قدره m من المعادلات المذكورة (VI-27) وعلى معادلتين اضافيتين هما :

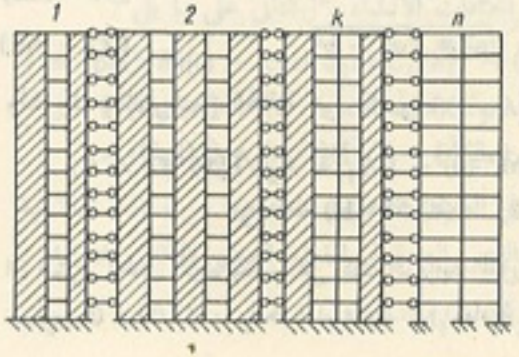
$$\left.\begin{aligned} p_1(x) + p_2(x) + \ldots + p_m(x) &= p(x) \\ M_{01} + M_{02} + \ldots + M_{0m} &= M_0 \end{aligned}\right\} \qquad (VI-92)$$

وتدل الخبرة التصميمية العملية على انه فى حالة العدد الكبير للقطع الانشائية الرأسية المنوعة ، يصبح من الاسهل استخدام المخطط التصميمى ذى العدد المحدود من الاربطة المنفصلة الموجودة بين القطع الانشائية الرأسية (شكل ٦ – ٤٥) وحل مجموعة المعادلات الجبرية .

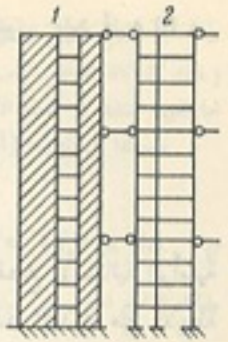
ومن الناحية العملية ، يتم التوصل الى الدقة الكافية للحل او التصميم ، عند وجود ثلاثة او اربعة اربطة على امتداد الارتفاع . وفى هذه الحالة تحدد وحدات انحرافات القطع الانشائية الرأسية δ_{ik} بواسطة الصيغة (VI-63) .

واذا كان الانشاء يتألف من قطعتين انشائيتين رأسيتين مختلفتين فقط ، يمكن فى هذه الحالة تحديد القوى والانحرافات باستخدام الصيغ الحسابية الجاهزة . وفى هذه الحالة سوف تتحول المجموعة المؤلفة من معادلتين تفاضليتين ومعادلتين اضافيتين (VI-92) الى معادلة تفاضلية واحدة من الرتبة السادسة بالنسبة للانحرافات ذات المشتقات الزوجية . وعندما نأخذ فى الاعتبار أن عزم الانحناء الكلى للقطع الرأسية فى القاطع يساوى $M = -By''$ ، يمكننا الحصول على المعادلة التفاضلية للعزم ، من الرتبة الرابعة التى تتخذ بالنسبة للحمل $p(x) = p$ الشكل التالى :

$$M^{IV} - 2a^2 M'' + b^4 M - cM_0 - ep = 0 \qquad (VI-93)$$



شكل ٦ – ٤٤ . الرسم التخطيطى الذى يوضح تصميم الانشاءات التشابكية ذات القطع الانشائية الرأسية المنوعة الاشكال



شكل ٦ – ٤٥ . الرسم التخطيطى الذى يبين تصميم الانشاءات ذات الأبطة المفصلة (الكتائف المفصلة)

حيث ان قيمة المقدار $2a^2$ تساوى

$$2a^2 = (\nu_I^2 A_1 + \nu_{II}^2 A_2)/B \qquad (VI-94)$$

$$b^4 = A_1 A_2 (B + B_{01} + B_{02})/BB_{01}B_{02} \qquad (VI-95)$$

$$c = A_1 A_2 / B_{01} B_{02}; \qquad e = A_1/B_{01} + A_2/B_{02} \qquad (VI-96)$$

$$\nu_I^2 = 1 + B/B_{01}; \qquad \nu_{II}^2 = 1 + B/B_{02} \qquad (VI-97)$$

حيث B – هى الجسوءة الانحنائية الكلية للقطع الرأسية للقواطع والقواطع المصمتة ؛ A_1 ، A_2 ، B_{01} ، B_{02} – قيم الجسوءات المناظرة للقاطعين الأول والثانى على التوالى ، وفى هذه الحالة يمكن التقيد بالشرط التالى :

$$A_1/B_{01} - A_2/B_{02} \neq 0 \qquad (VI-98)$$

وفى المبانى المتعددة الطوابق ، تكون قيمة b^2 عادة اقل من قيمة a^2 . ولهذا السبب يكون حل المعادلة (VI-93) على الشكل التالى :

$$M = pH^2[C_1 \cosh \alpha_1 x + C_2 \sinh \alpha_1 x + C_3 \cosh \alpha_2 x + C_4 \cosh \alpha_2 x - 0{,}5(1-\xi)^2 t_1 + t_2] \qquad (VI-99)$$

حيث ان قيمة كل من t_1 و t_2 و α_1 و α_2 تساوى

$$t_1 = c/b^4; \qquad t_2 = (e - 2a^2 t_1)/H^2 b^4 \qquad (VI-100)$$

$$\alpha_{1,2} = \sqrt{a^2 \mp \sqrt{a^4 - b^4}} \qquad (VI-101)$$

والشروط (الظروف) الحافية هى كما يلى :

$$(1)\ M'(0) = pH; \quad (2)\ M'''(0) - [(A_1 + A_2)/B]M'(0) = 0;$$
$$(3)\ M(H) = 0; \quad (4)\ M''(H) = -p$$

ان الشرط الحافى الاول ينجم عن كون ان زاوية الدوران للقواطع الرأسية فى موضع التثبيت ، تساوى $y'(0) = 0$ ، وهكذا استنادا الى المعادلة (VI-25) وعند انعدام فاصل التكامل

(الفاصل الصفرى للتكامل) للمقدار N ، سوف نجد ان : $By'(0) = Q_0(0)$ او $M'(0) = pH$. ويتم الحصول على الشرط الحافى الثانى بعد أخذ التفاضل الثانى لمعادلة توازن قوى القص العامة للانشاء ، وذلك كما يلى :

$$M''' + \bar{M}_1''' + \bar{M}_2''' = 0$$

واستنادا الى المعادلة (VI-83) وبعد أخذ القيم $Q_{lint1}(0) = Q_{lint2}(0) = 0$ بالاعتبار سوف نحصل على :

$$M'''(0) + (A_1 + A_2)y'''(0) = 0$$

ومنها ينتج ان :

$$M'''(0) - [(A_1 + A_2)/B]M'(0) = 0$$

ولا يحتاج الشرطان الثالث والرابع الى أية ايضاحات .

ان ثوابت التكامل المستخرجة من حل المعادلات الخطية بدقة تساوى عامل الضرب pH^2 هى كما يلى :

$$C_1 = -[\mu_2 \sinh \lambda_1 - \lambda_1(t_1 + t_2\lambda_2^2 - 1)]/\mu\lambda_1 \cosh \lambda_1 \qquad (VI-102)$$

$$C_2 = \mu_2/\mu\lambda_1$$

$$C_3 = [\mu_1 \sinh \lambda_2 - \lambda_2(t_1 + t_2\lambda_1^2 - 1)]/\mu\lambda_2 \cosh \lambda_2 \qquad (VI-103)$$

$$C_4 = -\mu_1/\mu\lambda_2$$

حيث ان

$$\mu = \lambda_1^2 - \lambda_2^2; \qquad \lambda_1 = \alpha_1 H; \qquad \lambda_2 = \alpha_2 H \qquad (VI-104)$$

$$\mu_1 = \lambda_0^2 - \lambda_1^2(1 - t_1); \qquad \mu_2 = \lambda_0^2 - \lambda_2^2(1 - t_1) \qquad (VI-105)$$

$$\lambda_0^2 = H^2(A_1 + A_2)/B \qquad (VI-106)$$

وبأخذ تكامل معادلة العزوم (VI-99) مرتين وايجاد ثوابت التكامل من الشرط $y(0) = y'(0) = 0$ نحصل على معادلة انحرافات الانشاء ، وبالتالى على ما يلى :

$$y = (pH^4/B)[(1 - \cosh \alpha_1 x)(C_1/\lambda_1^2) - (\alpha_1 x - \sinh \alpha_1 x) \times \times (C_2/\lambda_1^2) + (1 - \cosh \alpha_2 x)(C_3/\lambda_2^2) + (\alpha_2 x - \sinh \alpha_2 x) \times \times (C_4/\lambda_2^2) + (t_1/2)(\xi^2/2 - \xi^3/3 + \xi^4/12) - t_2\xi^2/2] \qquad (VI-107)$$

ومن الاكثر سهولة ان تحدد قوى القص فى العتبات القصيرة للقواطع ، من معادلة تفاضلية اخرى . ونكتب الآن معادلة توازن قوى القص العامة فى المقطع العرضى الافقى للانشاء :

$$M' + \bar{M}_1 + \bar{M}_2 = Q_0 \qquad (VI-108)$$

وفى هذه الحالة يتم تحديد العزوم الموزعة للعوارض القصيرة $\bar{M}_1$ ، $\bar{M}_2$ بواسطة الصيغة (VI-78) ، وفى الانشاء الاطارى التشابكى ذى القواطع المحتوية على فتحات : $\bar{M}_2 = Q_f$ ، اما فى الانشاء الاطارى التشابكى المحتوى على قواطع مختلطة نجد ان : $\bar{M}_1 = Q_{st}$ و $\bar{M}_2 = Q_g$.

وبما أن $M' = -By''$ ، وان القيمة y'' تكون استنادا الى المعادلة (VI-85) صحيحة بالنسبة لكل قاطع يحتوى على فتحات (وذلك لان انحرافاتها y تكون متساوية) ، نحصل عندئذ على المجموعة التالية المؤلفة من معادلتين تفاضليتين كما يلى :

$$\left.\begin{aligned}(B/A_1)\bar{M}_1'' - \nu_I^2\bar{M}_1 + \bar{M}_2 + Q_0 = 0\\ (B/A_2)\bar{M}_2'' - \nu_{II}^2\bar{M}_2 - \bar{M}_1 + Q_0 = 0\end{aligned}\right\} \qquad (VI-109)$$

ونحصل لكل قطعة انشائية رأسية ، من مجموعة المعادلات التفاضلية (VI-109) على معادلة تفاضلية من الرتبة الرابعة . وستكون هذه المعادلة بالنسبة للقاطع الاول ، كما يلى :

$$\bar{M}_1^{IV} + 2a^2\bar{M}_1'' + b^4\bar{M}_1 - c_1Q_0 = 0 \qquad (VI-110)$$

وتكون قيم $2a^2$ و b^4 هنا ، هى نفسها كما فى المعادلتين (VI-94) و (VI-95)

$$c_1 = (\nu_{II}^2 - 1)A_1A_2/B \qquad (VI-111)$$

وسيكون حل المعادلات المذكورة اعلاه كما يلى :

$$\bar{M}_1 = C_1\cosh\alpha_1x + C_2\sinh\alpha_1x + C_3\cosh\alpha_2x + C_4\sinh\alpha_2x + t_3Q_0 \qquad (VI-112)$$

حيث ان قيمة t_3 تساوى

$$t_3 = (\nu_{II}^2 - 1)/(\nu_I^2\nu_{II}^2 - 1) \qquad (VI-113)$$

وستكون الشروط الطرفية هى :

$$(1)\ \bar{M}_1(0) = 0; \quad (2)\ \bar{M}_1''(0) + (1/B)A_1Q_0(0) = 0;$$
$$(3)\ \bar{M}_1'(H) = 0; \quad (4)\ \bar{M}_1'''(H) - (1/B)A_1p = 0$$

ان ثوابت التكامل تستخرج بدقة عامل الضرب pH ، وهى :

$$C_1 = -(\lambda_{01}^2 - t_3\lambda_2^2)/(\lambda_1^2 - \lambda_2^2); \quad C_2 = (\lambda_{01}^2 - t_3\lambda_2^2) \times \times.(1 + \lambda_1\sinh\lambda_1)/\lambda_1(\lambda_1^2 - \lambda_2^2)\cosh\lambda_1 \qquad (VI-114)$$

$$C_3 = (\lambda_{01}^2 - t_3^2\lambda_2^2)/(\lambda_1^2 - \lambda_2^2)$$

$$C_4 = -(\lambda_{01}^2 - t_3\lambda_1^2)(1 + \lambda_2\sinh\lambda_2)/\lambda_2(\lambda_1^2 - \lambda_2^2)\,\mathrm{coch}\,\lambda_2 \qquad (VI-115)$$

حيث ان

$$\lambda_{01}^2 = H^2A_1/B; \quad \lambda_{02}^2 = H^2A_2/B \qquad (VI-116)$$

وعند تحديد ثوابت التكامل للقاطع الرأسى الثانى ، يجب ان نضع بدل المقدار λ_{01} الصيغتين (VI-114) و (VI-115) المقدار λ_{02} .

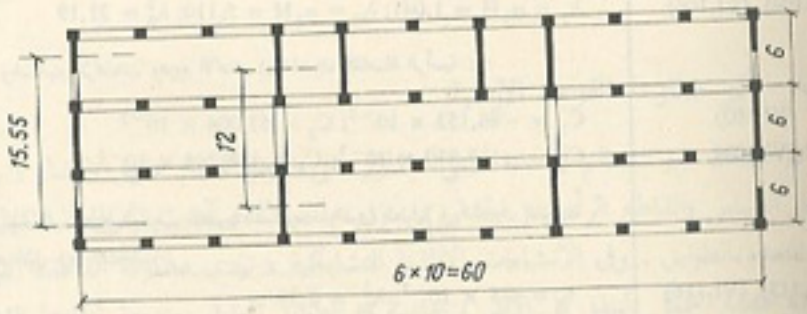
واستنادا الى قيم $\bar{M}$ المستخرجة اعلاه ، تحسب قيم عزوم الانحناء فى العوارض القصي لكل قاطع على حدة ، وفى هذه الحالة ، سنحصل استنادا الى الصيغتين (VI-76 و (VI-78) على ما يلى :

$$M_{lint} = 0{,}5Q_{lint}a_0 = \bar{M}la_0/2b \qquad (VI-117)$$

ان القوى الطولية فى الجدران الفاصلة الطرفية تحدد بطريقة أخذ تكامل المعادل (VI-112) . استنادا الى الصيغتين (VI-73) و (VI-78) نجد ان القوة الطولية فى الجدرا الفاصلة الطرفية لكل قاطع ذى فتحات ، تساوى ما يلى :

$$N = -0{,}5\int_x^H \bar{M}dx = -pH^2/b)[(\sinh\lambda_1 - \sinh\alpha_1x)(C_1/\lambda_1) + (\cosh\lambda_1 - \cosh\alpha_1x)(C_2/\lambda_1) + (\sinh\lambda_2 - \sinh\alpha_2x)(C_3/\lambda_2) + (\cosh\lambda_2 - \cosh\alpha_2x)(C_4/\lambda_2) + (1 - \xi)^2(t_3/2)] \qquad (VI-118)$$

مثال ٦ – ٣ . المطلوب تحديد الازاحاء والقوى الناجمة عن تأثير الاحمال الافقية فى القطع الانشائية لعمارة مؤلفة من ١٢ طابقا ، تسلك فى الاتجاه العرضى سلوك الانشاء التشابكى ، الذى يحتوى على قواطع رأسية منوعة التصاميم (شكل ٦ – ٤٦) وان ابعاد شبكة الاعمدة فى العمارة هى ٦×٦ م ، ارتفاع الطوابق ٤٫٢ م ، ارتفاع العمارة H_0 يساوى ٦٧٫٢ م . والقواطع هنا تكون بصف واحد وصفين من الفتحات ، وهناك قواطع مصمتة أيضا . وفى الاتجاه الطولى تحدد الاطر المتعددة الابواع . والمسافة الفاصلة بين محاور الجدران الفاصلة الطرفية للقاطع الاول تساوى $b = 2a = 15{,}55\,m$ وللقاطع الثانى تساوى $b = a = 12\,m$.



شكل ٦ – ٤٦ . رسم تخطيطى يوضح مثال تصميم الانشاء التشابكى ذى القطاعات الانشائية المحتوية على فتحات منوعة

جدول ٦-٥

قيم جسوءات القواطع

جسوءة القطع الرأسية	القاطع المحتوى على فتحات		القاطع المصمت
	القاطع الأول	القاطع الثانى	
جسوءة الانحناء الكلية للقطع الرأسية	$B_1 = 40,16 \times \times 10^7 kNm^2$	$B_2 = 63,68 \times \times 10^7 kNm^2$	-
جسوءة الانحناء	$B_{01} = 472 \times \times 10^7 kNm^2$	$B_{02} = 500 \times \times 10^7 kNm^2$	$B_{sh-w} = 31,84 \times 10^7 kNm^2$
جسوءة القص	$A_1 = 71,5 \times \times 10^4 kN$	$A_2 = 562 \times \times 10^4 kN$	-

جدول ٦-٦

قيم البارامترات التصميمية

رقم الصيغة	القيمة
(VI.97)	$v_I^2 = 1,29; v_{II}^2 = 1,29$
(VI.94), (VI.95)	$a^2 = 2,98 \times 10^{-3}; b^4 = 1,40 \times 10^{-6}$
(VI.100)	$t_1 = 122,30 \times 10^{-3}; t_2 = 85,5 \times 10^{-3}$
(VI.101)	$\alpha_1 = 15,5 \times 10^{-3}; \alpha_2 = 76 \times 10^{-3}$
(VI.104), (VI.106)	$\lambda_1 = \alpha_1 H = 1,041; \lambda_2 = \alpha_2 H = 5,110; \lambda_0^2 = 21,19$
	ولحساب الإزاحات وعزوم الانحناء فى الجدران الفاصلة الرأسية :
(VI.102)	$C_1 = -86,153 \times 10^{-3}; C_2 = 67,004 \times 10^{-3}$
(VI.103)	$C_3 = -157,850 \times 10^{-3}; C_4 = 158,244 \times 10^{-3}$
	ولحساب عزوم العوارض القصيرة المستعرضة والقوى الطولية فى الجدران الفاصلة للقاطع الأول ذى الفتحات :
(VI.113), (VI.116)	$t_3 = 435 \times 10^{-3}; \lambda_{01}^2 = 2,39$
(VI.114)	$C_3 = -344,524 \times 10^{-3}; C_2 = 477,053 \times 10^{-3}$
(VI.115)	$C_3 = -77,138 \times 10^{-3}; C_4 = 77,014 \times 10^{-3}$

الحل . ان قيم جسوءة القطع الانشائية للقواطع والبارامترات التصميمية لها ، مدرجة فى الجدولين (٦-٥) و (٦-٦) . وقيمة جسوءة الانحناء الكلية هى :

$$B = B_1 + B_2 + B_{sb-w} = 135,68 \times 10^7 \text{ kN m}^2$$

وحسب الشرط (VI-98) نجد ان $A_1/B_{01} \neq A_2/B_{02}$ ، اى $1,15 \times 10^{-4} \neq 11,3 \times 10^{-4}$ تتحقق .

وعندما $\xi = 1$ ، تستخرج قيمة الإزاحة الطابق العلوى للعمارة من المعادلة (VI-107) كما يلى :

$$f = 29,45 \times 10^{-3} (pH^4/B)$$

ولحساب العزوم الناشئة فى العوارض القصيرة والقوى الطولية الناشئة فى الجدران الفاصلة للقاطع الثانى ذى الفتحات ، نحسب كذلك القيم t_3 ، λ_{02}^2 ، $C_{1,2,3,4}$.

وتجدر الاشارة هنا الى انه فى حالة الاتصال المفصلى بين العوارض القصيرة والقطع الرأسية فى القاطع ، وتبلغ قيمة الإزاحة ما يلى :

$$f = 125 \times 10^{-3} (pH^4/B)$$

اى أنه يزداد باكثر من اربعة اضعاف قيمته الأصلية .

ان عزم الانحناء الكلى للقطع الرأسية فى القواطع المحتوية على فتحات والقواطع المصمتة ، يحدد فى موضع التثبيت بواسطة الصيغة (VI-99) اى : $M = -0,22pH^2$. وهذا العزم يتوزع بين القطع الانشائية المستقلة ، توزيعا يتناسب طرديا مع جسوءاتها الانحنائية .

ان عزوم الانحناء الموزعة للعتبات القصيرة المستعرضة ، تحدد من الصيغة (VI-112) ، فعندما $\xi = 0,4$ تبلغ قيمة عزم الانحناء الاقصى فى العوارض القصيرة للقاطع الأول : $\bar{M} = 0,072pH$ ، وعندما $\xi_0 = 0,3$ تبلغ قيمة عزم الانحناء الاقصى فى العوارض القصيرة للقاطع الثانى : $\bar{M} = 0,300pH$. وعزوم الانحناء فى العوارض القصيرة عند حافة الفتحة تستخرج من الصيغتين (VI-76) و (VI-78) .

وتحدد القوى الطولية للجدران الفاصلة الطرفية عندما $x = 0$ ، من الصيغة (VI-118) كما يلى :

للقاطع الأول المحتوى على فتحات :

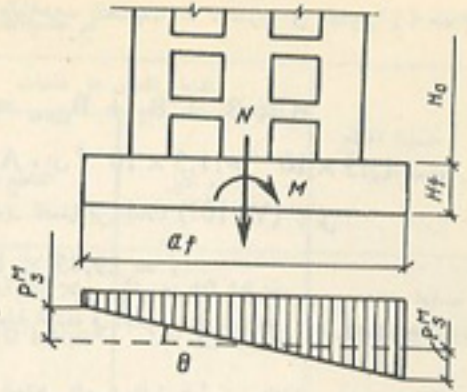
$$N = -0,23pH^2/b$$

وللقاطع الثانى المحتوى على فتحات :

$$N = -0,05pH^2/a$$

٨ - تأثير مطاوعة القواعد الأرضية

ان الضغط غير المنتظم لقاعدة المبنى ، المؤثر على الارض المقام عليها الانشاء ، يؤدى الى ميل الاساس والقاطع الرأسى (الجدار) . وفى هذه الأثناء تحدث انحرافات اضافية فى المبنى المتعدد الطوابق . وفى الانشاءات الاطارية التشابكية ، تؤدى مطاوعة القاعدة الارضية الى زيادة حصة الحمل المنتقل الى الاطر ، خاصة فى الطوابق العليا . ونتيجة لمطاوعة القاعدة الأرضية ، ينشأ تحت اساسات الاعمدة أيضا انحراف اضافى فى الهيكل الاطارى ، ولكن تأثيره فى هذا الانشاء قليل .



شكل ٦ – ٤٧ . الرسوم التخطيطية لحساب تأثير مطاوعة القاعدة الارضية

ولزيادة الجسوءة الفضائية للمبانى المتعددة الطوابق والتخلص من الارتخاءات الاضافية الناجمة عن مطاوعة التربة ، يجب توطيد ورص تربة القاعدة الارضية باستخدام الخوازيق (piles) او بانشاء بلاطة أساس شاملة ، اى اساس شامل للمبنى وغير ذلك . ومطاوعة القاعدة القائمة على الخوازيق (pile footing) تعتبر قليلة ، خاصة فى حالة الخوازيق الداعمة (endbearing piles) .

وبتأثير عزم الانحناء M ، سيكون هبوط حافة الأساس للقاطع الرأسى (شكل ٦ – ٤٧) مساويا لما يلى :

$$u = \pm p_s/C_\varphi = \pm Ma_f/2C_\varphi I_f \qquad (VI-119)$$

اذن سيكون ميل الأساس مساويا لما يلى (باهمال انفعال الاساس بالذات) :

$$\Theta = 2u/a_f = M/B_f \qquad (VI-120)$$

حيث $B_f = C_\varphi I_f$ – الجسوءة الزاوية للأساس ، C_φ – معامل مقاومة الارضية الطبيعية عند تعرض القاعدة للانضغاط غير المنتظم ، I_f – عزم القصور الذاتى لقاعدة الاساس ، a_f – طول ضلع الاساس فى مستوى الانحناء .

وفى الانشاءات التشابكية ذات الاساس المشترك المقام تحت كافة الجدران الفاصلة للقواطع ، نجد ان الارتخاء الاضافى الناجم عن ميل الاساس ، يساوى :

$$f_f = \Theta H \qquad (VI-121)$$

وبالنسبة للانشاءات الاطارية التشابكية ، يجب عند حل المعادلة (VI-30) ان نأخذ فى الاعتبار الظروف الحافية مع حساب مطاوعة تربة القاعدة :

$$(1)\ w(0) = 0; \qquad (2)\ w'(0) = -BM(0)/B_f = Bw''(0)/B_f$$

وهنا تتناسب زاوية الانحراف للقاطع الانشائى عند الاساس تناسبا طرديا مع عزم الانحناء* :

$$(3)\ w'(0)/\nu^2 s_2^3 - w'''(0) = Q_0(0); \qquad (4)\ w''(\lambda) = 0$$

ان ثوابت التكامل هنا تحدد بواسطة حل مجموعة المعادلات التالية :

$$\left.\begin{aligned} C_1 = -C_3 = -ps_2^4 \varkappa\alpha_0/\nu^2; \qquad C_2 = ps_2^3\lambda/\nu^2 \\ C_4 = -ps_2^4[\alpha_0 1 + \lambda\sinh\lambda) - 1]/\nu^2\sinh\lambda \end{aligned}\right\} \qquad (VI-122)$$

حيث أن المعادلة

$$\alpha_0 = \{\nu^2 + k_f\beta_1[1 - (\nu^2 - 1)\lambda^2/2\nu^2]\}/(\nu^2 + k_f\beta_2) \qquad (VI-123)$$

تمثل خصائص مطاوعة القاعدة الارضية .

$$k_f = B/HB_f \qquad (VI-124)$$

تمثل معامل مطاوعة القاعدة الارضية

$$\beta_1 = \lambda\sinh\lambda/(1 + \lambda\sinh\lambda); \qquad \beta_2 = \lambda\sinh\lambda/\cosh\lambda \qquad (VI-125)$$

وفى حالة القاعدة الأساسية ذات الجسوءة المطلقة نجد ان $\alpha_0 = 1$ و $k_f = 0$.

ان معادلة انحرافات الانشاء الاطارى التشابكى ، مع الأخذ فى الاعتبار مطاوعة القاعدة الارضية ، سوف تكون على الشكل التالى بعد تعويض قيم ثوابت التكامل فى المعادلة (VI-30) :

$$w = (ps_2^4/\nu^2)\{\lambda\varphi - \varphi^2/2 + \alpha_0\varkappa\cosh\varphi - [\alpha_0(1 + \lambda\sinh\lambda) - 1]\sinh\varphi/\sinh\lambda - \alpha_0\varkappa + 0{,}5(\nu^2 - 1)\lambda^4(\xi^2/2 - \xi^3/3 + \xi^4/12)\} \qquad (VI-126)$$

والآن نقوم بايجاد القوى فى القطع الانشائية للمبنى ، مع أخذ مطاوعة التربة فى الاعتبار . ان عزم انحناء القاطع يساوى ما يلى :

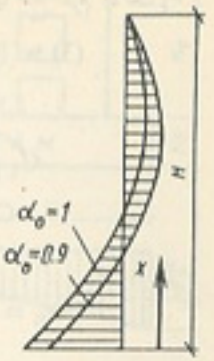
$$M = -w'' = -(pH^2/\nu^2)[0{,}5(1 - \xi)^2(\nu^2 - 1) - (1 - \alpha_0\varkappa\cosh\varphi)/\lambda^2 - (\alpha_0 + \alpha_0\lambda\sinh\lambda - 1)\sinh\varphi/\lambda^2\sinh\lambda] \qquad (VI-127)$$

وقوة القص فى القاطع الرأسى ، تساوى ما يلى :

$$Q = M' = (pH/\nu^2)\{(1 - \xi)(\nu^2 - 1) + [\alpha_0 \times (1 + \lambda\sinh\lambda) - 1]\cosh\varphi/\lambda^2\sinh\lambda - \alpha_0\varkappa\sinh\varphi/\lambda\} \qquad (VI-128)$$

---

* ان اخذ $H_f Q_0(0)$ الموجود فى معادلة عزم الانحناء بعين قليل القيمة نسبيا ، لذلك يهمل عند الحساب .



شكل ٦ – ٤٨ . العلاقة بين الرسم البيانى لعزوم القاطع الرأسى للانشاء الاطارى التشابكى ومطاوعة القاعدة الأرضية

وقوة القص فى قوائم الاطر تساوى ما يلى :

$$Q_f = Q_0 - Q = (pH/\nu^2)[1 - \xi + (\alpha_0\varkappa/\lambda)\sinh\varphi - [\alpha_0(1 + \lambda\sinh\lambda) - 1]\cosh\varphi/\lambda\sinh\lambda] \qquad (VI-129)$$

ان مطاوعة القاعدة الأرضية تؤدى الى انخفاض خواص المعامل α_0 والى تقليل قيم عزوم الانحناء عند قاعدة القاطع الانشائى الرأسى (شكل ٦ – ٤٨) .

مثال ٦ – ٤ . المطلوب تحديد الارتخاء والقوى الناجمة عن الحمل الافقى فى القطع الانشائية لمبنى مؤلف من ١٦ طابقا ، يسلك فى الاتجاه العرضى سلوك الانشاء الاطارى التشابكى ، مع أخذ مطاوعة القاعدة الأرضية فى الاعتبار استنادا الى معطيات المثال (٦ – ١) . هذا مع العلم بان ابعاد اساس القواطع المستعرضة تساوى ٢ × ١٦ م ، معامل مقاومة الأرض الطبيعية (التربة التحتانية) عند تعرضها للضغط غير المنتظم هو $C_\varphi = 0{,}5\,MPa\,cm^{-1}$ أو $5 \times 10^4 kNm^{-3}$.

الحل . ان الجسوءة الزاوية للاساس الذى يحمل ثلاثة قواطع ، تساوى ما يلى :

$$B_f = C_f I_f = 3 \times 5 \times 10^4 \times 2 \times 16^3/12 = 10{,}2 \times 10^7\ kN\,m$$

واستنادا الى المعادلة (VI-124) نجد ان معامل مقاومة الأرض الطبيعية يساوى ما يلى : .

$$k_f = B/HB_f = (261 \times 10^7)/(48 \times 10{,}2 \times 10^7) = 0{,}53$$

وعندما $\lambda = 0{,}73$ ، $\cos h\,\lambda = 1{,}28$ ، $\sin h\,\lambda = 0{,}73$ ، نحصل من المعادلة (VI-125) على ما يلى : $\beta_1 = 0{,}38$ و $\beta_2 = 0{,}48$ ، ومن المعادلة (VI-55) على : $\varkappa = 1{,}24$. واستنادا الى المعادلة (VI-123) نجد ان خاصية مطاوعة التربة ، عندما $\nu^2 = 1$ هى كما يلى :

$$\alpha_0 = (1 + k_f\beta_1)/(1 + k_f\beta_2) = (1 + 0{,}53 \times 0{,}38)/(1 + 0{,}53 \times 0{,}48) = 0{,}95$$

واستنادا الى المعادلة (VI-126) سيكون ارتخاء المبنى عندما $\lambda = \varphi$ ، مساويا لما يلى :

$$f = (pH^4/2\lambda^2 B)[1 - 2(\alpha_0\varkappa - 1)/\lambda^2] = 6{,}05 \times 10^{-4}\,p$$

وهكذا نجد انه بتأثير مطاوعة التربة ، يتضاعف ارتخاء المبنى بمقدار 2,75 مرة بالمقارنة مع الارتخاء الذى يبلغ $f = 2{,}20 \times 10^{-4}$.

واستنادا الى المعادلة (VI-127) نجد ان عزم الانحناء فى القاطع عند موضع التثبيت ، وعندما تكون $\varphi = \xi = 0$ و $\nu^2 = 1$ ، سيساوى ما يلى :

$$M = -pH^2(\alpha_0\varkappa - 1)/\lambda^2 = -783\,p$$

وبالنسبة لقاطع واحد ، يكون العزم $M = -261\,p$ ، وهو اقل بمقدار ٢٤ ٪ من عزم الانحناء الناجم فى حالة القاعدة غير المطاوعة .

وتحدد قوى القص لقوائم الاطر Q_f فى عدة مقاطع مختلفة على امتداد الارتفاع ، باستخدام الصيغة (VI-128) .

مثال ٦ – ٥ . المطلوب تحديد الارتخاء الناجم عن الحمل الافقى لمبنى يتألف من ١٦ طابقا ، يسلك فى الاتجاه العرضى سلوك الانشاء التشابكى ، مع الأخذ فى الاعتبار مطاوعة القاعدة الأرضية طبقا لمعطيات المثال (٦ – ٢) . هذا مع العلم بان ابعاد الاساس الشامل تحت كلا الجدارين الفاصلين للقاطع هى ٢٫٨ × ٢٠ م ، معامل مقاومة القاعدة الأرضية فى حالة الانضغاط غير المنتظم للقاعدة هو $C_\varphi = 0{,}5\,MPa\,cm^{-1}$ أو $5 \times 10^{-4} kN/m^3$.

الحل . ان الجسوءة الزاوية لأساس القاطع الشامل تساوى ما يلى :

$$B_f = C_\varphi I_f = 5 \times 10^4 \times 2{,}8 \times 20^3/12 = 10{,}5 \times 10^7\ kN\,m$$

وعزم الانحناء عند موضع تثبيت القاطع الشامل ، يساوى ما يلى :

$$M = pH^2/2 = 67{,}2^2 p/2 = 2250\,p$$

(وقد اهملت العلامة السالبة هنا) .

واستنادا الى المعادلة (VI-120) نجد ان ميل الاساس يساوى ما يلى :

$$\Theta = M/B_f = 2250/(10{,}5 \times 10^7) = 2{,}15 \times 10^{-5}\,p$$

واستنادا الى المعادلة (VI-121) نجد ان الارتخاء الاضافى للقاطع ، الناجم عن ميل الاساس ، يساوى ما يلى :

$$f_f = \Theta H = 67{,}2 \times 2{,}15 \times 10^{-5} p = 14{,}5 \times 10^{-4}\,p$$

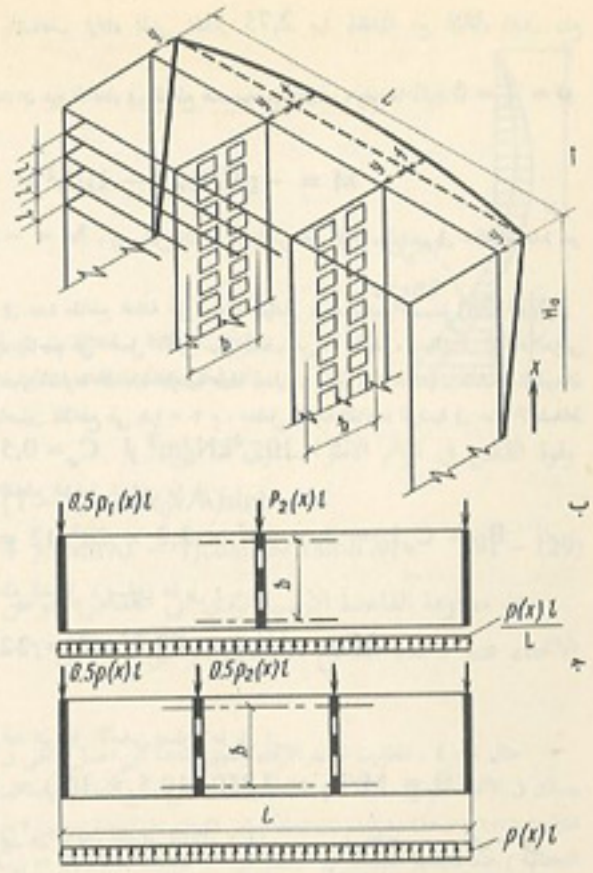
والارتخاء الكلى يساوى ما يلى :

$$f_{tot} = 13{,}9 \times 10^{-4} p + 14{,}5 \times 10^{-4} p = 28{,}4 \times 10^{-4}\,p$$

وهكذا نجد ان ارتخاء المبنى سيزداد بمقدار 2,05 مرة ، عما كان عليه فى الاصل ، وذلك نتيجة لمطاوعة التربة .

٩ – تأثير ارتخاء الارضيات عند الانحناء فى مستواها

يمكن فى الانظمة التشابكية المعرضة لتأثير الاحمال الافقية ان يصبح ارتخاء الارضيات عند الانحناء فى نفس مستواها بالذات ، قابلا للمقارنة مع ارتخاءات القواطع الرأسية ، عندما تكون هذه القواطع مرتبة على مسافات كبيرة نسبيا من بعضها البعض (شكل ٦ – ٤٩) . وفى مثل هذه الحالة نجد ان القواطع الانشائية الطرفية لا تكون محملة ، اما القواطع الوسطية فتكون محملة اضافيا ، ويتوقف الانشاء عن السلوك طبقا للمخطط التصميمى المستوى .



شكل ٦ – ٤٩ . الرسوم التخطيطية لتوضيح الحساب التصميمى الفراغى لمبنى وحيد الطابق ، مع الأخذ فى الاعتبار ارتخاء الأرضية فى مستواها بالذات

ونلاحظ هنا أن توزيع الحمل بين القواطع الانشائية ذات الفتحات ، الذى يتناسب طرديا مع M_{oj} ، وبين القواطع الانشائية الشاملة المصمتة ، الذى يتناسب مع الجسوءات B_j ، يحدث فقط فى حالة الارضيات المطلقة الجسوءة .

ولنفرض الآن ان انحرافات القواطع الانشائية الطرفية تساوى y ، وانحرافات القواطع الانشائية الوسطية (y + f) . ان ارتخاء الارضيات بين الطوابق فى مستواها f ، فى المبنى الذى طوله L وعرضه h ، وهو الارتخاء الناجم عن تأثير الحمل الافقى (الجانبى) الموزع بانتظام بشدة قدرها (p(x)l/L) ، وعن تأثير القوى المركزة – وهى ردود فعل القواطع الانشائية الطرفية والوسطية – سوف تحدد هنا مثل طريقة تحديدها بالنسبة للعتبة الوحيدة الباع . ان ردود الفعل فى حالة وجود ثلاثة قواطع انشائية شاملة رأسية ، ستساوى ما يلى : فى القاطعين الانشائيين الطرفيين المصمتين $0,5p_1(x)l$ ، وفى القاطع الانشائى الوسطى ذى الفتحات $p_2(x)l$. وهنا سنجد ان

$$p_1(x) + p_2(x) = p(x)$$

عندئذ سيكون ارتخاء السقوف مساويا لما يلى :

$$f = (pL^3/B_\Pi)[5p(x)/384 - p_2(x)/48] = [p_1(x) - \alpha p(x)]/C \qquad (VI - 130)$$

حيث ان

$$C = k_\Pi B_\Pi/lL^3 \qquad (VI - 131)$$

تمثل قوة دفع الارضية ، B_Π تمثل جسوءة الارضية فى حالة الانحناء فى نفس المستوى الذاتى ، وهذه الجسوءة يجب ان تحدد مع الأخذ فى الاعتبار انفعالات القص ، وذلك بتقسيمها على المعامل $k = 1 + 2,4(h/L)^2$ ، اما المعاملان $\alpha = 0,38$ و $k_\Pi = 48$ فهما معاملان عدديان (numerical coefficients) . وعند وجود اربعة قواطع انشائية شاملة رأسية : $\alpha = 0,27$ و $k_\Pi = 64,8$.

ان رد الفعل $p_1(x)$ الوارد فى المعادلة (VI-130) يعتمد على النسبة بين الخواص المرنة والهندسية المستوية للقواطع الانشائية الشاملة الافقية والرأسية . ولما كان لدينا $p_1(x) = B_1y^{IV}$ ، نستخرج ما يلى من المعادلة (VI-130) :

$$f = [B_1y^{IV} - \alpha p(x)]/C \qquad (VI - 132)$$

حيث B_1 – جسوءة الانحناء الكلية للقواطع الانشائية المصمتة الطرفية . ومن هنا نستنتج ما يلى :

$$y^{IV} = [\alpha p(x) + Cf]/B_1 \qquad (VI - 133)$$

ان شكل معادلة التوازن لقوى القص العامة فى المقطع العرضى للمبنى المحتوى على قاطعين انشائيين طرفيين مصمتين وقاطع انشائى وسطى ذى فتحات ، سيكون كما يلى :

$$-B_1y''' - B_2(y''' + f''') + \bar{M} = Q_0 \qquad (VI - 134)$$

حيث B_2 – الجسوءة الانحنائية الكلية للقطع الرأسية فى القواطع الوسطية الشاملة .

وبعد اجراء التحويلات على المعادلة (VI-134) مع أخذ المعادلة (VI-83) فى الاعتبار ، وايجاد التفاضل بالنسبة لـ x سوف نحصل على المعادلة التالية :

$$By^{IV} + B_2f^{IV} - A(y'' + f'') - ANb/B_0 - p(x) = 0 \qquad (VI - 135)$$

حيث $B = B_1 + B_2$.

ومعادلة العزوم فى المقطع العرضى ستكون كما يلى :

$$Nb = M_0 - M = M_0 + By'' + B_2f'' \qquad (VI - 136)$$

وبعد تعويض قيمتى Nb و f من الصيغتين (VI-136) و (VI-132) للحمل الموزع توزيعا خطيا p(x) فى المعادلة (VI-135) ، نحصل على المعادلة العامة لانحناء الانشاء المجسم وهى كما

. يلى :

$$(B_1B_2/C)y^{VIII} - (B_1A\nu_{sl}^2/C)y^{VI} + By^{IV} - A\nu^2y'' - \\ - AM_0/B_0 - p(x) = 0 \qquad (VI-137)$$

حيث ان

$$\nu_{sl}^2 = 1 + B/B_0 \qquad (VI-138)$$

وتجدر الاشارة الى انه فى الحالة الخاصة التى تكون فيها الارضية مطلقة الجسوءة وتقترب قيمة C من اللانهاية ، يمكن اعادة ترتيب المعادلة العامة بحيث تتحول الى المعادلة (VI-26) الخاصة بالمخطط التصميمى المستوى .

وبما أن $By'' = -M$ ، يمكن اعادة كتابة المعادلة (VI-137) ايضا ، على هيئة معادلة لعزوم الانحناء من الرتبة السادسة .

وبالنسبة للقواطع الانشائية الطرفية والوسطية المصمتة (بدون فتحات) نجد ان المعادلة (VI-135) تتحول الى الشكل التالى :

$$By^{IV} + B_2f^{IV} - p(x) = 0 \qquad (VI-139)$$

وبعد التعويض عن قيمة y^{IV} من المعادلة (VI-133) فى المعادلة (VI-139) نحصل على المعادلة التى تعطى ارتخاء الارضيات f كدالة للاحداثى x على ارتفاع المبنى :

$$B_2f^{IV} + BCf/B_1 - (1 - \alpha B/B_1)p(x) = 0 \qquad (VI-140)$$

ان المعادلة (VI-140) هى معادلة خاصة للعتبة المستندة على اساس مرن ، ذات معامل للارضية الطبيعية قدره C (راجع الفصل الثالث) ، ويمكن تحويلها الى الشكل المختصر التالى :

$$(s_1^4/4)f^{IV} + f - (\mu/C)p(x) = 0 \qquad (VI-141)$$

حيث

$$s_1 = \sqrt[4]{4B_1B_2/BC} \qquad (VI-142)$$

وهى عبارة عن الخاصية الخطية (linear characteristic) . وكذلك :

$$\mu = B_1/B_2 - \alpha \qquad (VI-143)$$

وعندما تكون العتبة المرتكزة على اساس مرن ، طويلة نسبيا ($\lambda = H/s_1 \geqslant 3$) ، يكون حل المعادلة (VI-141) كما يلى :

$$f = C_1\eta_1 + C_2\eta_2 + (\mu/C)p(x) \qquad (VI-144)$$

حيث $\eta_1 = \exp(-\varphi)\cos\varphi$ ، $\eta_2 = \exp(-\varphi)\sin\varphi$ و $\varphi = x/s_1$. والظروف الطرفية تتمثل فيما يلى $f(0) = 0$ (1 ، $f'(0) = 0$ (2 وثوابت التكامل هى :

$$C_1 = -\mu p(0/C; \qquad C_2 = -\mu[p(0) + s_1p'(0)]/C \qquad (VI-145)$$

واستنادا الى المعادلة (VI-145) يمكن اعادة كتابة وترتيب حل المعادلة (VI-144) على الشكل التالى :

$$f = \mu[p(x) - \eta_3p(0) - \eta_2s_1p'(0)]/C \qquad (VI-146)$$

حيث $\eta_3 = \eta_1 + \eta_2$.

وفى حالة الحمل الموزع بانتظام ، يكون الارتخاء مساويا لما يلى :

$$f = \mu p(1 - \eta_3)/C \qquad (VI-147)$$

واستنادا الى المعادلتين (VI-143) و (VI-147) يمكن ايجاد الاحمال المنتقلة الى القواطع الانشائية الطرفية والوسطية من المعادلة (VI-130) كما يلى :

$$p_1 = (B_1/B - \eta_3\mu)p; \qquad p_2 = (B_2/B + \eta_3\mu)p \qquad (VI-148)$$

وتجدر الاشارة هنا الى انه عندما يكون الاحداثى اللابعدى φ اكبر من 1,5 ، نجد ان $\eta_3 \to 0$ ويتوزع تأثير الحمل على القواطع الانشائية بصورة تتناسب مع جسوءاتها فقط ، أى كما هى عليه الحالة فى المخطط التصميمى المستوى . وبالتالى ، بزيادة عدد الطوابق والمعامل φ ، يقل تأثير الانحناء فى نفس المستوى الذاتى للارضيات ، مثلما يقل تأثير الانحناء فى العتبة الطويلة المستندة على اساس مرن . وتصبح قيمة ارتخاء الارضيات نفس مستواها ، ضئيلة بالمقارنة مع ارتخاء القطع الانشائية الرأسية .

وعندما تكون $\lambda = 3$ ، يبلغ العدد الحدى لعدد الطوابق n_{lim} ، الذى يمكن عنده بيان سلوك المبنى باستخدام المخطط التصميمى المستوى ، ما يلى :

$$n_{lim} = H/l = \lambda s_1/l = (3/l)\sqrt{4B_1B_2/BC} \qquad (VI-149)$$

وفى المبانى العادية ، من النوع التشابكى ، يتراوح عدد القواطع الانشائية الرأسية فيها بين ٣ – ٤ قواطع ، نجد ان العدد n_{lim} غالبا ما يتراوح بين ١٢ – ١٤ ، اعتمادا على الجسوءة النسبية للقواطع الانشائية الرأسية والارضيات .

ويمكن تقدير تأثير مطاوعة وصلات الارضيات الخرسانية المسلحة السابقة الصنع ، عند الانحناء فى نفس مستواها ، استنادا الى انحناء المحور المنحرف ، كما يلى :

$$1/\rho = M(1/B + 1/aC_{fl}) \qquad (VI-150)$$

حيث $B = 0,85E_cI_c$ ، و a – المسافة بين وصلات بلاطات الارضية فى الاتجاه L ، و C_{fl} – معامل جسوءة الوصلات بين القطع السابقة الصنع للارضية (ويعين هذا المعامل بواسطة التجربة) .

وهكذا فان جسوءة الارضية السابقة الصنع عند الانحناء فى مستواها بالذات ، تساوى ما يلى :

$$B_{fl} = B/(1 + B/aB_{fl}) \qquad (VI-151)$$

وقد بينت التجارب ، انه لاغراض التصميم العملى ، يمكن أخذ قيمة B_{fl} مساوية للمقدار $0,7B$.

الانشاءات الاطارية التشابكية . فى حالة الاهتزازات الافقية الحرة للمبانى ، يكون الحمل فى هذه الحالة متمثلا فى قوى القصور الذاتى للكتلة . وسوف نحصل هنا من المعادلة (VI-26) عند التأثير القليل للانفعالات الطولية للقوائم ، عندما $\nu^2 = 1$ (اى عندما $\lambda_f < 0,7$) على معادلة الاهتزازات الحرة للانشاء الاطارى التشابكى :

$$B\partial^4 y/\partial x^4 - A\partial^2 y/\partial x^2 + (m/l)\partial^2 t/\partial t^2 = 0 \qquad (VI-152)$$

وعند تعويض المقدار $y = XT$ ، تختصر المعادلة السابقة الى معادلة تفاضلية عادية على الشكل التالى :

$$X^{IV} - 2a^2X'' - b^4X = 0 \qquad (VI-153)$$

وفيها تساوى القيمتان a و b ما يلى :

$$2a^2 = A/B; \quad b^4 = \omega^2 m/Bl \qquad (VI-154)$$

والمعادلة المميزة (characteristic equation) هى :

$$r^4 - 2a^2r^2 - b^4 = 0 \qquad (VI-155)$$

تحتوى على الجذور التالية : $r_1 = -r_2 = \alpha_1$ و $r_3 = -r_4 = i\alpha_2$ ، حيث

$$\alpha_{1,2} = \sqrt{\sqrt{a^4 + b^4} \pm a^2}$$

وحل المعادلة (VI – 153) هو عبارة عن معادلة لأنساق الاهتزازات الحرة :

$$X = C_1 \cosh \alpha_1 x + C_2 \sinh \alpha_1 x + C_3 \cos \alpha_2 x + C_4 \sin \alpha_2 x \qquad (VI-156)$$

والظروف الطرفية للقواطع الانشائية هى :

$$(1)\ X(0) = 0; \quad (2)\ X'(0) = BX''/B_f$$
$$(3)\ BX''(H) = 0; \quad (4)\ AX'(H) - BX'''(H) = 0$$

وهذه المعادلات تعطينا مجموعة من اربعة معادلات متجانسة هى :

$$(1)\ C_1 + C_3 = 0; \quad (2)\ C_2\lambda_1 + C_4\lambda_2 - C_1\lambda_1^2 k_f + C_3\lambda_2^2 k_f = 0;$$
$$(3)\ C_1\lambda_1^2 \cosh\lambda_1 + C_2\lambda_1^2 \sinh\lambda_1 - C_3\lambda_2^2 \cos\lambda_2 - C_4\lambda_2^2 \sin\lambda_2 = 0;$$
$$(4)\ C_1\lambda_2 \sinh\lambda_1 + C_2\lambda_2 \cosh\lambda_1 + C_3\lambda_1 \sin\lambda_2 - C_4\lambda_1 \cos\lambda_2 = 0$$

حيث $\alpha_1 = \alpha_1 H$ و $\alpha_2 = \alpha_2 H$.

وعند فك محددة مجموعة المعادلات ومساواتها للصفر ، سنحصل على معادلة الترددات ذات المجهولين λ_1 و λ_2 :

$$D(\omega) = k_f(\lambda_1^2 + \lambda_2^2)(\lambda_1^3 \sinh\lambda_1 \cos\lambda_2 - \lambda_2^3 \sin\lambda_2 \cosh\lambda_1) +$$
$$+ 2\lambda_1^2\lambda_2^2 + (\lambda_1^4 + \lambda_2^4)\cosh\lambda_1 \cos\lambda_2 +$$
$$+ \lambda_1\lambda_2(\lambda_1^2 - \lambda_2^2)\sinh\lambda_1 \sin\lambda_2 = 0 \qquad (VI-157)$$

ان المعادلة الثانية الضرورية لايجاد قيمتى λ_1 و λ_2 يمكن الحصول عليها باستخدام خاصية جذور المعادلة المميزة (VI-155) التى بموجبها نجد ما يلى :

$$\alpha_1^2 + \alpha_2^2 = 2a^2 \quad \text{او} \quad \lambda_1^2 - \lambda_2^2 = \lambda^2 \qquad (VI-158)$$

واستنادا الى الخاصية الاخرى لجذور المعادلة المميزة ، نحصل على ما يلى :

$$\alpha_1^2\alpha_2^2 = b^4 \quad \text{أو} \quad \lambda_1^2\lambda_2^2 = b^4H^4$$

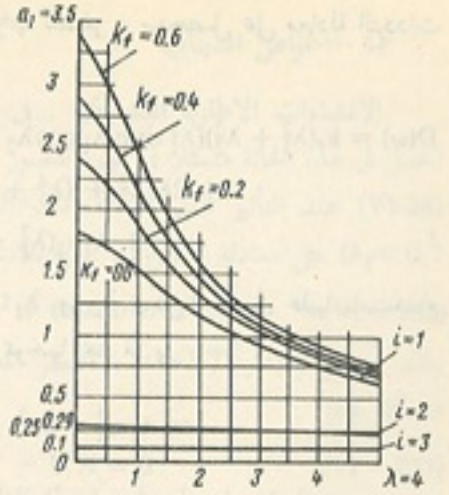
ومنها ينتج ان :

$$b^4 = \lambda_1^2\lambda_2^2/H^4 \qquad (VI-159)$$

وللاغراض التصميمية العملية ، واثناء استخدام الحل الآنى للمعادلتين (VI-157) و (VI-158) فى التصميم ، تستخرج قيمة حاصل الضرب $\lambda_1\lambda_2$ تبعا للقيم المختلفة لخاصية الجسوءة λ ومعامل مطاوعة الارض الطبيعية (التربة) k_f ، واستنادا لتلك القيم تستخرج قيمة المقدار $a_i = 2\pi/2\lambda_1\lambda_2$. واستنادا الى المعادلتين (VI-154) و (VI-159) نجد أن فترة الاهتزازات الجانبية الحرة للانشاء الاطارى المتشابك ، بالنسبة للنغمات التوافقية الثلاث ، تساوى ما يلى :

$$T_i = a_i H^2 \sqrt{m/Bl}; \quad i = 1, 2, 3 \qquad (VI-160)$$

حيث a_i – المعامل الذى حدد باستخدام الرسم البيانى الموضح فى الشكل (٦ – ٥٠) ، و B تمثل جسوءة انحناء القاطع الانشائى المصمت . واستنادا الى الرسم البيانى المذكور ، فان مطاوعة القاعدة الارضية الطبيعية تؤثر فقط على النغمة التوافقية الاولى للاهتزازات الحرة . وقد بينت التجربة العملية انه عند تحديد فترة الاهتزازات الحرة ، يمكن ان تأخذ فى الاعتبار تأثير جسوءة الحواجز والقواطع الداخلية للهيكل الانشائى (مثل الالواح الجدارية ، الجدران الفاصلة الداخلية ، التلبية السطحية وغير ذلك) بزيادة جسوءة القص A الى ما يتراوح بين مرة ونصف الى مرتين من قيمتها الاصلية .



شكل ٦ – ٥٠ . الرسم البيانى لتحديد فترات الاهتزازات الافقية الحرة للانشاءات التشابكية الاطلية

الانشاءات التشابكية . فى الامكان الحصول كذلك على معادلة الاهتزازات الافقية الحرة للقواطع الرأسية الشاملة المحتوية على فتحات ، مع الأخذ فى الاعتبار تأثير القوى الطولية للجدران الفاصلة الداخلية ، وذلك من المعادلة (VI-26) بعد ان نعوض فيها قيمة الحمل وهى $p_x = -(m/l)(\partial^2 y/\partial t^2)$. ولاجل التصاميم العملية ، يستبدل الانشاء ذى الكتلة الموزعة بانتظام ، بانشاء منفصل ذى كتل مركزة وعدد محدد من درجات حرية الحركة . وهنا يتم تقسيم المبنى على مدى ارتفاعه ، الى عدد k من الاقسام المتساوية ، تتركز فى وسطها الكتلة الموزعة . وبواسطة وحدات الانحراف δ_{ik} ، توضع معادلة الترددات الاهتزازية للانشاء ذى الدرجات العشر من حرية الحركة ، وبحل هذه المعادلة نحصل على فترات واتساق الاهتزازات الحرة للانشاء . ان فترة الاهتزازات الافقية الحرة ، للنغمات الثلاث الاولى ، فى القواطع المصمتة ذات الفتحات تساوى :

$$T_i = a_i H^2 \sqrt{m/Bl}; \qquad i = 1, 2, 3 \qquad (VI - 161)$$

حيث a_i – المعامل المستخرج من الرسم البيانى الموضح فى الشكل (٦ – ٥١) ، و B – جسوءة الانحناء القصوى للقطع الرأسية فى القاطع الرأسى الشامل .

وبالنسبة للقواطع المصمتة للانشاءات التشابكية ، تكون معادلة نسق الاهتزازات الحرة فى حالة تأثير مطاوعة التربة القاعدية ، كما يلى :

$$X = C_1 \cosh \alpha x + C_2 \sinh \alpha x + C_3 \cos \alpha x + C_4 \sin \alpha x \qquad (VI - 162)$$

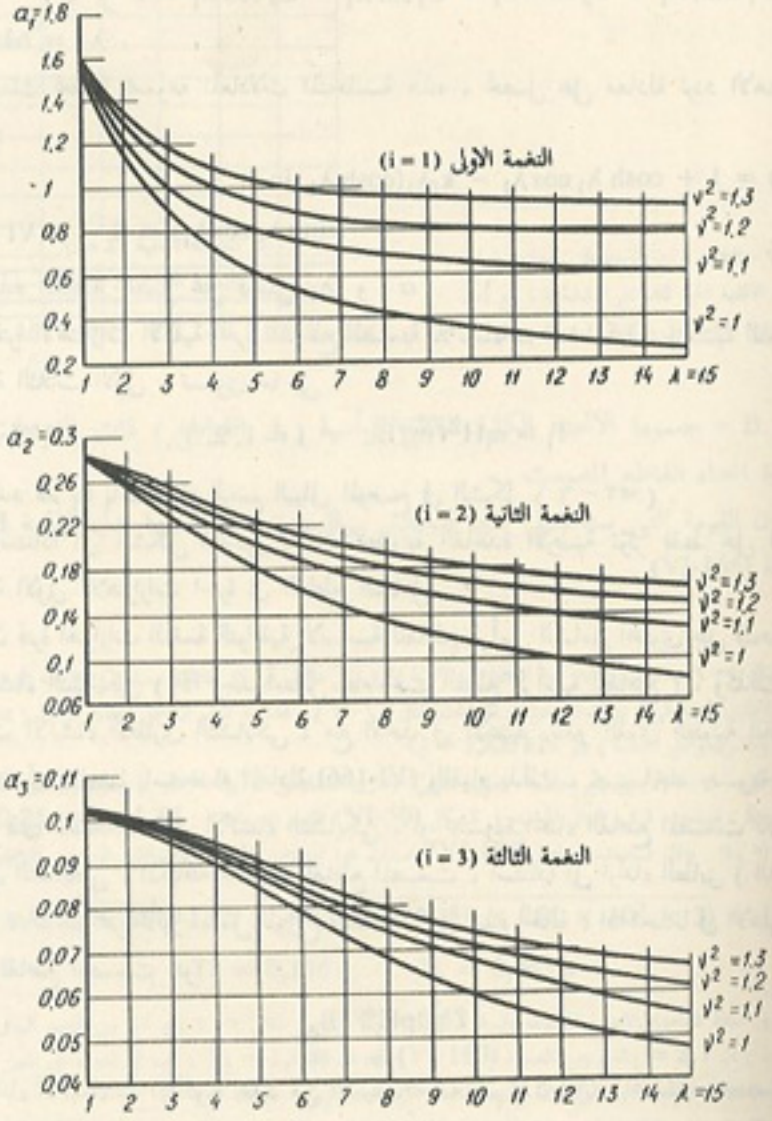
حيث ان

$$\alpha = \sqrt[4]{\omega^2 m/Bl} \qquad (VI - 163)$$

و B – جسوءة الانحناء للقاطع المصمت . والظروف الطرفية تكون كما يلى :

$$(1)\ X(0) = 0; \qquad (2)\ X'(0) = BX''(0)/B_f;$$

$$(3)\ BX''(H) = 0; \qquad BX'''(H) = 0$$



شكل ٦ – ٥١ . الرسوم البيانية لتحديد فترات الاهتزازات الافقية ، للنغمات الثلاث الاولى ، فى القواطع التشابكية ذات الفتحات

ومن هنا نحصل على مجموعة من اربع معادلات متجانسة ، هى كما يلى :

$$\left.\begin{aligned}
&(1)\ C_1 + C_3 = 0;\\
&(2)\ C_2 + C_4 - (C_1 - C_3)\lambda_1 k_f = 0;\\
&(3)\ C_1 \cosh\lambda_1 + C_2 \sinh\lambda_1 - C_3 \cos\lambda_1 - C_4 \sin\lambda_1 = 0\\
&(4)\ C_1 \sinh\lambda_1 + C_2 \cosh\lambda_1 + C_3 \sin\lambda_1 - C_4 \cos\lambda_1 = 0
\end{aligned}\right\} \quad (VI-164)$$

حيث $\lambda_1 = \alpha H$.

وبفك محددة مجموعة المعادلات المتجانسة هذه ، نحصل على معادلة تردد الاهتزازات التالية :

$$D(\omega) = 1 + \cosh\lambda_1 \cos\lambda_1 - k_f\lambda_1(\cosh\lambda_1 \sin\lambda_1 - \sinh\lambda_1 \cos\lambda_1) = 0 \quad (VI-165)$$

وبحل هذه المعادلة نحصل على قيمتى λ_1 و α .

وفترة الاهتزازات الافقية الحرة للقواطع المصمتة للانشاءات التشابكية ، بالنسبة للنغمات التوافقية الثلاث الاولى ، تساوى ما يلى :

$$T_i = a_i H^2\sqrt{m/BI}; \qquad i = 1, 2, 3 \quad (VI-166)$$

وهنا تحدد قيم a_i باستخدام الرسم البيانى الموضح فى الشكل (٦ – ٥٢) .

واستنادا الى الشكل المذكور ، فان مطاوعة القاعدة الارضية تؤثر فقط على النغمة التوافقية الاولى للاهتزازات الحرة فى القاطع الشامل .

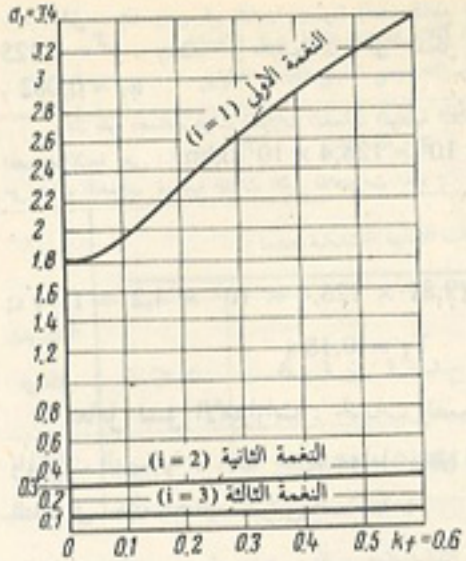
ان فترة اهتزازات النغمة التوافقية الاساسية للقاطع الرأسى الشامل المحتوى على فتحات ، فى الانشاء التشابكى (اذا وجد أساس عام تحت القطع الرأسية للقاطع) ، وكذلك فترة اهتزازات الانشاء الاطارى التشابكى ، مع الأخذ فى الاعتبار تأثير القوى الطولية للقوائم ، يمكن ان تحدد ايضا باستخدام المعادلة (VI-166)·وللقيام بذلك ، يجب ايجاد جسوءة انحناء القاطع ذى الفتحات ، فى الانشاء التشابكى ، او جسوءة انحناء القاطع المصمت للانشاء الاطارى التشابكى ، المكافئة لجسوءة القاطع المصمت ، استنادا الى ارتخاء الطابق (الدور) العلوى ، الناجم عن تأثير الحمل الموزع بانتظام . وفى هذه الحالة ، اذا اخذنا فى الاعتبار ان ارتخاء القاطع المصمت هو :

$$f = pH^4/8B_{eg}$$

وان ارتخاء الانشاءات المذكورة يحدد من الصيغة العامة رقم (VI-57) ، عندئذ سنحصل على ما يلى :

$$B_{eg} = B\nu^2\lambda^4/[4\lambda^2 - 8(\varkappa - 1) + (\nu^2 - 1)\lambda^4] \quad (VI-167)$$

9—623



شكل ٦ – ٥٢ . الرسم التخطيطى لتحديد فترات الاهتزازات الافقية الحرة للقواطع التشابكية ، مع أخذ مطاوعة تربة القاعدة فى الاعتبار

حيث B – جسوءة الانحناء الكلية للقطع الرأسية (فى القواطع) ذات الفتحات ، او جسوءة انحناء القاطع المصمت .

ان القيمة التى سنحصل عليها للمقدار B_{eq} ، يجب تعويضها بدل القيمة B ، فى الصيغة (VI-166) .

مثال ٦ – ٦ . المطلوب ايجاد فترة الاهتزازات الافقية الحرة لمبنى مؤلف من ١٦ طابقا ، يسلك فى الاتجاه العرضى سلوك الانشاء الاطارى التشابكى ، وذلك استنادا الى معطيات المثال (٦ – ١) . هذا مع العلم ان حمل الطابق الواحد (بما فى ذلك الاعمدة والجدران وحمل الخدمة) هو $Q = 5500\,kN$.

الحل . فى حالة معرفة قيم خاصية جسوءة المبنى الاطارى التشابكى $\lambda = 0{,}73$ ، ومعرفة المعاملين $\nu^2 = 1$ و $k_f = 0$ ، نستخدم الرسم البيانى الموضح فى الشكل (VI-50) لايجاد القيم التالية : $a_1 = 1{,}65$ و $a_2 = 0{,}25$ و $a_3 = 0{,}1$. والان نستخدم المعادلة (VI-160) لحساب فترة اهتزازات الانواع الثلاثة الاولى للنغمات التوافقية :

$$T_1 = a_1 H^2\sqrt{m/BI} = 1{,}65 \times 48^2\sqrt{5500/(9{,}81 \times 261 \times 10^7 \times 3)} = 1{,}03\ s;$$

$$T_2 = 0{,}156\ s; \qquad T_3 = 0{,}063\ s$$

وفى حالة القاعدة الارضية المطاوعة وقيمة $k_f = 0{,}53$ (راجع المثال ٦ – ٤) ، نجد من الرسم البيانى للشكل (٦ – ٥٠) ان $a_1 = 2{,}7$ ، ومن الصيغة (VI-160) نجد ان $T_1 = 1{,}68s$ ، وهنا لا يحدث اى تغيير فى فترات اهتزازات النغمات التوافقية العليا فى حالة وجود القاعدة الأرضية المطاوعة .

مثال ٦ – ٧ . المطلوب تحديد فترة الاهتزازات الافقية الحرة لمبنى مؤلف من ١٦ طابقا ، يسلك فى الاتجاه العرضى سلوك الانشاء التشابكى ، وذلك استنادا الى معطيات المثال (٦ – ٢) . هذا مع العلم ان حمل الطابق الواحد (بما فى ذلك الاعمدة والجدران وحمل الخدمة) هو $Q = 12000\,kN$.

الحل . عند وجود قيم خاصية جسوءة الحائط المقاطع المصمت المتوى على فتحات وهى $\lambda = 6,3$ والمعامل $a_1 = 0,8$ ، واستنادا الى الرسم البيانى فى الشكل (٦ – ٥٢) نجد ان $\alpha^2 = 1,125$ ، $a_2 = 0,19$ ، $a_3 = 0,082$.

والآن نقوم بحساب فترات اهتزازات النغمات التوافقية الثلاث الأولى فى حالة الجسوءة الكلية للقطع الرأسية فى القواطع المصمتة الأربعة وهى : $B = 4 \times 31,6 \times 10^7 = 126,4 \times 10^7 kNm^2$ ونحصل من المعادلة (VI-161) على فترات النغمات التوافقية الثلاث الأولى للاهتزازات الحرة :

$$T_1 = a_1 H^2 \sqrt{m/BI} =$$

$$= 0,8 \times 67,2^2 \sqrt{12000/(9,81 \times 126,4 \times 10^7 \times 4,2} = 1,74 \text{ s};$$

$$T_2 = 0,41 \text{ s}; \qquad T_3 = 0,18 \text{ s}$$

معامل نسق الاهتزازات . لحساب وتصميم المبانى المتعددة الطوابق تبعا لتأثير الاحمال والمؤثرات الدينامية ، يجب تحديد معامل نسق الاهتزازات ، الذى تكون صيغته على الشكل التالى فى حالة احمال الطوابق الساكنة :

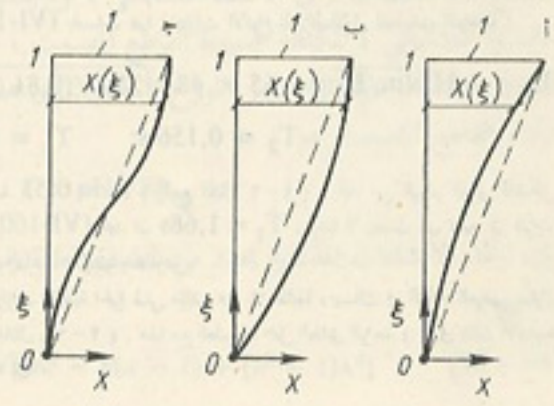
$$\eta_{ik} = X_{ik} \sum_{j=1}^{n} X_{ij} / \sum_{j=1}^{n} X_{ij}^2 \qquad (VI - 168)$$

حيث ان i – رقم النغمة التوافقية للاهتزازات ، k – رقم الطابق الذى تحدد فيه قيمة معامل النسق ، j – رقم أى طابق كان ، n – عدد الطوابق .

وبالنسبة للانشاءات النظامية يمكن الاستعاضة عن عملية الجمع بأخذ التكامل ، وفى هذه الحالة ستكون صيغة معامل نسق الاهتزازات كما يلى :

$$\eta_{ik} = X_{ik} \int_0^1 X_i d\xi / \int_0^1 X_i^2 d\xi \qquad (VI - 169)$$

وتبعا للمخطط الانشائى التصميمى للمبنى المتعدد الطوابق ، يمكن تقريب نسق الاهتزازات الحرة ذات النغمة التوافقية الاولى ، من شكل المنحنيات . وعلى سبيل المثال ، بالنسبة



شكل ٦ – ٥٣ . أنساق الاهتزازات الأفقية الحرة :
أ – للانشاءات التشابكية والانشاءات الاطارية التشابكية عندما $\lambda \leqslant 1$ ،
ب – للانشاءات الاطارية ،
جـ – للانشاءات الاطارية التشابكية عندما $\lambda > 1$

جدول ٦ – ٧

قيم عامل الضرب الثابت A_1 اللازم لتحديد معامل نسق الاهتزازات تبعا لنوع المخطط الانشائى التصميمى للمبنى المتعدد الطوابق

العامل	نوع الانشاءات				
	الانشاءات التشابكية	الانشاءات الاطارية التشابكية عندما :			الانشاءات الاطارية
		$\lambda \leqslant 1$	تتراوح قيمة λ بين 1 و 6	$\lambda \geqslant 6$	
A_1	1,6	1,6	$1,654 - 0,054\lambda$	1,33	1,27

للانشاءات التشابكية والانشاءات الاطارية التشابكية ، التى خاصية جسوءتها هى $\lambda \leqslant 1$ (شكل ٦ – ٥٣ ، أ) ، يمكن كتابة القيم التالية :

$$X = 1 - \cos(\xi\pi/2) \qquad (VI - 170)$$

وللانشاءات الاطارية (شكل ٦ – ٥٣ ، ب) :

$$X = \sin(\xi\pi/2) \qquad (VI - 171)$$

وللانشاءات الاطارية التشابكية (شكل ٦ – ٥٣ ، جـ) :

$$X = 0,5(1 - \cos\xi\pi) \qquad (VI - 172)$$

واستنادا الى المعادلة (VI-169) وبالرجوع الى المعادلات (VI-170) ، (VI-171) و (VI-172) ، نجد ان معامل نسق الاهتزازات سيساوى ما يلى :

$$\eta_{ik} = A_1 X \qquad (VI - 173)$$

حيث A_1 – معامل تستخرج قيمته من الجدول (٦ – ٧) .

١١ – التأثيرات الدينامية لعصف الريح

ان حمل الريح المؤثر على المبنى المتعدد الطوابق ، يحدد باعتباره مساويا لمجموع المركبتين الاستاتية والدينامية للحمل . والمركبة الاستاتية فى هذه الحالة تناظر ضغط السرعة (velocity pressure) وتؤخذ فى الاعتبار فى الحسابات الجارية فى كافة الحالات . وتكون المركبة الدينامية ناجمة عن نبضان ضغط السرعة عند عصف الريح ، وتؤخذ فى الحساب عند تصميم

المبانى المتعددة الطوابق التى يصل ارتفاعها الى ٤٠ م تبعا لفترة الاهتزازات الافقية الحرة للمبنى .

ان القيمة الاساسية للمركبة الاستاتية لحمل الريح تحدد من الصيغة التالية :

$$q_{st}^{b} = q_0 kc \qquad (VI - 174)$$

حيث q_0 – ضغط سرعة الريح الذى يحدد تبعا للموقع الجغرافى للانشاء ، k – معامل التصحيح الذى يأخذ فى الاعتبار زيادة ضغط السرعة ، تبعا لارتفاع ونوع الموقع الجغرافى : النوع A يمثل الموقع المكشوف ، والنوع B يمثل المدن والغابات وما شاكل ذلك من الاماكن المغطاة بصورة منتظمة بحواجز يزيد ارتفاعها على ١٠ م ، c – المعامل الايروديناميى (الديناميى الهوائى) للمبانى ، وتبلغ قيمته 1,4 .

ان القيمة الاساسية للمركبة الديناميية لحمل الريح تحدد لكل رقم من ارقام نسق الاهتزازات i ، على هيئة مجموعة من قوى القصور الذاتى مؤثرة فى مركز الاقسام التى قسم اليها المبنى اصطلاحيا . وهنا نجد ان قوة القصور الذاتى المؤثرة فى مركز القسم رقم j تحدد من الصيغة التالية :

$$Q_{dyn.ik}^{b} = M_k \xi_{dyn.i} \eta_{ik} \nu \qquad (VI - 175)$$

حيث M_k – كتلة القسم رقم k ، المركزة فى منتصفه ، $\xi_{dyn.i}$ – المعامل الديناميى ، η_{ik} – التسارع المخفض عند منتصف القسم رقم k ، ν – معامل يأخذ فى الاعتبار العلاقة الفضائية المتبادلة لنبضان سرعة الريح على ارتفاع المبنى وواجهته الامامية .

ويحدد المعامل الديناميى $\xi_{dyn.i}$ من الرسم البيانى القياسى تبعا للبارامتر التالى :

$$\varepsilon_i = T_i v / 1200 \qquad (VI - 176)$$

حيث T_i – فترة الاهتزازات الحرة للمبنى المتعدد الطوابق ،

$$v = 4\sqrt{nq_0} \qquad (VI - 177)$$

تمثل سرعة الريح المصممة ، n – معامل تجاوز الحمل الذى يؤخذ مساويا للمقدار 1,2 .

ان التسارع المحول فى هذه الحالة يساوى ما يلى :

$$\eta_{ik} = X_{ik} \sum_{j=1}^{n} X_{ij} Q_{st.j}^{b} m_j / \sum_{j=1}^{n} X_{ij}^{2} M_j \qquad (VI - 178)$$

حيث n – عدد الاقسام التى قسم اليها المبنى ، $Q_{st.j}^{b}$ – محصلة حمل الريح الأساسى المؤثرة فى القسم رقم j ، m_j – معامل نبضان ضغط السرعة فى منتصف القسم رقم j ، الذى يستخرج من الجدول (٦ – ٨) .

جدول ٦ – ٨

قيم معامل نبضان ضغط سرعة الريح فى منتصف القسم رقم j

نوع الموقع	الارتفاع عن مستوى سطح الارض ، بالامتار						
	الى ١٠	٢٠	٤٠	٦٠	١٠٠	٢٠٠	٣٥٠ فما فوق
A	٠,٨٨	٠,٧٥	٠,٦٥	٠,٦٠	٠,٥٤	٠,٤٦	٠,٤٨
B	٠,٦٨	٠,٦٥	٠,٥٨	٠,٥٢	٠,٤٦	٠,٣٨	٠,٣٥

جدول ٦ – ٩

قيم المعامل χ الذى يأخذ فى الاعتبار نسق الاهتزازات الافقية الحرة للمبنى المتعدد الطوابق وطبيعة تغير معامل النبضان على مدى الارتفاع

$\xi = x/H$	٠,١	٠,٢	٠,٣	٠,٤	٠,٥	٠,٦	٠,٧	٠,٨	٠,٩	١
χ	٠,٣٤	٠,٥٢	٠,٦٦	٠,٧٠	٠,٩٠	١	١,١	١,١٩	١,٢٩	١,٣٦

ان القيمة الاساسية للمحصلة الديناميية لحمل الريح للمبانى المتعددة الطوابق ، ذات الاهتزازات الافقية الحرة للمبنى المتعدد الطوابق والتغيرات الحاصلة فى معامل النبضان على الارتفاع برمته ، يمكن ان تحدد فقط استنادا الى النسق الاول للاهتزازات الافقية الحرة :

$$q_{dyn}^{b} = q_{st}^{b} \chi \nu \xi_{dyn\,1} m \qquad (VI\text{-}179)$$

حيث χ – معامل تستخرج قيمته من الجدول (٦ – ٩) ويأخذ فى الاعتبار نسق الاهتزازات الافقية الحرة للمبنى المتعدد الطوابق والتغيرات الحاصلة فى معامل النبضان على مدى ارتفاع المبنى ، $\xi_{dyn\,1}$ – المعامل الديناميى للنسق الاول للاهتزازات ، m – المعامل الذى يأخذ فى الاعتبار ظروف القسم العلوى للمبنى ، ν – معامل يؤخذ مساويا للمقدار 0,5 للمبنى المقام فى النوع B من المواقع الجغرافية .

ان القيمة الاساسية لحمل الريح برمته ، تساوى ما يلى استنادا الى الصيغة (VI-174) والصيغة (VI-179) :

$$q^{b} = q_0 kc(1 + \chi \nu \xi_{dyn1} m) \qquad (VI\text{-}180)$$

ويمكن تحديد تسارع اهتزازات المبنى المتعدد الطوابق ، تبعا للعلاقة بين القوة والكتلة والتسارع (عندما تبلغ قيمة معامل النبضان 0,2 وكتلة الطوابق m) وذلك من الصيغة التالية :

$$W = 0{,}2 q_{st.n} \eta_{1n} \xi_{dyn\,1} L1/m \qquad (VI\text{-}181)$$

حيث $q_{st.n}$ – مركبة حمل الريح الاستاتية المصممة ، المؤثرة فى الطابق العلوى من المبنى ، L – طول المبنى فى المستوى العمودى على مستوى تأثير الريح ، η_{1n} – معامل نسق الاهتزازات ، المستخرج من الصيغة (VI-173) .

الفصل السابع

تصاميم الانشاءات الهندسية

البند الاول
الانشاءات الهندسية للمجمعات الصناعية والمدنية

ان مواقع مشاريع البناء الصناعية والمدنية تحتوى بالاضافة الى المصانع والعمارات السكنية والدوائر والمبانى الثقافية والعامة ، على الانشاءات الهندسية أيضا . وهذه الانشاءات الهندسية مخصصة لتأمين عمليات النقل ، وعمليات التحميل والتفريغ والعمليات الانتاجية (مثل السكك الحديدية العلوية وطرق السيارات العلوية المقامة على مستودعات المواد الخام ، مستودعات المنتجات نصف المصنوعة ومستودعات المنتجات التامة الصنع ، الانفاق المسقفة والمكشوفة الخاصة بنقل السلع) ، عمليات تنقل تيارات السابلة (مثل انفاق وجسور عبور المشاة) ، عمليات امداد المشاريع بالطاقة الكهربائية (مثل محطات التحويل الكهربائية الفرعية) ، والامداد بالماء (مثل خزانات الماء ، ابراج الماء ، محطات ضخ الماء ، ابراج التبريد بالماء) ، الامداد بالهواء المضغوط (مثل وحدات ضغط الهواء) ، الامداد بالحرارة (مثل وحدات وانظمة الامداد الحرارى) ، الامداد بالغاز (مثل وحدات الامداد الغازى) ، عمليات تجميع وتنقية مياه المجارى (مثل خزانات ترسيب المياه ، مرشحات المياه ، خزانات تهوية المياه) ، واخيرا تزويد المشاريع المذكورة بالمرافق العامة (مثل الجدران الساندة) وغير ذلك .

وعادة تدخل الانشاءات الهندسية المعقدة جدا ، وضمن المجمعات الخاصة لمشاريع النقل والطاقة والمشاريع الهيدرولية وبناء المدن .

وتدخل الانشاءات الهندسية الاقل تعقيدا ، ضمن المشاريع الانشائية الصناعية والمدنية . ومن اهم هذه الانشاءات هى خزانات المياه (الدائرية والمستطيلة فى المسقط الافقى) وما شابهها من انظمة وشبكات مجارى المياه وانظمة الامداد بالماء وأبراج الماء وصوامع الغلال (صهاريج كبيرة لحفظ المواد السائبة) ومخازن الوقود (صهاريج صغيرة لحفظ المواد السائلة ، تجهيزات آلية للتحميل والتفريغ بالثقل الذاتى) والجدران الساندة (عند مستودعات المواد الخام ، لاجل تزويد المكان بالمرافق العامة) ، الانشاءات تحت الارضية فى مواقع الانتاج (القنوات والانفاق الخاصة بشبكات الاسلاك الكهربائية والتوصيلات تحت الارضية ، الانشاءات المبنية على عمق كبير تحت الارض وغيرها) .

ان التصاميم الخرسانية المسلحة للانشاءات الهندسية من هذه الانواع المذكورة اعلاه بالذات ، ستشرح فى هذا الكتاب ، اما تصاميم الانشاءات الهندسية المعقدة للغاية ، الخاصة بمشاريع النقل والطاقة والهندسة الهيدرولية وبناء المدن ، فهى تبحث فى كتب ومناهج دراسية خاصة بها .

البند الثانى
خزانات الماء الاسطوانية

١ – معلومات عامة

ان خزانات الماء تكون على نوعين ، اسطوانية أو موشورية الشكل (المستطيلة المسقط الافقى) ، وتكون مطمورة فى الارض أو مقامة على سطح الارض ، وهى اما مسقفة (تحتوى على غطاء سقفى) او مكشوفة . والخزانات ذات الاشكال الخارجية الاكثر تعقيدا من ذلك (مثل الخزانات الكروية ، الحلقية ، العدسية الشكل وغير ذلك) تستخدم فى حالات أقل كثيرا من الاولى . وان اكثر الانشاءات الخاصة بشبكة تصريف مياه المجارى القذرة وانظمة الامداد بالماء ، تشبه من حيث الشكل والتصميم والحساب ، خزانات الماء المختلفة .

ان المنهاج العام للانشاءات الخرسانية المسلحة ، يبحث فقط خزانات الماء – الاسطوانية والمستطيلة الشكل . اما الخزانات الخاصة بالبترول والمنتجات البترولية ، المقامة فى مواقع مصانع تكرير البترول ، ومحطات توليد القدرة الكهربائية بالطاقة الحرارية والمحطات الكهربائية المائية ، وكذلك خزانات حفظ المحاليل المستخدمة فى الصناعات الكيميائية ، الميتالورجية ، وصناعة الاغذية ، فهى تعود الى نوع خاص من المشاريع الانشائية .

ان السعة المطلوبة لخزانات الماء ، تحدد بواسطة الحسابات التكنولوجية الخاصة (فى انظمة الامداد بالماء ، شبكة تصريف مياه المجارى ، انظمة تأمين العمليات الصناعية وغير ذلك) ، اما شكل وابعاد الخزانات الاجمالية ، فانها تحدد بواسطة التحليل الهندسى والاقتصادى للتصاميم الانشائية المحتملة التطبيق . وقد اثبتت التجارب العملية ، ان خزانات الماء المطمورة التى تتراوح سعتها بين ٢ و ٣ آلاف م^3 ، تعتبر افضل من الخزانات الدائرية القاعدة ، من الناحية الاقتصادية ، والتى تزيد سعتها على ما يتراوح بين ٥ و ٦ آلاف م^3 ، تعتبر من الناحية الاقتصادية افضل من الخزانات المستطيلة القاعدة .

ان تكاليف انشاء خزانات الماء وكمية مواد البناء المستهلكة تعتمد بصورة جوهرية على الارتفاع الداخلى للخزان وعمقه فى الارض . اذ انه بزيادة الارتفاع يزداد الضغط الداخلى للماء

جدول ٧ – ١

الحجوم والإرتفاعات القياسية المثلى لخزانات الماء الدائرية

حجم الخزان ، م٣	١٠٠	١٥٠	٢٥٠	٥٠٠	١٠٠٠	٢٠٠٠	٣٠٠٠	٦٠٠٠
القطر ، م	٦٫٥	٨	١٠	١٢	١٨	٢٤	٣٠	٤٢
الإرتفاع ، م	٣٫٦	٣٫٦	٣٫٦	٤٫٨	٤٫٨	٤٫٨	٤٫٨	٤٫٨

المؤثر على جدران الخزان ، وبزيادة عمق الخزان فى داخل الارض ، اى العمق المطمور ، يزداد ضغط التربة الجانبى ، المؤثر على الخزان .

وفى الاتحاد السوفييتى ، تم استنادا الى الابحاث الهندسية والاقتصادية الخاصة ، توحيد البارامترات الاساسية لكافة الانشاءات المتعلقة بانظمة شبكات الامداد بالماء وشبكات تصريف مياه المجارى . وقد حددت الحجوم القياسية الموحدة والارتفاعات المثلى لخزانات المياه عامة (الجدول ٧ – ١) .

ومن حيث طريقة الانشاء ، قد تكون خزانات الماء مصبوبة فى الموقع وسابقة الصنع ومركبة . وتقل كمية الفولاذ والخرسانة المستخدمة فى الخزانات السابقة الصنع بنسبة تتراوح فى حدود ١٥ – ٢٠ ٪ عن الكمية المستهلكة فى النوعين الآخرين ، كما تختصر بصورة ملموسة مدة البناء ، الامر الذى يؤدى الى اختصار تكاليف الانشاء بنسبة تتراوح فى حدود ٥ – ٧ ٪ .

وقد تم فى السنوات الاخيرة التوحيد القياسى لخزانات الماء ، ليس من حيث البارامترات الاساسية فحسب بل ومن حيث الحلول التصميمية كذلك ، ووضعت تسميات اصطلاحية خاصة بالقطع الانشائية القياسية .

وتستخدم فى انشاء جدران وقاع خزانات الماء ، الخرسانة الثقيلة التى تتراوح ارقام ماركاتها المصممة لمقاومة الضغوط فى حدود ٢٠٠ – ٤٠٠ ، وبالنسبة لصمود الماء تتراوح بين B4 و B8 ، وبالنسبة للصمود للصقيع فتتراوح الماركات المصممة فى حدود ١٠٠ – ١٥٠ . وتحدد ماركة الخرسانة المصممة تبعا للعملية التكنولوجية لاستثمار خزان الماء ، وتأثير البيئة المحيطة (درجة الحرارة المقررة للهواء المحيط ، المحتوى الرطوبى للتربة وعامل الحت فى المياه الجوفية) . ولضمان صمود الخرسانة المستخدمة للماء يجب ان تكون الخرسانة كثيفة للغاية ومرصوصة جيدا ، ويتوصل الى ذلك بطريقة اختيار مركباتها بصورة خاصة ، وباختيار اقل نسبة ممكنة بين الماء والاسمنت فيها وكذلك برصّ وتوطيد الخرسانة بدقة اثناء صبها فى

القوالب . وانواع الفولاذ المستخدم فى تسليح خزانات الماء هى : الفولاذ غير السابق الاجهاد من الاصناف A-I ، A-II ، A-III ، B-I والفولاذ السابق الاجهاد (للجدران الاسطوانية الشكل) من الاصناف A-IV فما فوق و Bp-II .

وفى وصلات القطع الانشائية الموصولة مع بعضها البعض ، التى تؤلف جدران الخزان ، ينصح باستخدام مركبات مانعة للتسرب ، وخرسانة مؤلفة من اسمنت قابل للتمدد ، وذلك لملء الوصلات بصورة افضل وازالة أثر انفعالات الانكماش اللاحقة التى تحدث فى خرسانة القطع السابقة الصنع .

ولرفع درجة صمود الخزانات للماء تطلى سطوحها الداخلية بطبقة من الملاط الاسمنتى ، اما سطوح وصلات الالواح الجدارية (البلاطات) ، فترش او تسفع بالخرسانة .

ويجب تجنب طمر الخزانات تحت مستوى المياه الجوفية ، لان ذلك يؤدى الى تعقيد الاعمال الانتاجية (حيث يصبح من الضرورى هنا تخفيض مستوى المياه الجوفية اثناء مدة الانشاء) ، وتعقيد تصميم القاع (حيث يجب ان يتحمل هنا ضغط الماء من الاسفل ايضا) كما تدعو الضرورة فى هذه الحالة الى استخدام عازل مائى لاصق ، لحفظ الخزان من تأثير المياه الجوفية .

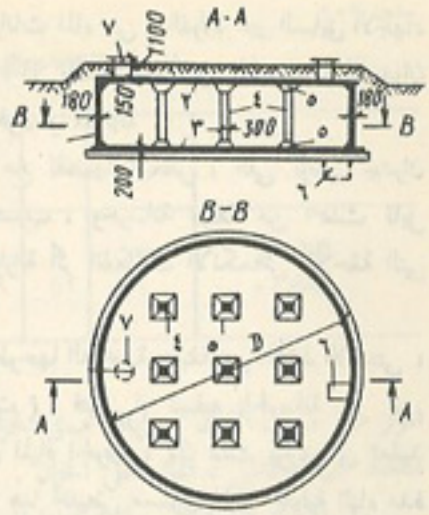
وتكون الخزانات المطمورة عادة ، ذات سقوف مستوية وقاع مستو ايضا . وللحصول على نظام حرارى ثابت فى داخل خزان الماء ، تتم تدفئة السقف بتغطيته بطبقة من التربة بتراوح ثخنها فى حدود ٥ر٠ – ١ م وذلك لمنع تسرب الحرارة ، او يستخدم عازل حرارى فعال – من الخرسانة المهواة ، الكيرامزيت وغير ذلك .

ولدخول العمال الى داخل الخزان وتركيب ممرات التهوية الرأسية (المهاوى) تستحدث فتحات فى السقوف . كما تستحدث فى القاع حفرة يصل عمقها الى ١ م وذلك لاستخدامها فى حالة تنظيف الخزان أو تفريغه تماما من محتوياته .

٢ – انواع التصاميم المختلفة

لنبحث الآن التصاميم والابعاد الاجمالية لخزانات الماء القياسية (النموذجية) الشائعة الاستخدام فى الاتحاد السوفييتى .

ان خزان الماء المصبوب فى الموقع ، الموضح مخططه التصميمى فى الشكل (٧ – ١) يتألف من سقف مسطح مؤلف من بلاطة لاعتبية ، مدعم باعمدة تحتوى على تيجان علوية وتيجان معاكسة سفلية ، ومن سطح أملس اسطوانى الشكل وقاع مسطح بلا اضلاع . وفى خزانات الماء ذات السعة الصغيرة ، يمكن ضمان مقاومة الجدران للتشقق بدون اجهاد



شكل ٧-١ . خزان اسطوانى مصبوب فى الموقع ، يحتوى على سقف غير عميق :
١-الجدار ؛ ٢-السقف غير العميق ؛ ٣-القاع ؛ ٤-الاعمدة ؛ ٥-تيجان الاعمدة ؛ ٦-حفرة ؛ ٧-فتحة دخول

مسبق ، وعندما تبلغ سعة الخزان ٥٠٠ م^3 فما فوق ، يصبح الانضغاط المسبق للخرسانة ضروريا . وتتميز السقوف اللاعتبية المستوية بارتفاعها المصمم القليل ، الامر الذى يعتمد على العمق الاصغر للخزان المطمور ، ويحتوى على سطح املس فى الاسفل ، الامر الذى يضمن التهوية الجيدة للفراغ الواقع فوق سطح السائل الموجود فى الخزان .

وقد استخدمت كذلك تصاميم اخرى لخزانات الماء الدائرية المصبوبة فى الموقع : ومنها على سبيل المثال الخزانات المحتوية على سقوف عتبية محمولة على اعمدة تبلغ الفسحة بين عمود وآخر ٦×٦ م واكثر ، وخزانات ذات سقوف مقببة تستند على الجدران المحيطة ، وخزانات ذات قاع يميل من ناحية الجدران نحو المركز ، وغير ذلك من التصاميم الاخرى . وهناك عدة اسباب جعلت التصاميم القياسية للخزانات ، تفضل من الناحية العملية على التصاميم الخاصة المذكورة أعلاه .

وتبين الاشكال (٧-٢) و (٧-٣) و (٧-٤) بعض تصاميم خزانات الماء الاسطوانية السابقة الصنع .

وقد استخدمت فى تصاميم السقوف السابقة الصنع للخزانات (شكل ٧-٢) بلاطات شبه منحرفة مضلعة ، تستند على عتبات حلقية الشكل .

وتتألف جدران الخزان من الواح هيكلية سابقة الصنع طولها يساوى ارتفاع الخزان . وتركب الالواح المذكورة بصورة رأسية فى اخدود (شقب) موجود بين كل ضلعين حلقيين من اضلاع القاع على امتداد محيط الخزان (شكل ٧-٣ ، أ) . وتملأ الفواصل الرأسية الموجودة بين الالواح الهيكلية بالخرسانة . وبعد وصول مقاومة خرسانة الوصلات ، حدا لا يقل عن ٧٠ ٪ من المقاومة المصممة للخرسانة ، يتم ضغط جدار الخزان من الخارج بواسطة

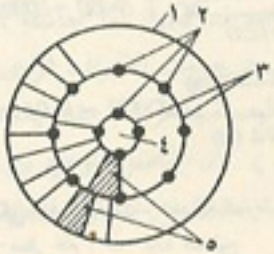
قضبان التسليح الحلقية السابقة الاجهاد ، التى تعطى عند انتهاء عملية الشد هذه ، بطبقة من الخرسانة المرشوشة بالضغط .

ويبلغ العرض الاسمى للالواح الجدارية ٣٫١٤ م او ١٫٥٧ م (شكل ٧-٤ ، أ) . وعند وجود مثل هذا العرض ، يمكن ان ترتب على امتداد محيط الخزان مجموعة كاملة من الالواح الهيكلية عددها يساوى D او 2D على التوالى (حيث D تمثل قطر الخزان) . ويكون العرض الانشائى للالواح الهيكلية اقل من العرض الاسمى بمقدار ١٤٠ مم . ويملأ هذا الخلوص (الفاصل) الذى عرضه ١٤٠ مم ، عند التركيب بخرسانة لا تقل ماركتها عن ماركة خرسانة الالواح الهيكلية نفسها .

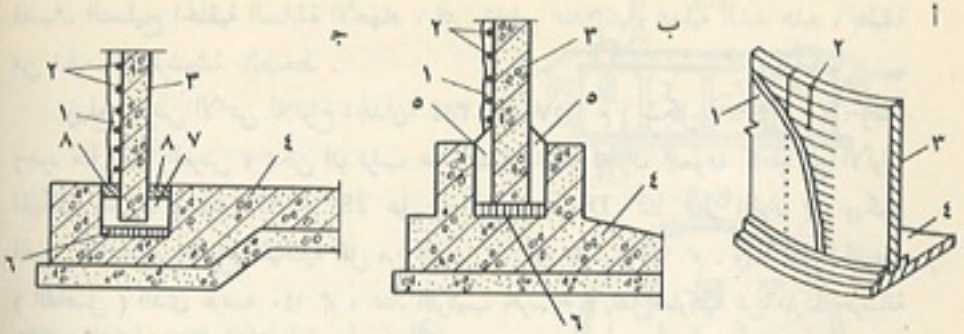
ويحدد ثخن الالواح الجدارية الهيكلية δ فى حدود تتراوح بين ١٢٠ و ٢٠٠ مم (اضعاف العدد ٢٠ مم) . وفى الخزانات التى يبلغ نصف قطرها $R \geqslant 12m$ ، يكون السطح الخارجى للالواح الهيكلية الجدارية اسطوانى الشكل ، اما السطح الداخلى فيكون مسطح الشكل ، اما فى الخزانات التى يبلغ نصف قطرها $R \leqslant 9m$ ، فيكون كلا السطحين اسطوانى الشكل (شكل ٧-٤ ، أ) .

وفى خزانات الماء ، يتم ترتيب قضبان التسليح الافقية السابقة الاجهاد الفعالة ، على مساحة السطح الخارجى للجدران (شكل ٧-٣ ، أ) . وتسلح الالواح الهيكلية الجدارية بشبكة تسليح مزدوجة ، يحدد المقطع العرضى لقضبانها بصورة انشائية (٧-٤ ، ب) . وتلحم الاقسام البارزة من قضبان الالواح الجدارية المجاورة مع بعضها البعض ، وبذلك يتم تثبيت الالواح المذكورة بصورة جيدة فى وضعها المصمم ، كما يتم التخلص من ظهور الشقوق الانكماشية والحرارية قبل الضغط الشامل الجوانب لجدران الخزان بشد قضبان التسليح السابقة الاجهاد .

ان قضبان التسليح الرأسية للالواح الجدارية السابقة الصنع للخزان ، تؤخذ استنادا الى شروط مقاومتها للتشقق فى مرحلة الانتاج والشحن والتركيب . وتوضع قضبان تسليح اضافية فى القسم السفلى للالواح الهيكلية (شكل ٧-٤ ، ب) تكون ضرورية لتحمل عزوم الانحناء ، المؤثرة فى الاتجاه الرأسى والناجمة فى هذه الحالة عن الفعل المتبادل بين جدران الخزان وقاعه .

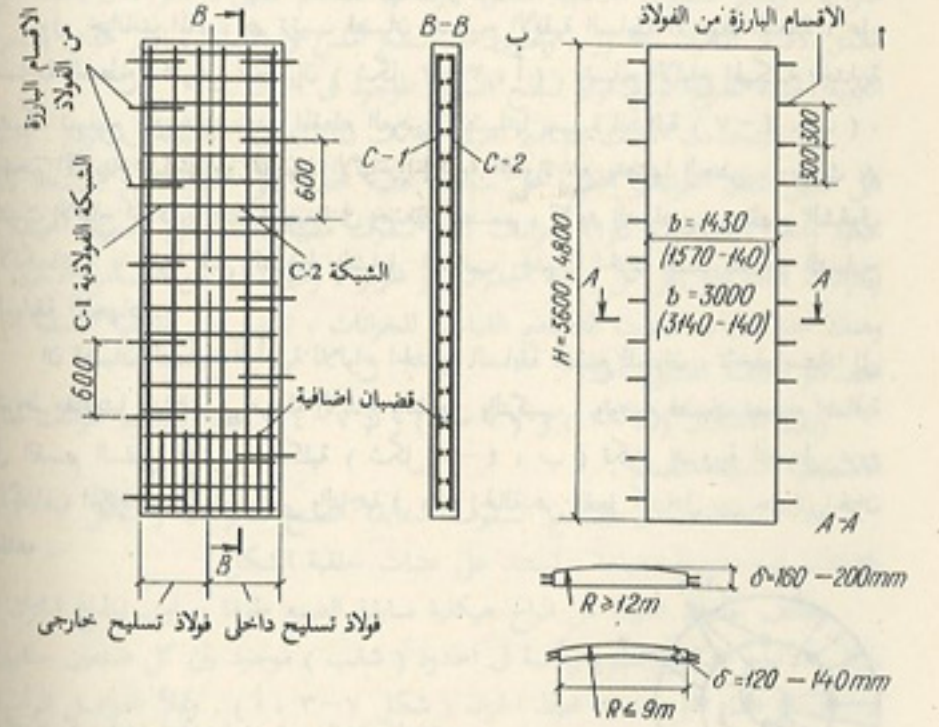


شكل ٧-٢ . مخطط السقف السابق الصنع للخزان الاسطوانى
١-الجدار الاسطوانى ؛ ٢-الاعمدة ؛ ٣-العتبات الحلقية ؛ ٤-البلاطة المستوية الدائرية ؛ ٥-الالواح شبه المنحرفة ، المحتوية على اضلاع فى محيطها



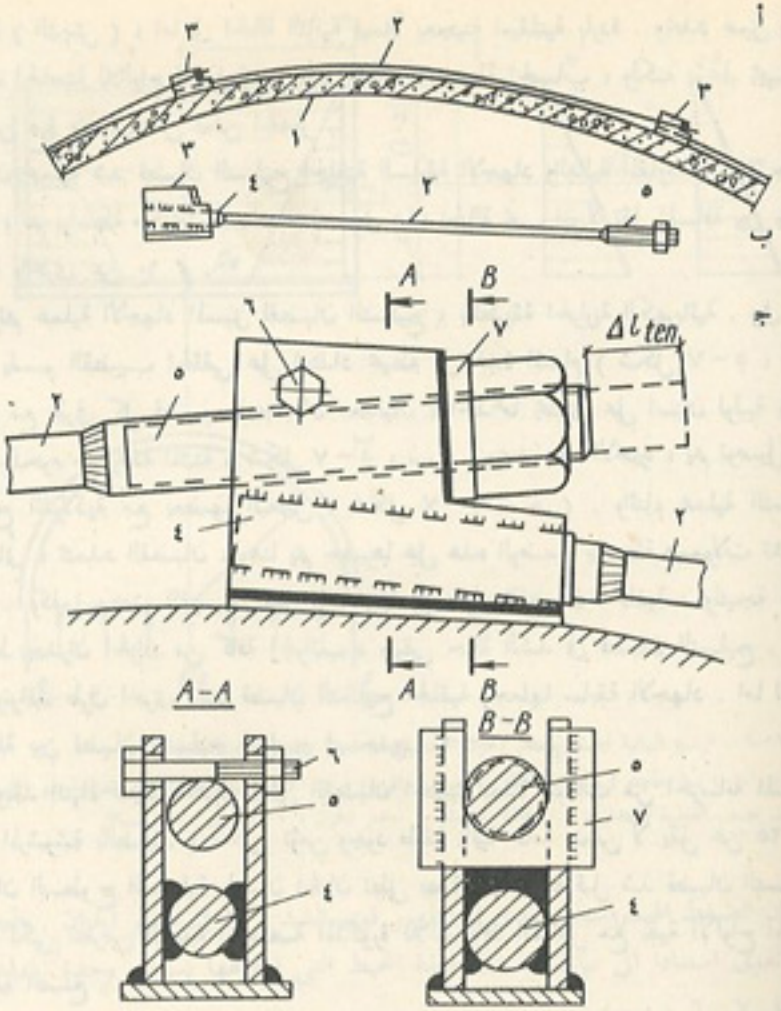
شكل ٧-٣ . تفاصيل الخزان الاسطوانى السابق الصنع

أ-تصميم جدار الخزان ؛ ب-الوصلات الجاسئة للجدار والقاع ؛ جـ-الوصلة الفصلية (المتحركة) للجدار مع القاع ؛ ١-طبقة من الخرسانة المسفوعة ؛ ٢-قضبان تسليح دائرية سابقة الاجهاد ؛ ٣-اللوح الجدارى ؛ ٤-القاع ؛ ٥-خرسانة تحتوى على كسارة الحجارة الناعمة ؛ ٦-طبقة تسوية من الملاط الاسمنتى ؛ ٧-عجينة اسفلتية ؛ ٨-احشت الاسبستوس



شكل ٧-٤ . الالواح الجدارية للخزانات الاسطوانية

أ-منظر عام ؛ ب-فولاذ التسليح



شكل ٧-٥ . تفاصيل القضبان الفولاذية السابقة الاجهاد عند عملية الاجهاد المسبق

أ-ترتيب القضبان حول الجدار الاسطوانى للخزان ؛ ب-قطاعة تسليح فولاذية ؛ جـ-تصميم زائقة التثبيت ؛ ١-الجدار ؛ ٢-قضيب فولاذى ؛ ٣-زائقة التثبيت ؛ ٤-قضيب قصير كبير القطر ؛ ٥-قضيب قصير مثلم الجانبين ؛ ٦-مسمار ربط ملولب ؛ ٧-لوح معدنى (زنق)

ان وصلة الالواح الجدارية السابقة الصنع للخزان مع قاعه قد تكون اما جاسئة ، تستبعد حدوث الانحراف نصف القطرى لجدران الخزان ، وتستبعد حدوث الانحراف الزاوى فى الاخدود الحلقى للقاع (شكل ٧-٣ ، ب) ، او تكون الوصلة متحركة (مفصلية) تسمح بحدوث هذه الانحرافات المشار اليها (شكل ٧-٣ ، جـ) . ان الفاصل الموجود بين الالواح الجدارية والقاع فى الحالة الاولى ، يملأ بخرسانة عالية المقاومة منتجة من كسارة الحجارة

الناعمة (الدبش) ، اما فى الحالة الثانية فيملأ بعجينة اسفلتية باردة . ويحدد عمق وصلة التثبيت الجاسئة للالواح الجدارية مع قاع الخزان ، بواسطة الحساب ، ولكنه يؤخذ بحيث لا يقل عن مرة ونصف من ثخن الجدار .

ان عملية شد قضبان التسليح الحلقية السابقة الاجهاد والعالية المقاومة ، على جدران الخزان ، تتم بواسطة مكنات شد خاصة . وفى هذه الحالة يجب ان لا تقل المسافة بين جديلة سلكية واخرى عن ١٠ مم .

وتتم عملية الاجهاد المسبق لقضبان التسليح ، بالطريقة الحرارية الكهربائية . وفى هذه الحالة يقسم القضيب الحلقى على امتداد محيطه الى عدة اقسام (شكل ٧ – ٥ ، أ) ، ويلحم مع طرفى كل قضيب دحدحان معدنيان ، احدهما يحتوى على اسنان لولبية والثانى أملس ملحوم مع زانقة المثبتة (شكل ٧ – ٥ ، ب) . وعند هذه الاخيرة ، يتم توصيل قطع التسليح الفولاذية مع بعضها البعض (شكل ٧ – ٥ ، جـ) . واثناء عملية التسخين الكهربائى ، تتمدد القضبان ، وهنا يتم حصرها على هذه الوضعية بواسطة صمولات تشد فى المزانق . وكلما بردت القضبان تدريجيا ، يتقلص طول القضبان الحلقية ، ونتيجة لذلك تنضغط جدران الخزان من كافة الجوانب ، وتبقى حالة الشد فى قضبان التسليح .

وتوجد طرق اخرى لشد قضبان التسليح الحلقية وجعلها سابقة الاجهاد . اما المسافة الفاصلة بين قضبان التسليح فتتراوح فى حدود ٢٠ – ٢٥ سم .

وبعد انتهاء عملية الشد تغطى القضبان الحلقية بعدة طبقات من الخرسانة المسفوعة (اى المرشوشة بالضغط) ، التى تؤمن وجود طبقة واقية عامة بثخن لا يقل عن ٢٥ مم .

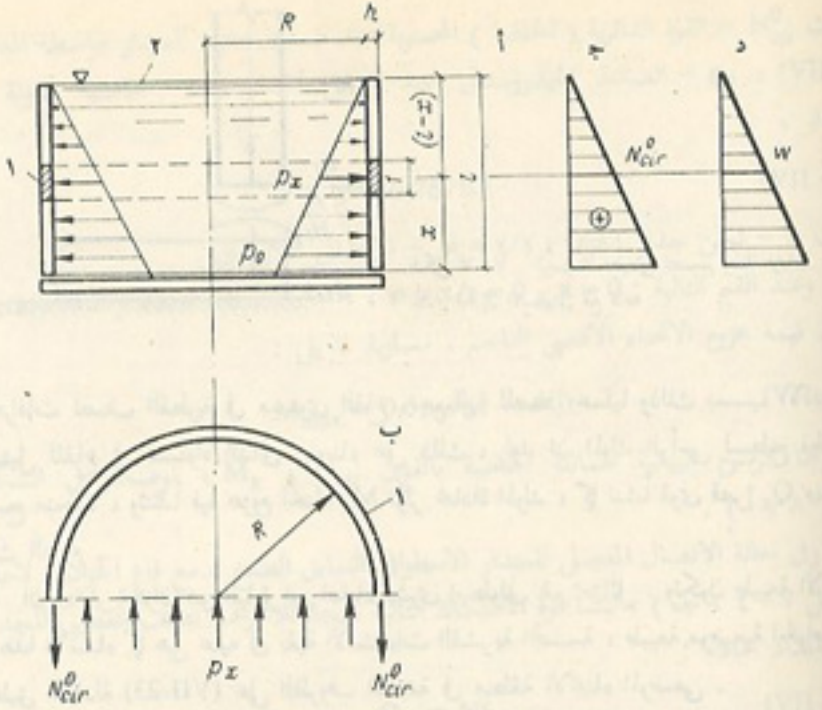
ان السطوح الداخلية لجدران الخزان تطلى بطبقة مجصصة قبل شد قضبان التسليح ، وذلك لكى تتعرض الطبقة المجصصة المذكورة للانضغاط الشامل مع بقية الالواح الهيكلية السابقة الصنع .

٣ – عملية التصميم (الحساب)

ان السائل الموجود فى داخل الخزان ، يحدث ضغطا هيدروستاتيا على جدرانه من الداخل ، يتزايد تزايدا خطيا مع زيادة العمق . والقيمة التصميمية لهذا الضغط على عمق قدره (x – l) من مستوى سطح السائل (شكل ٧ – ٦ ، أ) تستخرج من الصيغة التالية :

$$p_x = 1{,}1 p_0 (1 - x/l) \qquad (VII - 1)$$

حيث $p_0 = \gamma l$ ، γ – كثافة السائل (وتساوى واحدا بالنسبة للماء : $\gamma = 1$) ، والعدد 1,1 يمثل معامل تجاوز الحمل .



شكل ٧ – ٦ . الرسوم البيانية لتصميم جدار الخزان الاسطوانى (الجدار منفصل عن القاع)
أ – مقطع رأسى ؛ ب – مقطع فى المسقط الافقى (نصف حلقى) ؛ جـ – الرسم البيانى لقوى الشد الدائرية ؛ د – الرسم البيانى للانحرافات نصف القطرية للجدار ؛ ١ – الحلقة المحوطة من جدار الخزان ؛ ٢ – مستوى سطح السائل

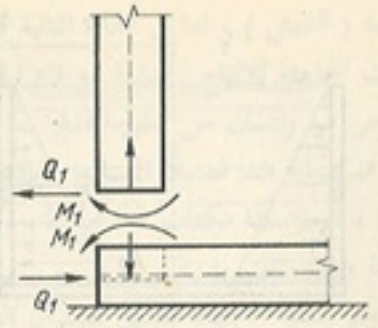
ان الضغط الهيدروستاتى يؤدى الى ظهور قوى الشد N^0_{cir} فى جدار الخزان . وتحدد قيم هذه القوى استنادا الى توازن نصف حلقة المحيط التى ارتفاعها يساوى وحدة ارتفاع الوتر (شكل ٧ – ٦ ، ب) :

$$N^0_{cir} = p_x R \qquad (VII - 2)$$

حيث R – نصف قطر الحلقة الدائرية .

والرسم البيانى للقوى الدائرية للجدار المنفصل عن القاع ، يكون خطى الشكل ، أى على شكل خط (شكل ٧ – ٦ ، جـ) . وبتأثير القوى الدائرية يتمدد محيط الجدار وينحرف الجدار نفسه فى الاتجاه نصف القطرى . وتتم مراجعة الرسم البيانى لهذه الانحرافات w بواسطة الشكل الخارجى للرسم البيانى للقوى الدائرية N^0_{cir} (شكل ٧ – ٦ ، د) .

وعند الاتصال الجامىء بين الجدران والقاع (فى الخزانات المصبوبة او الخزانات السابقة الصنع ، التى صممت وصلتها المسندية طبقا لما جاء فى الشكل ٧ – ٣ ، ب)، تكون



شكل ٧-٧ . الرسم التخطيطى لتصميم وصلة ارتباط جدار الخزان الاسطوانى مع قاعه

الانحرافات نصف القطرية فى مستوى القاع ، مساوية للصفر عمليا وذلك بسبب الانفعال الضئيل للقاع فى مستواه الذاتى . وبناء على ذلك ، نجد ان المولد الرأسى لسطح الجدار يصبح منحنيا ، وتنشأ فيه عزوم انحناء M_x تؤثر لمحاذاة المولد ، كما تنشأ قوى قص Q_x مناظرة لتلك العزوم .

ان جدار الخزان هو عبارة عن انشاء قشرى اسطوانى غير متماثل . وتكون طبيعة الانحناء فى هذا الانشاء كما هى عليه فى بقية الانشاءات القشرية المجسمة ، طبيعة موضعية الخواص . وتنطبق المعادلة (VII-23) على الظروف الناجمة فى منطقة الانحناء الموضعى .

ان حل هذه المعادلة لاستخراج قيم العزوم المجهولة ، يؤدى بنا الى المعادلة (VII-24) ، وحلها لاستخراج قيم الانحرافات w يؤدى بنا الى المعادلة (VII-54) .

وفى حالة الوصلة الجاسئة للجدار مع القاع (شكل ٧-٧) ، ونتيجة للفعل المتبادل بينهما ، ينشأ فى الوصلة الجاسئة بالذات ، عزم الانحناء M_1 وقوة القص Q_1 . وتحدد قيمتاهما من الانحرافات الزاوية الآنية لاطراف الجدار والقاع على امتداد خط اتصالهما .

وان انحرافات طرف الجدار تحدد بنفس الصيغ السابقة التى تحدد بواسطتها انحرافات اطراف وحافات القبب (راجع الجدول ٥-١) . اما انحرافات حافة القاع ، فانها تحدد مثل تحديد انحرافات العتبة (شريط القاع بوحدة عرض واحدة) المستندة على القاعدة الأرضية (راجع الفصل الثالث) وعند التثبيت الجاسىء لجدار الخزان مع قاعه ، والأخذ فى الاعتبار العزم M_1 وقوة القص Q_1 ، سيكون الشكل النهائى للصيغ الخاصة بتحديد القوى الدائرية N_{cir} وعزوم الانحناء M_x فى الجدار ، فى المستوى الواقع على مسافة x من قاع الخزان ، كما يلى :

$$N_{cir} = N^0_{cir} - p_0 R[\exp(-\varphi)\cos\varphi + \exp(-\varphi)\sin\varphi(1 - s/l)] \qquad (VII - 3)$$

$$M_x = 0{,}5p_0s^2[(1 - s/l)\exp(-\varphi)\cos\varphi - \exp(-\varphi)\sin\varphi] \qquad (VII - 4)$$

حيث N^0_{cir} – القوة الدائرية (الحلقية) المحسوبة عند مستوى معين للجدار بواسطة المعادلة (VII-2) ، p_0 – الضغط الهيدروستاتى عند اسفل الجدار ، s – خاصية المرونة فى الجدار ،

$$s = 0{,}76\sqrt{Rh} \qquad (VII - 5)$$

حيث h – ثخن جدار الخزان ، $\varphi = x/s$ – الاحداثى اللابعدى .

وعند القيم التالية : $x = 0$ ، $\varphi = x/s = 0$ ، $e^{-\varphi} = 1$ ، $\sin\varphi = 0$ و $\cos\varphi = 1$ ، تكون قيمة عزوم الانحناء الاقصى الناجم ، مساوية لما يلى :

$$M_{max} = 0{,}5p_0s^2(1 - s/l) \qquad (VII - 6)$$

ان الرسوم البيانية المماثلة الخاصة بالقوى N_{cir} و M_x ، موضحة فى الشكل (٧-٨ ، أ) .

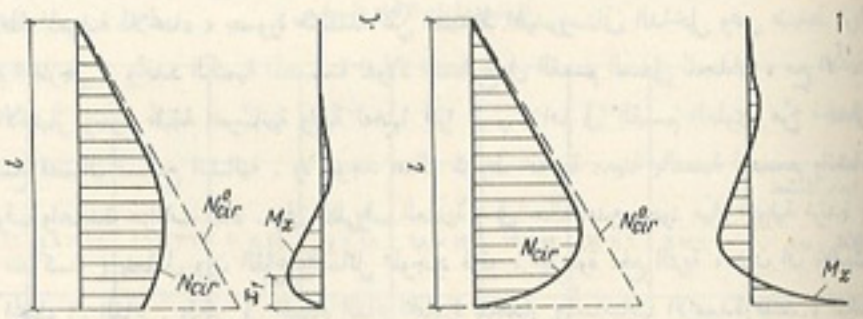
وفى حالة الاتصال المفصلى للجدار الاسطوانى السابق الصنع ، مع قاع الخزان (لاحظ الشكل ٧-٤ ، جـ) ، تنشأ قوة الاحتكاك التالية نتيجة للانحراف نصف القطرى للجدار على امتداد حافته :

$$Q_{fr} = Nf \qquad (VII - 7)$$

حيث N – الضغط العمودى المؤثر على حافة الجدار والناجم عن كتلته والقسم المجاور له من السقف مع وزن التراب المهال فوقه ، f – معامل احتكاك الجدار مع القاع ، ويساوى 0,5 .

ان القوى الدائرية الناشئة فى الجدار ، فى المستوى x فوق القاع ، تحدد بواسطة الصيغة التالية :

$$N_{cir} = N^0_{cir} - 2(R/s)Q_{fr}\exp(-\varphi)\cos\varphi \qquad (VII - 8)$$



شكل ٧-٨ . الرسوم البيانية لتصميم جدار الخزان الاسطوانى ، والرسوم البيانية للقوى الدائرية وعزوم الانحناء
أ – وصلة جاسئة الارتباط للجدار مع القاع ، ب – وصلة مفصلية الارتباط للجدار مع القاع

والعزم الاقصى فى هذه الحالة وهو

$$M_{x.max} = Q_{fr} s \exp(-\varphi)\sin\varphi \qquad (VII-9)$$

يؤثر على مسافة معينة من القاع ، تساوى ما يلى :

$$x_1 = 0{,}6\sqrt{Rh} \qquad (VII-10)$$

ويبين الشكل (٧ – ٨ ، ب) الرسوم البيانية لكل من N_{cir} و M_x فى حالة الاتصال المفصلى المتحرك بين جدار الخزان وقاعه .

ان الخزانات المطمورة تصمم تبعا لمقاومة الضغط الهيدروستاتى الداخلى المؤثر اثناء فترة الاختبار والترميم حيث لا يوجد تراب الردم فوق سقف الخزان ، وتبعا لمقاومة الضغط الناجم عن تراب الردم فى جوانب الخزان عند تفريغ الخزان من محتواه . ولمقاومة عزوم الانحناء فى المنطقة المجاورة للقاع ، توضع قضبان تسليح رأسية اضافية ، طبقا للرسوم البيانية للعزوم المبينة فى الشكل (٧ – ٨) .

ويمكن تحديد الضغط الافقى للتربة ، المؤثر على جدران الخزان ، استنادا الى التعليمات الموضحة فى البند السابع من الفصل السابع .

وان مساحة المقطع العرضى لقضبان التسليح الدائرية لجدار الخزان تحدد كما تحدد فى القطعة المحورية الشد ، وذلك بصورة منفردة لكل وتر ارتفاعه ١ م (ابتداء من القاع ، بالقيمة القصوى للقوة الدائرية فى الوتر المعين) باستخدام الصيغة التالية :

$$F_s = N_{cir}/R_s \qquad (VII-11)$$

اما الحساب او التصميم تبعا لظهور الشقوق فى جدران الخزان السابقة الاجهاد ، فيجرى طبقا لمعطيات الفصل السابع من الجزء الاول لهذا الكتاب . وان جدران الخزانات تعتبر من ضمن الانشاءات ذات الدرجة الاولى لمقاومة التشقق ، ويجب ان يحسب ظهور الشقوق فيها عند تأثير القوى والاحمال التصميمية .

وتحدد مساحة المقطع العرضى لقضبان التسليح الرأسية لجدران الخزان ، كما تحدد فى البلاطة المعرضة للانحناء ، بصورة مستقلة عن الضغط الهيدروستاتى الداخلى وعن ضغط تربة الردم الخارجى . وتحدد الكمية المصممة لفولاذ التسليح فى القسم السفلى للجدار ، مع الأخذ فى الاعتبار وجود طبقة خرسانية واقية ثخنها ٥ر١ سم ، اما فى القسم العلوى من الجدار فتوضع قضبان تسليح انشائية . ولا توجد هناك شروط خاصة معينة بالنسبة لتصميم وانشاء سقوف واعمدة خزانات الماء . وفى الظروف العادية (فى حالة عدم وجود مياه جوفية مرتدة ، اى معاكسة) يتعادل وزن القاع والسائل الموجود فوقه ، مع قوة دفع التربة ، دون ان يحدث اى انحناء فى القاع . ولكن فى اقسام القاع المجاورة للجدار ولأساسات الاعمدة فقط ، تنشأ عزوم انحناء موضعية . وتوضع فى هذه الاماكن قضبان تسليح خاصة ، اما فى القسم الباقى فتوضع قضبان انشائية فقط . ويتنج القاع عادة بطريقة الصب فى موقع العمل .

البند الثالث

خزانات الماء المستطيلة

١ – انواع التصاميم

ان الشكل المستطيل للخزان يكون هو الأفضل عندما تتراوح سعته فى حدود ٦ – ٢٠ الف م^3 واكثر . وعندما تدعو الضرورة الى اقامة خزان صغير الحجم ، مثلا فى داخل احد المبانى ، يصمم الخزان على هيئة مستطيل حتى عندما تقل سعته عن الحد المذكور .

وفى الاتحاد السوفييتى ، تستخدم الخزانات المستطيلة ذات السعات والابعاد القياسية المبينة فى الجدول (٧ – ٢) .

وتكون سقوف الخزانات مسطحة عادة ، تمتد فوق الاعمدة ، اما القيعان فتكون مسطحة ايضا ، او لغرض زيادة سعة الخزان ، تكون القيعان مائلة قليلا نحو المركز وذلك على امتداد محيط الجدران .

ويبين الشكل (٧ – ٩) المخططات التصميمية للخزانات المصبوبة فى الموقع : وتكون ذات سقوف مضلعة محمولة على اعمدة خطوتها تساوى ٦ × ٦ م ، وذات سقوف لاعتبية محمولة على اعمدة ذات شبكة ٤ × ٤ م . وعندما يصل ارتفاع الجدران الى حد ٤ م ، تكون الجدران ملساء (بدون اضلاع) ، اما عندما يتجاوز الارتفاع ذلك الحد ، فتكون الجدران مضلعة .

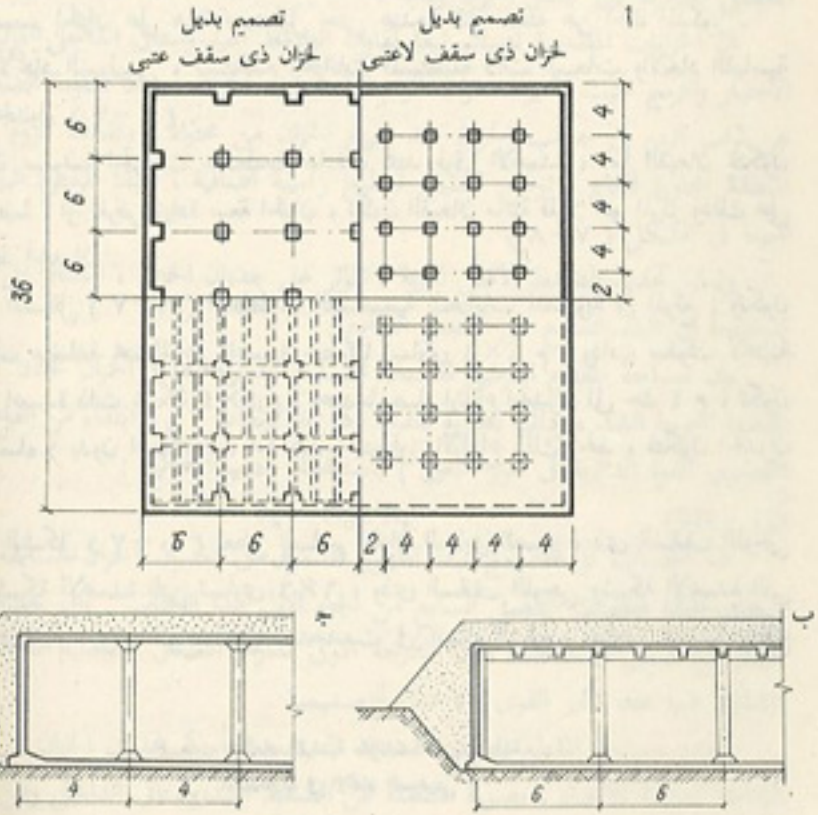
ويبين الشكل (٧ – ١٠) بعض تصاميم الخزان السابق الصنع ، ذى السقف اللوحى العتبى ، وشبكة الاعمدة التى تساوى ٦ × ٦ ، وذى السقف اللوحى وشبكة الاعمدة التى تساوى ٤ × ٤ م . وفى النوع الاول استخدمت فى انشاء السقف عوارض قياسية والواح

جدول ٧ – ٢

السعات والابعاد القياسية لخزانات الماء المستطيلة المستخدمة فى الاتحاد السوفييتى

السعة ، م^3	١٠٠	٢٥٠	٥٠٠	١٠٠٠	٢٠٠٠	٣٠٠٠	٦٠٠٠	١٠٠٠٠	٢٠٠٠٠
ابعاد المسقط الافقى ، م	٦ × ٦	١٢ × ٦	١٢ × ١٢	١٨ × ١٢	٢٤ × ١٨	٣٠ × ٢٤	٣٦ × ٣٦	٤٨ × ٤٨	٦٦ × ٦٦
الارتفاع ، م	٣٫٦	٣٫٦	٣٫٦	٤٫٨	٤٫٨	٤٫٨	٤٫٨	٤٫٨	٤٫٨

هيكلية مضلعة قياسية ايضا ابعادها ٦ × ١٫٥ م ، تستخدم فى الأرضيات الواقعة بين طوابق المبانى الصناعية ، اما فى النوع الثانى فقد استخدمت الواح هيكلية (تحتوى على اضلاع على امتداد محيطها) تستند من زواياها على الاعمدة مباشرة . وتستخدم الواح جدارية من نوع وحجم واحد فقط ، لكل خزان من الخزانات المذكورة . وبالنسبة للخزان المبين فى الشكل (٧ – ١٠) ، يكون ارتفاع اللوح الجدارى ٤٫٨ م ، وعرضه الاسمى ٣ م وثخنه ٢٠٠ مم .

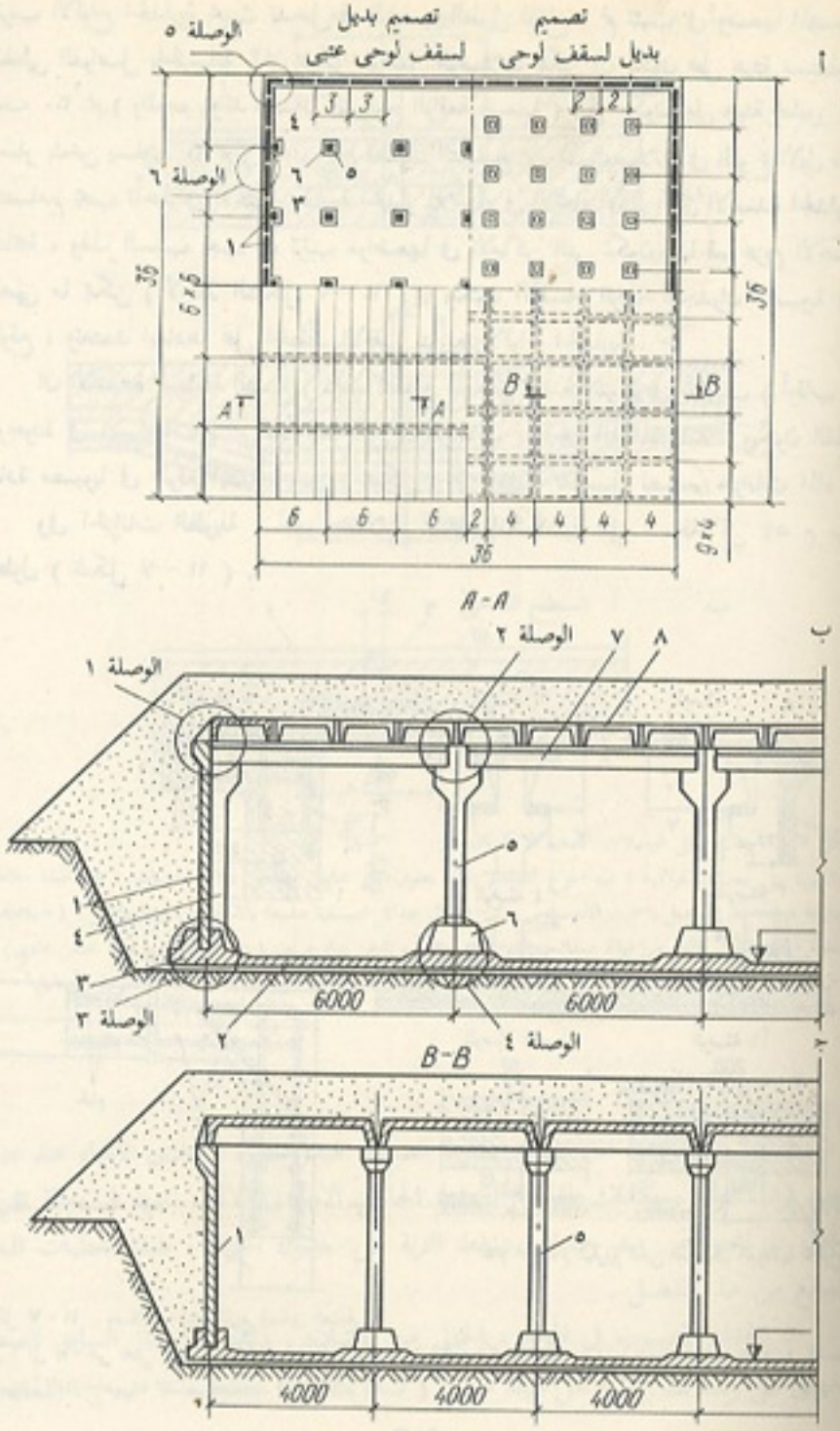


شكل ٧ – ٩ . خزان مستطيل الشكل مصبوب فى الموقع

أ – المسقط الافقى ؛ ب – مقطع عرضى للخزان ، يبين قسما من السقف العتبى (المضلع) ؛ جـ – كالسابق ، يبين قسما من السقف اللاعتبى (بلاطة مستوية)

شكل ٧ – ١٠ . خزان مربع الشكل سابق الصنع

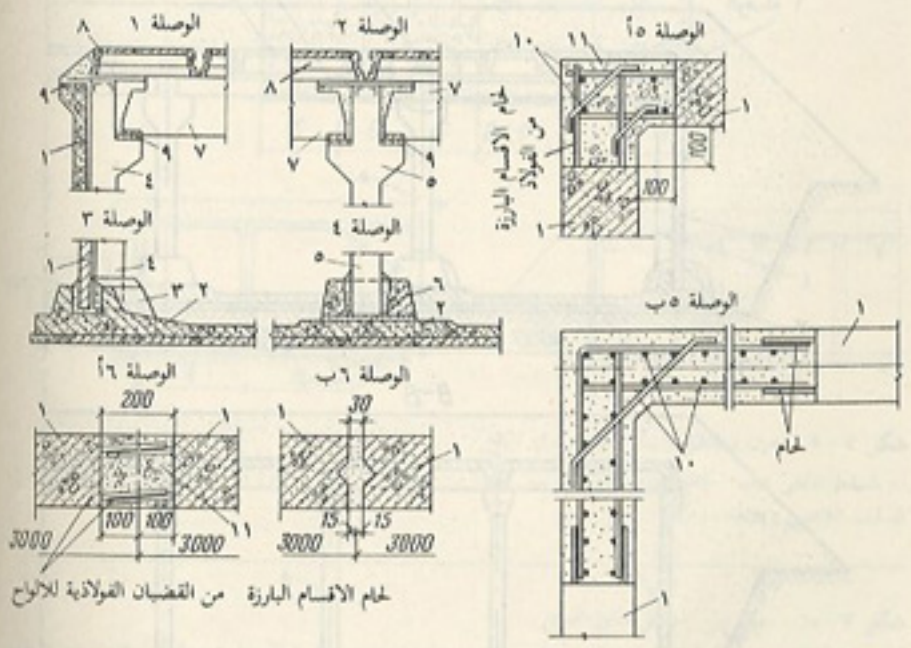
أ – المسقط الافقى ؛ ب – المقطع العرضى للنوع المصمم بسقف لوحى عتبى ؛ جـ – كالسابق ، بسقف لوحى ؛ ١ – الالواح الجدارية ؛ ٢ – القاع المصبوب ؛ ٣ – اساس العمود الطرفى (صرة فى القاع) ؛ ٤ – العمود الطرفى ؛ ٥ – العمود المتوسط ؛ ٦ – كتلة الاساسات ؛ ٧ – العتبة السقفية ؛ ٨ – لوح هيكل



وترتب الالواح الجدارية بحيث تدخل فى الشقب الطولى للقاع ، ثم تثبت فى وضعها المصمم وتغطى الفواصل بالخرسانة . ان شكل فواصل الوصلات يمكن ان يكون على هيئة مستطيل ثخنه ٢٠٠ مم (وتلحم زوائد قضبان التسليح الواقعة ضمنها) ، او يكون على هيئة خابور أو دسار بثخن يساوى ٣٠ مم (بدون لحام قضبان التسليح) . ان الوصلات فى النوع الاول من التصاميم يجب تأخذ فى الاعتبار مقاومة الجدار للانحناء فى الاتجاه الافقى بين الاعمدة الجدارية الناتئة ، ولهذا السبب يجب ان ترتب مواضعها فى الاماكن التى تكون فيها قيم عزوم الانحناء أقصى ما يمكن (لاحظ الشكل ٧ – ١٠) . وتكون الاقسام الزاوية للجدران مصبوبة فى الموقع ، وتعتمد ابعادها على المخطط الافقى لتوزيع الالواح الجدارية .

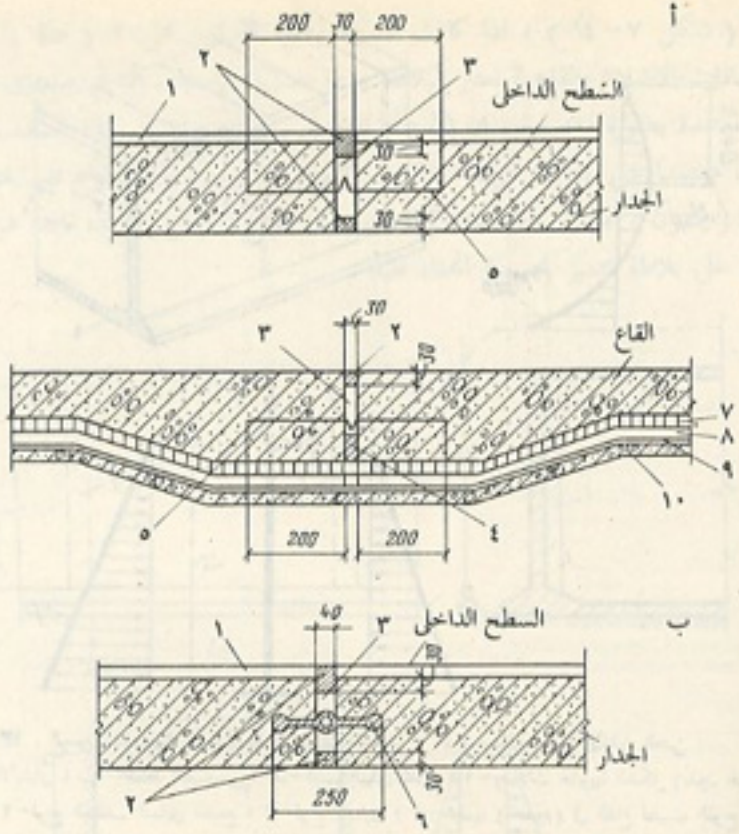
ان الاعمدة السابقة الصنع (ذات المقطع المربع) توضع وتثبت فى تجاويف (أوقاب) موجودة فى الاساسات ، ثم تملأ الفواصل (الفراغات) بالخرسانة المفروشة . ويكون القاع عادة مصبوبا فى الموقع ايضا . ويبين الشكل (٧ – ١١) تفاصيل تصميم خزانات الماء .

وفى الخزانات الطويلة ، تجهز وصلات تمددية انكماشية على مسافة كل ٥٤ م من الطول (شكل ٧ – ١٢) .



شكل ٧ – ١١ . وصلات الخزان المربع السابق الصنع

من ١ الى ٨ – هى نفس الاشياء الواردة فى الشكل السابق ؛ ٩ – قطع تركيبية اندماجية ؛ ١٠ – فولاذ تسليح اضافى فى القسم المصبوب ؛ ١١ – خرسانة القسم المصبوب من الجدران



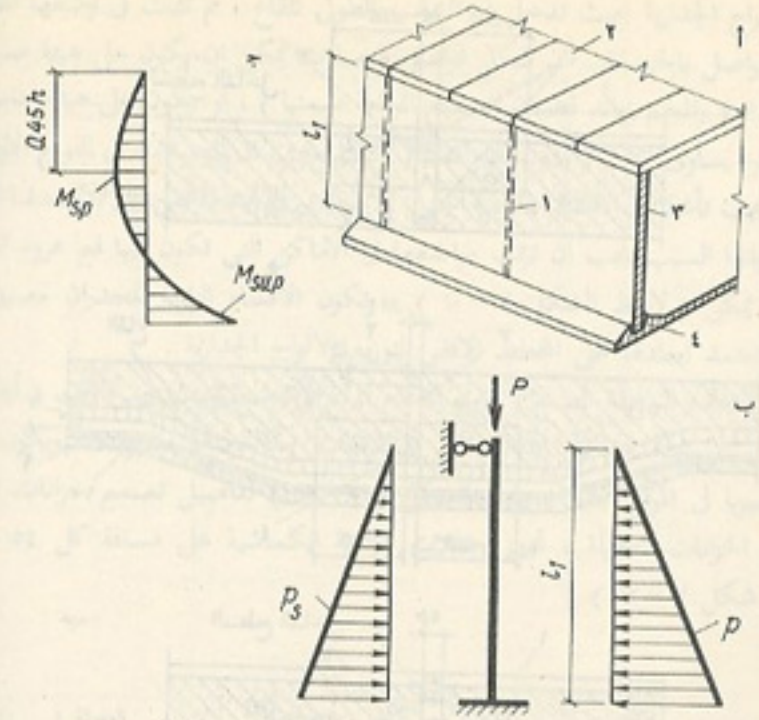
شكل ٧ – ١٢ . تفاصيل الوصلات التمددية الانكماشية

أ – المبنية على معدلات فولاذية ؛ ب – نوع التصميم البديل يحتوى على خابور مطاطى بثلاث حديات ؛ ١ – طبقة ملاصقة مسفوعة ؛ ٢ – سد الفواصل بالمستت الاسبستوس ؛ ٣ – ادخال جدائل اسبستية مشبعة بالاسفلت ، فى الفواصل ؛ ٤ – بلاطات اسفلتية ؛ ٥ – معدل مؤلف من فولاذ صفائحى غير قابل للصدأ ، بثخن يتراوح بين ١ – ٢ مم (أو من فولاذ مجلفن عادى) ؛ ٦ – خابور مطاطى بثلاث حديات ؛ ٧ – طبقة ممهدة اسمنتية ، ٨ – رمل ؛ ٩ – روبيرويد ؛ ١٠ – طبقة ممهدة خرسانية

٢ – عملية التصميم

ان جدران خزانات الماء تصمم لمقاومة الضغط الهيدروستاتى الاحادى الاتجاه عند عدم وجود تراب الردم ، وكذلك لمقاومة الضغط الجانبى الاحادى الاتجاه للتربة فى حالة تفريغ الخزان من محتوياته . ويتم حساب ضغط التربة على جدران الخزان ، طبقا لمعطيات البند السابع من هذا الفصل .

ان الجدار المصبوب فى الموقع ، الخالى من الاضلاع ، وكذلك الجدار السابق الصنع المحتوى على وصلات رأسية على هيئة خابور (شكل ٧ – ١١ ، الوصلة ٦ب) ، اللذان لا



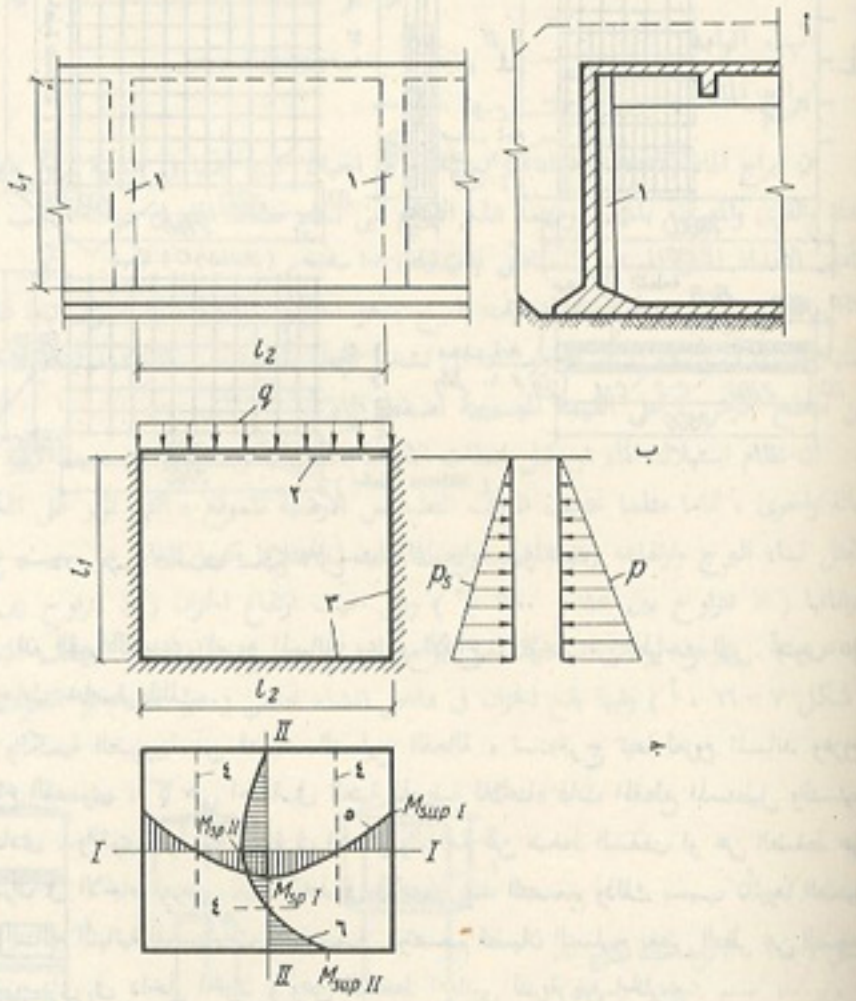
شكل ٧ – ١٣ . الرسوم التخطيطية لتصميم جدران الخزان المستطيل ، الذى يسلك سلوك الانشاء العينى
أ – المخطط الانشائى ؛ ب – المخطط التصميمى ؛ جـ – الرسم البيانى للعزوم ؛ ١ – وصلات حابورية الشكل (بدون لحام القضبان الافقية) ؛ ٢ – لوح السقف السابق الصنع ؛ ٣ – لوح جدارى ؛ ٤ – شقب (اخدود) فى القاع لتثبيت اللوح الجدارى ؛ الاحمال المؤثرة على الجدار ؛ p – الضغط الهيدروستاتى للماء ؛ p_s – الضغط الجانبى للتربة ؛ P – حمل السقف

توضع فيهما قضبان تسليح افقية ، بغض النظر عن وجود الاضلاع (الاعمدة الجدارية الناتئة) تصمم حسب المخطط التصميمى للعتبة (شكل ٧ – ١٣ ، أ) . ويؤخذ الباع l_1 مساويا للمسافة بين الحافة العليا لتجويف القاع وسقف الخزان .

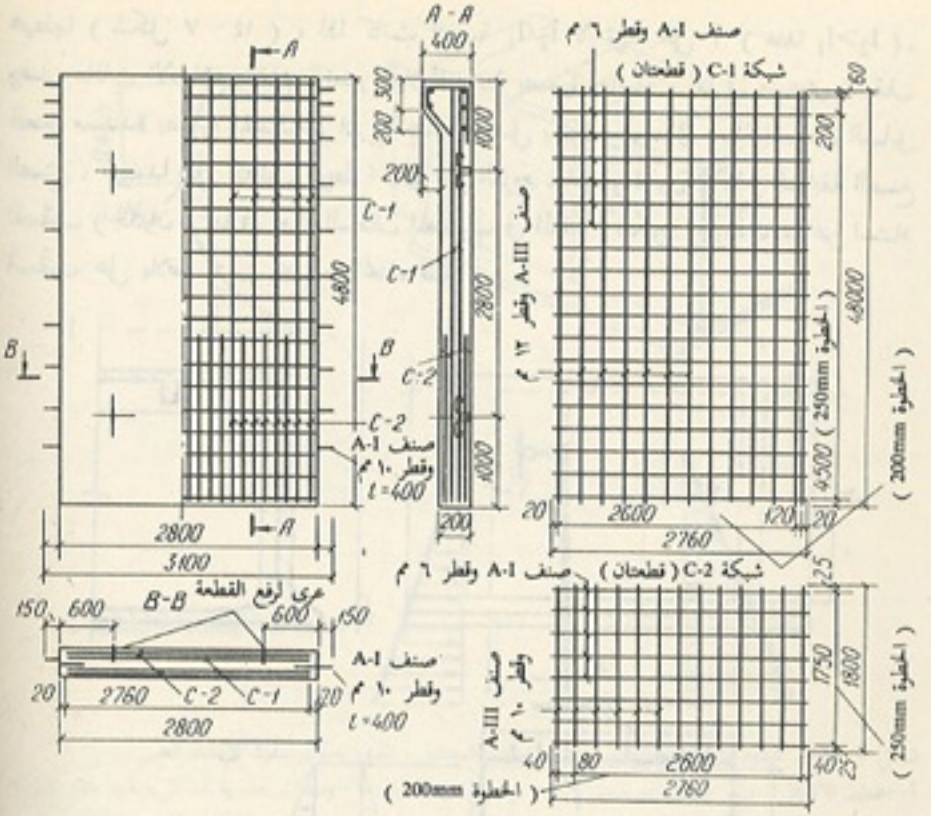
ولغرض التصميم ، يفصل شريط رأسى بعرض ١ م مع الاحمال المؤثرة عليه . ويفرض ان يكون الجدار مثبتا بصورة جاسئة مع القاع ، بينما يكون الجدار مستندا استنادا مفصليا فى مستوى السقف و شكل ٧ – ١٣ ، ب . ويبين الشكل (٧ – ١٣ ، جـ) الرسم البيانى لعزوم الانحناء المؤثرة فى الاتجاه الرأسى ، ان قيم العزوم عند المسند M_{sup} وفى الباع M_{sp} تحدد بواسطة صيغ مقاومة المواد .

وفى الجدار المصبوب فى الموقع او الجدار السابق الصنع المقوى بالاضلاع ، عند لحام كافة قضبان التسليح بوصلات اللحام (شكل ٧ – ١١ ، الوصلة ٦ أ) يتم تصميم كل قسم من اقسام الجدار الواقع بين الاضلاع ، بنفس طريقة تصميم البلاطة المستندة على

محيطها (شكل ٧ – ١٤) ، اذا كانت النسبة l_2/l_1 لا تزيد على ٢ (عند $l_2>l_1$) . وعند حافات الاضلاع والقاع ، تعتبر البلاطة مثبتة بصورة جاسئة ، اما فى مستوى السقف فتعتبر مستندة بصورة مفصلية . ان الاستناد المفصلى يكون وجوده فى حالة السقف السابق الصنع ، معتمدا على كتائف الربط الخالية من العزوم ، الموجودة بين الالواح السابقة الصنع للسقف والجدران ، اما فى حالة السقف المصبوب فى الموقع ، فيكون وجوده ناجما عن استناد السقف على بلاطة تتميز بجسوءة انحناء قليلة .



شكل ٧ – ١٤ . الرسوم التخطيطية والبيانية لتصميم جدار الخزان المستطيل ، بطريقة تصميم البلاطة المستندة على محيطها
أ – المخطط الانشائى ؛ ب – المخطط التصميمى ؛ جـ – الرسوم البيانية لعزوم الانحناء ؛ ١ – الاضلاع الرأسية ؛ ٢ – مسند مفصل ؛ ٣ – موضع تثبيت ؛ ٤ – خطوط العزوم الصفرية ؛ ٥ – الرسم البيانى لعزوم الانحناء بمحاذاة الباع l_2 ؛ ٦ – كالسابق ، بمحاذاة الباع l_1 ؛ الاحمال المؤثرة على الجدار هى : p – الضغط الهيدروستاتى للماء ؛ p_s – الضغط الجانبى للتربة ؛ P_s – حمل السقف



شكل ٧ – ١٥ . الرسوم التخطيطية لتسليح الالواح الجدارية للخزان المستطيل الشكل

ان القيم القصوى لعزوم المساند وعزوم الابواع ، تؤخذ من المراجع التى تحتوى على معلومات خاصة بذلك .

والكمية الضرورية من قضبان التسليح الفعالة ، تستخرج تبعا لعزوم المساند وعزوم الابواع القصوى ، كما هى الحالة فى العتبة المعرضة للانحناء ذات المقطع المستطيل والتسليح الاحادى . والقوى الرأسية المؤثرة فى الجدار والناجمة عن ضغط السقف او عن الضغط على الجدران فى الاتجاه العرضى ، لا تؤخذ فى الاعتبار عند التصميم وذلك بسبب تأثيرها الضئيل على النتائج النهائية للحسابات التصميمية . وتصمم قضبان التسليح بغض النظر عن الضغط الهيدروستاتى فى داخل الخزان ، وعن الضغط الجانبى للتربة من الخارج .

ان القضبان المستقلة تلحم معا فى شبكات ملحومة ، توضع بالقرب من السطحين الداخلى والخارجى للالواح الجدارية مع استخدام طبقة خرسانية واقية باقل ثخن ممكن .

ويبين الشكل (٧ – ١٥) طريقة تسليح لوح جدارى سابق الصنع . ان الجدران

المستوية (الخالية من الاضلاع) فى الخزانات المصبوبة فى الموقع ، تصمم تبعا للفعل المتبادل مع السقف العتبى ، اما الجدران المضلعة ، فتصمم تبعا للفعل المتبادل مع السقف المضلع كما مبين فى الشكل (٧ – ٩) .

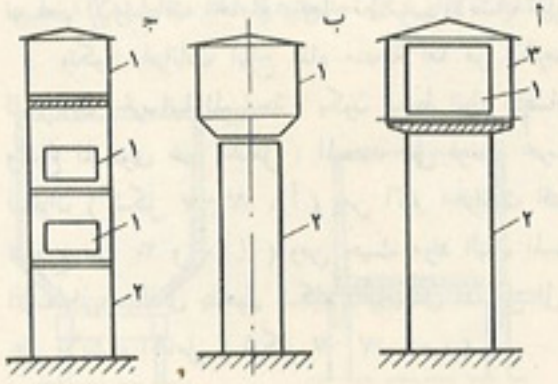
وبالاضافة الى تصميم الجدران تبعا للمقاومة المطلوبة منها ، فانها تصمم ايضا طبقا لشرط تحديد عرض فتحة الشقوق ($a_{cr} \leqslant 0{,}2mm$) وذلك تبعا للطريقة المشروحة فى الفصل السابع من الجزء الاول من الكتاب . وفى هذه الحالة ، يعتبر الحمل برمته بمثابة حمل دائم التأثير .

البند الرابع
ابراج الماء

ان ابراج الماء (water towers) تستخدم فى احيان كثيرة جدا فى عملية تمرين وامداد المدن والقرى والمصانع بالماء . ومهمة هذه الابراج هى تنظيم ضغط الماء فى شبكة انابيب الماء وتأمين الامداد المائى المستمر للمناطق المعينة .

والقسم الاساسى الذى يتألف منه البرج ، هو الخزان . وتحدد سعة الخزان تبعا لنظام استهلاك الماء فى شبكة الانابيب واستنادا الى تشغيل محطة ضخ الماء . كما يعتمد ارتفاع الخزان عن سطح الارض ، على القيمة المصممة لضغط الماء .

ان نظام استهلاك الماء من قبل محطات الامداد بالماء ، يكون مختلفا الى درجة كبيرة بين حالة واخرى ، تماما مثلما تختلف ظروف التضاريس الارضية للموقع ، التى تؤثر على المكان الامثل لبناء البرج وارتفاعه . وتختلف ابراج الماء ايضا اختلافا كبيرا للغاية من حيث سعة خزاناتها (اذ تتراوح بين ١٥ و ٣٠٠٠ م^3) ومن حيث ارتفاع الخزان (اذ يتراوح بين ٦ و ٥٠ م) . ويوجد نوعان اساسيان من ابراج الماء هما : ابراج الماء ذات السقف المسنم (شكل ٧ – ١٦ ، أ) وفيها يقع الخزان فى داخل انشاء خاص (هو السنام او السرادق)



شكل ٧ – ١٦ . الانواع المختلفة لابراج الماء
أ – برج ماء مسنم السقف (سرادق) ؛
ب – برج ماء غير مسنم ؛ جـ – برج ماء يحتوى على عدة خزانات ؛ ١ – خزان ؛ ٢ – الدعامات الساندة ؛ ٣ – مظلة فوق السقف

وذلك للحفاظ على نظام حرارى معين يمنع الماء من الانجماد فى داخل الخزان عندما تهبط درجة الحرارة تحت الصفر بكثير ، وعند الدوران البطىء للماء ، وكذلك لمنع ماء الشرب من السخونة فى فصل الصيف ، والنوع الثانى يشمل ابراج الماء الخالية من السقوف المسنمة (شكل ٧ – ١٦ ، ب) ، وفيها يتم الحفاظ على درجة حرارة الماء المطلوبة عند الضرورة ، باستخدام مادة عازلة للحرارة ، تطلى بها جدران الخزان مباشرة .

وهناك ابراج ماء ذات خزان واحد (شكل ٧ – ١٦ ، أ ، ب) وابراج ذات عدة خزانات (شكل ٧ – ١٦ ، جـ) وذلك اذا احتاج مشروع او محطة الامداد بالماء الى وجود ماء مختلف النوعية من حيث النقاء ودرجة الحرارة . وقد اثبتت الابحاث الهندسية والاقتصادية ، انه فى حالة تساوى الارتفاع والتصميم ، فان تكاليف انشاء ابراج الماء لا تختلف اختلافا جوهريا باختلاف سعة خزاناتها . فمثلا عند زيادة الحجم الفعال للخزان بنسبة تتراوح فى حدود ٣٠ – ٤٠ ٪ لا تزداد تكاليف انشاء البرج الا بنسبة تتراوح فى حدود ٣ – ٦ ٪ فقط . وبنفس الاسلوب ، عندما تتشابه سعة الخزان وتصميمه ، نجد ان تكاليف انشاء الابراج تتغير بصورة سلسة تماما مع تغير ارتفاع البرج .

وهذا الامر يسهل عملية التوحيد القياسى لابراج الماء ، ويساعد على اتخاذ عدد محدد من انواع وحجوم خزانات الماء وارتفاعات الانشاءات الحاملة لها . ونتيجة للأبحاث الهندسية والاقتصادية التى اجريت فى الاتحاد السوفييتى ، تم تحديد حجوم وابعاد الانواع الرئيسية لابراج الماء القياسية التى تبلغ سعاتها ما يلى : ٢٥ ، ٥٠ ، ١٥٠ ، ٢٥٠ ، ٥٠٠ ، ١٠٠٠ م^3 ، وكذلك ذات الانشاءات الحاملة التى تبلغ ارتفاعاتها ما يلى : ٩ ، ١٢ ، ١٥ ، ١٨ ، ٢١ ، ٢٤ ، ٢٧ م ، عندما تبلغ سعات الخزانات ٢٥ م^3 و ٥٠ م^3 ، والتى تبلغ ارتفاعاتها ١٢ ، ١٨ ، ٢٤ ، ٣٠ ، ٣٦ ، ٤٢ م عندما تتراوح سعات الخزانات فى حدود ١٥٠ – ١٠٠٠ م^3 .

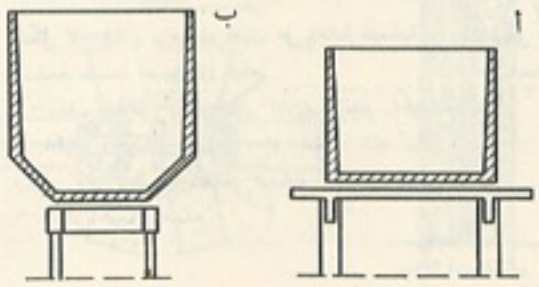
وفى الوقت الحاضر يفضل انشاء ابراج ماء بدون سقوف سنامية ، او على اقل احتمال تنشأ ابراج من النوع المحتوى على سقوف شبه سنامية . وهذا ييسط عملية الانشاء ويسهل تصاميم الانشاءات الحاملة ويجعل تكاليف الانشاء تقل عن السابق .

وتكون خزانات ابراج الماء منتجة اما من الخرسانة المسلحة او الفولاذ . وبالنسبة للخزانات الخرسانية المسلحة ، يكون ابسط انواع التصاميم هو الخزان ذى الجدار الاسطوانى والقاع المستوى غير الحامل ، المستند على ارضية خرسانية مسلحة تابعة للانشاء الحامل للخزان (شكل ٧ – ١٧ ، أ) ومن اكثر الخزانات اقتصادا من حيث التكاليف (بنسبة تتراوح بين ٣٠ و ٤٠ ٪) ومن حيث مواد البناء المستهلكة ، هى الخزانات ذات الجدار الاسطوانى ، الذى يتحول شكله تدريجيا فى الاسفل الى قمع يحتوى على قاع حامل يستند على الانشاء الحامل (شكل ٧ – ١٧ ، ب) .

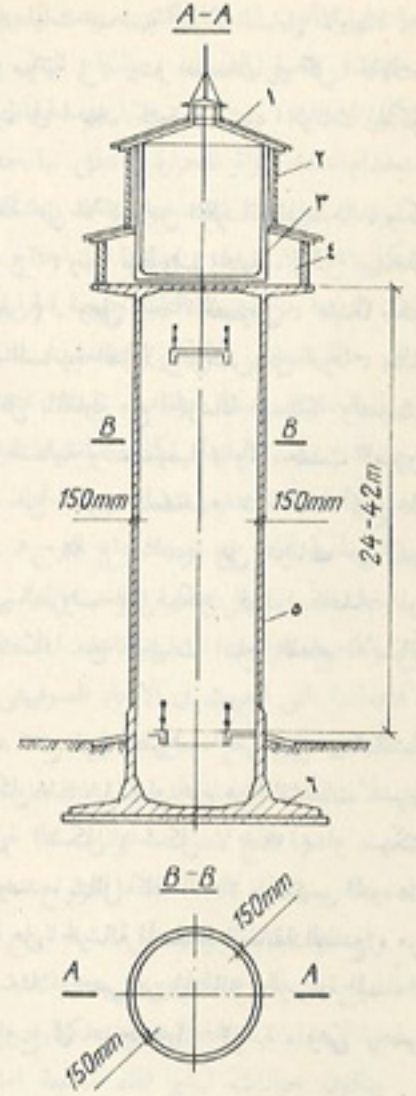
ولتأمين مقاومة التشقق الضرورية ، يجب ان تكون جدران الخزانات الخرسانية المسلحة الكبيرة الحجوم ، سابقة الاجهاد حتما . وتنظيم عمليات سحب الفولاذ السابق الاجهاد ، فى المشاريع المنفردة على ارتفاع كبير وفى ظروف غير مواتية ، لا يعتبر اقتصاديا فى كل الحالات . وهذا هو السبب الذى جعل المهندسين يفضلون فى احيان كثيرة ، انشاء الخزانات المذكورة من الخرسانة المسلحة وليس من الفولاذ والحديد .

وتكون الانشاءات الساندة لابراج الماء مقامة على الاكثر من الخرسانة المسلحة ، ولكن فى حالة الخزانات القليلة السعة (بين ٢٥ و ٥٠ م^3) وتبعا للظروف المحلية ، يمكن استخدام الخزانات الفولاذية او المقامة من الطوب (الآجر) . وعلى وجه الخصوص ، عندما يكون ارتفاع البرج كبيرا نسبيا ، قد تكون الانشاءات الساندة الفولاذية أرخص من غيرها ، وذلك لان كمية المادة المستخدمة فى انشائها تكون اقل بالمقارنة مع الخرسانة المسلحة والطوب ، وكمية هذه المادة تحدد ليس حسب الضرورة الحسابية والتصميمية ، وانما حسب الضرورة التركيبية فقط . ان المساند (الدعائم) المنتجة من الطوب تستخدم عند اقامة ابراج الماء ذات الارتفاعات القليلة (التى تتراوح فى حدود ٩ – ١٢ م) المحتوية على خزانات غير كبيرة السعة (تتراوح فى حدود ٢٥ – ٥٠ م^3) فى الظروف التى يكون فيها استخدام المواد الانشائية المحلية (مثل الطوب وغيره) اكثر اقتصادا من عمليات انتاج القطع الانشائية الخرسانية المسلحة .

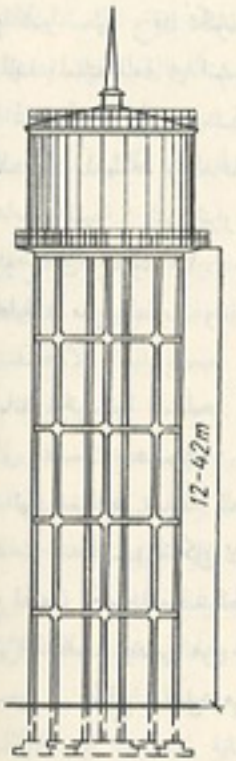
ان المساند الخرسانية المسلحة لابراج الماء ، تنتج تبعا للظروف المحلية على هيئة انشاء قشرى اسطوانى مصمت مصبوب فى الموقع (شكل ٧ – ١٨) او على هيئة انشاءات قشرية قضيبية خرسانية مسلحة سابقة الصنع ، اطارية الشكل (شكل ٧ – ١٩) او شبكية نافذة ، اى ذات فتحات (شكل ٧ – ٢٠) . وعندما تتماثل كافة الابعاد والمقاييس المتوسطة الاخرى لابراج الماء ، تكون المساند الحاملة المنتجة من الخرسانة المسلحة السابقة الصنع ، من النوع الشبكى النافذ ، ارخص من غيرها . وهى مثلا ارخص من المساند الخرسانية المسلحة المصمتة المصبوبة فى الموقع ، بعدد من المرات يتراوح فى حدود ١٫٥ – ٢ مرة ، وهى ارخص



شكل ٧ – ١٧ . الاشكال المتنوعة لخزانات ابراج الماء
أ – خزان يحتوى على جدار اسطوانى مع قاع غير حامل ، ب – خزان يحتوى على جدار اسطوانى من الاعلى ومخروط من الاسفل ، مع قاع حامل



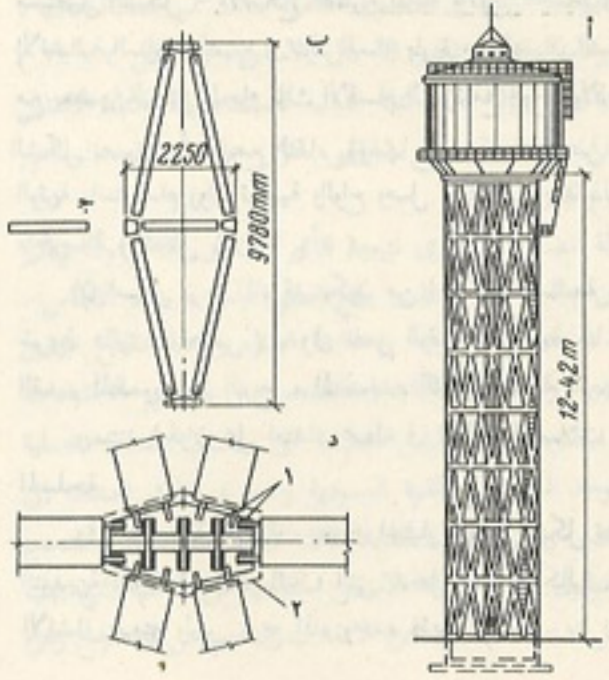
شكل ٧ – ١٨ . برج ماء يحتوى على دعامة خرسانية مسلحة مصمتة مصبوبة فى الموقع
١ – سقف الخزان ؛ ٢ – العازل الحرارى لجدار الخزان ؛ ٣ – الخزان (خرسانى مسلح) ؛ ٤ – سقف شبه سنامى (رواق داق) ؛ ٥ – دعامة خرسانية مسلحة للبرج ؛ ٦ – اساس خرسانى مسلح



شكل ٧ – ١٩ . برج ماء يحتوى على دعامة خرسانية مسلحة اطارية الشكل

من المساند المنتجة من الآجر ، بقدر اكثر من ذلك ، وتعتبر المساند الخرسانية المسلحة ، مساوية من حيث التكاليف تقريبا للمساند الفولاذية (المعدنية) .

ويبين الشكل (٧ – ١٨) الرسم التخطيطى لاحد ابراج الماء المستندة على مساند خرسانية مسلحة ، والتى هى عبارة عن انشاء قشرى مصبوب فى الموقع ، ومبنى بطريقة اكثر حداثة وتقدما – وذلك فى قالب متحرك دائم الاستخدام . ان ثخن الانشاء القشرى يساوى ١٥٠ مم – وهو اقل ثخن ممكن استنادا الى ظروف انتاجه بدون وجود تمزقات فى الخرسانة ، وهى التى كثيرا ما تحدث اثناء عملية تحرك اغلفة القوالب الخشبية . وهذا الثخن يعتبر اكبر بمرتين تقريبا من الثخن المقرر فى التصميم بالنسبة للمقاومة ، وهذا هو السبب الذى يجعل تكاليف الانشاء باكمله تزداد كثيرا . ان المساند من هذا النوع ، تعتبر ملائمة الاستخدام فى حالة الابراج المرتفعة التى لا يقل ارتفاعها عن ٢٤ م وفى الخزانات ذات السعة الكبيرة (التى لا تقل عن ٨٠٠ م^3) ، التى يكون فيها الفرق بين ثخن الانشاء القشرى المقرر حسب الظروف الانتاجية المعينة والثخن اللازم بموجب التصميم ، قليلا جدا . ويستند جذع البرج على اساس خرسانى مسلح يحتوى على ضلع دائرى على مدار الجذع . ويبين الشكل المذكور احد انواع الابراج المحتوية على خزان خرسانى مسلح ، ذا قاع غير حامل (غير ساند) وعلى سقف شبه سنامى حول نفق مزود بالتدفئة (موقع التشغيل) مع استخدام مادة عازلة للحرارة على جدران الخزان فى القسم الواقع فوق النفق المذكور .



شكل ٧ – ٢٠ . برج ماء يحتوى على دعامة خرسانية مسلحة سابقة الصنع ، ذات فتحات (دعامة شبكية)
أ – منظر عام ؛ ب – القطعة التركيبية للدعامة – لوح هيكل على شكل معين ؛ جـ – القطعة التركيبية للوتر ؛ د – وصلات القطع التركيبية للدعامة ؛ ١ – لحام تركيبى ؛ ٢ – حدود الخرسانة المصبوبة

ان ابراج الماء ذات المساند الخرسانية المسلحة الاطارية (شكل ٧ – ١٩) تعتبر افضل من حيث المواد المستهلكة والتكاليف النقدية ، من المساند الخرسانية المسلحة المصمتة المصبوبة فى الموقع . وفى هذه المساند ، تكون كمية الخرسانة المسلحة اللازمة لانشائها ، اقل بمرتين من غيرها . ويمكن ان تنتج المساند الاطارية هذه ، من الخرسانة المسلحة السابقة الصنع . ولكن الوصلات التى تربط القطع السابقة الصنع فى هذه الحالة ، تكون على درجة كبيرة من الاهمية، فهى تجعل عملية التركيب معقدة وتتطلب اتقانا جيدا للعمل وضبطا خاصا ، الامر الذى يجعل تكاليف الانشاء عامة تزداد . ان الاضلاع القائمة لدعائم الخزانات التى لا تزيد سعتها على ٢٠٠ م^3 ، ترتب عادة على محيط الخزان فقط ، وفى حالة السعة الاكبر من ذلك ، عندما يكون قاع الخزان حاملا ، ترتب الاضلاع القائمة تحت القاع ايضا . وفى مثل هذا التصميم نجد ان المخطط التصميمى للخزان بالذات لا يعتمد على مخطط تصميم المسند الحامل .

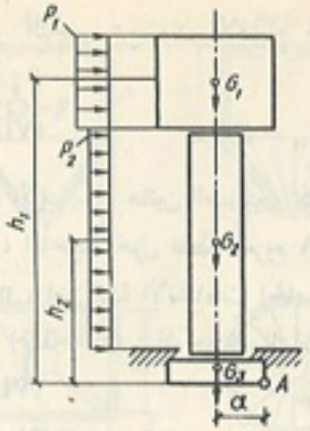
وابراج الماء الاكثر اتقانا ، هى الابراج ذات المساند الخرسانية المسلحة الشبكية النافذة والسابقة الصنع (شكل ٧ – ٢٠ ، أ) . وفى هذه المساند ، تستخدم القطع القضيبية المعينة الشكل (rhombic) لتكون بمثابة وحدات تركيبية لها (شكل ٧ – ٢٠، ب) مع الوحدات الوترية ايضا (شكل ٧ – ٢٠ ، حـ) .

ان القطعة المعينة الشكل تتألف من عدة قطع خطية سابقة الصنع ذات مقطع عرضى مستطيل الشكل – الاضلاع القطرية المائلة والاوتار المجمعة فى قطع كبيرة . وفى كافة القطع الانشائية السابقة الصنع ، تترك اقسام بارزة من قضبان التسليح وذلك لربط القطع المذكورة مع بعضها البعض بلحام تلك الاقسام البارزة مع الواح فولاذية مدلفنة . وتوضع القطع المعينة الشكل بصورة رأسية مع التقاء رؤوسها مع بعضها البعض ثم تربط معا وكذلك مع القطع الوترية باستخدام زوايا تركيبية والواح وصل تراكبية ، وبعد ذلك تغطى مواضع الاتصال هذه بالخرسانة (شكل ٦ – ٢٠ ، د) .

ان اساس برج الماء قد يكون من الخرسانة المسلحة المصبوبة فى الموقع ، وعلى شكل شريط دائرى (حلقى) . وفى نفس الوقت الذى يصب فيه الاساس ، تنجز فيه جدران القسم المطمور من البرج ، المستخدم كغرفة خاصة باجهزة شبكة الامداد بالماء .

ويستند الخزان على امتداد محيطه فى اماكن الوصلات ، على انشاء ساند من الخرسانة المسلحة .

وفى كل حالة خاصة ، يعتمد اختيار مخطط وشكل تصميم برج الماء ، على الحسابات التقديرية للتكاليف الانشائية ، التى تدخل ضمنها تكاليف وتصاميم مجموعة مبانى المشروع الانشائى برمته وليس برج الماء وحده فقط .*



شكل ٧ – ٢١ . الرسم التخطيطى لتصميم برج الماء

لقد بحثنا هنا تصاميم ابراج الماء التى تستخدم اكثر من غيرها فى المشاريع الصناعية فى الاتحاد السوفييتى ، وكذلك فى امداد القرى والمدن الصغيرة بالماء . اما فى المدن الضخمة فتؤخذ فى الاعتبار الظروف الخاصة التالية : المظهر المعمارى الجيد النوعية ، الحجوم الكبيرة للخزانات واستخدام امكانيات هندسية وفنية اكبر عند اقامة وبناء ابراج الماء المذكورة . وفى مثل هذه الظروف ، تعتبر ابراج الماء بمثابة مشاريع انشائية خاصة . وفى ابراج الماء ، يجب حساب وتصميم القطع الانشائية للخزان ، والمساند والاساس والسقف المسنم . وتصمم قطعها جميعا طبقا للمعلومات والقوانين الواردة فى الفصول الخاصة بذلك من هذا الكتاب . وعند حساب وتصميم المساند والاساسات ، تعتبر الاحمال الاساسية (شكل ٧ – ٢١) متمثلة فى ضغط الخزان الملآن بالسائل G_1 ، والكتلة الذاتية للمسند G_2 وكتلة الاساس مع تربة الردم الموجودة فوقه G_3 ، وضغط الريح الجانبى المؤثر على السقف السنامى (الخزان) P_1 والمؤثر على المسند P_2 .

ويكون المسند برمته فى حالة انضغاط لامحورى نتيجة لتأثير الحملين G_1 و G_2 وتأثير عزم الانحناء (الناجم عن القوتين P_1 و P_2) الذى يبلغ اقصى قيمة له عند الاساس . واذا كان المسند مصمتا ، عندئذ تحسب مقاومته باعتبارها انشاء واحدا بمقطع عرضى دائرى كبير . اما المساند الاطارية والشبكية النافذة ، فتصمم مثل تصميم الانشاءات القضيبية الفراغية . ويتم تحديد ابعاد قاعدة الاساس استنادا الى حساب السعة الحملية للقاعدة عند تعرضها للتأثير الموحد لكل من القوة العمودية والعزم ، وذلك استنادا الى المواصفات القياسية الخاصة بذلك . ويمكن مبدئيا تحديد تلك الابعاد استنادا الى التصميم المفترض للبرج برمته ، تبعا لميله النظرى بالنسبة لحافة الاساس الخارجية من الناحية التى يهب نحوها الريح (النقطة A فى الشكل ٧ – ٢١) . ان عزم الانقلاب الناجم عن قوة الريح وعزم

الاستقرار الناجم عن وزن الاقسام التى يتألف منها الانشاء ، يحسبان من الصيغتين التاليتين :

$$M_{ov} = \Sigma P_i h_i; \qquad M_{st} = \Sigma G_i a \qquad (VII - 12)$$

والطرفان الايمنان فى هاتين الصيغتين يمثلان مجموع عزوم القوى المشار اليها من اذرع القوى المناظرة ، المأخوذة حول نقطة العزوم A . ويحسب حمل الريح بادخال معامل تجاوز الحمل $n = 1,3$ ، اما كتلة الانشاءات الخاصة (باعتبار الخزان فارغا) فتحسب بادخال معامل الخفض ($n = 0,9$) : ان معامل الثبات ضد الانقلاب ، وهو :

$$k = M_{st}/M_{ov} \qquad (VII - 13)$$

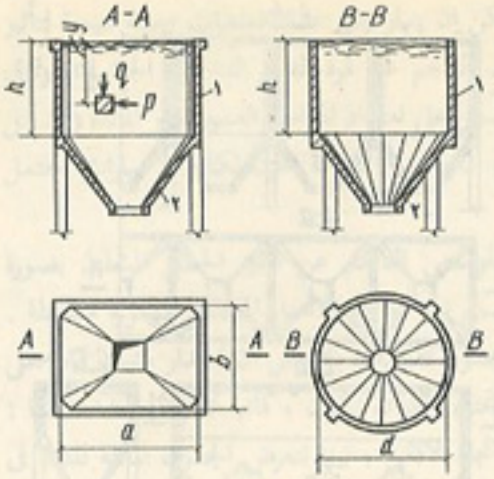
يجب ان لا يقل عن 1,5 .

البند الخامس
خزانات الوقود

من الانشاءات الداخلة ضمن خزانات الوقود (bunkers) ، هى الصهاريج الخاصة بحفظ وتخزين المواد السائبة ، وهى اما موشورية الشكل او اسطوانية ، والنسبة بين عمقها h وابعادها فى المسقط الافقى مطابقة للشرط $h \leqslant 1,5a$ (حيث $a > b$) او للشرط $h \leqslant 1,5d$ (شكل ٧ – ٢٢) .

ان قوة احتكاك المواد السائبة مع جدران المخزن اثناء عملية التفريغ تكون صغيرة جدا ، لذلك تهمل عند الحساب . ويصمم قاع المخزن عادة على هيئة قمع بزاوية انحدار تزيد بمقدار يتراوح فى حدود ٥ – ١٠° على الزاوية الطبيعية لاستقرار انحدار المادة السائبة ، الامر الذى يؤمن تفريغها التام . وبالنسبة للمواد السائبة المتعددة الانواع ، تقام خزانات متعددة الغرف (شكل ٧ – ٢٣ ، أ) . فاذا كانت كمية احدى المواد كبيرة جدا ، عندئذ تقام خزانات على هيئة احواض او مجار مفتوحة ، تحتوى على عدة فتحات لتعبئة وتفريغ المواد السائبة (شكل ٧ – ٢٣ ، ب) .

وتغطى فتحات التعبئة بشبكات معدنية ، اما فتحات التفريغ فتجهز ببوابات خاصة تفتح وتغلق . وتزود جدران خزانات الوقود ببطانة واقية من التآكل والبلى (تتألف من الواح معدنية من صفائح من حديد الزهر او ديابيزية – من الصخر النارى المحبب) . وتكون خزانات الوقود الخرسانية المسلحة اما مصبوبة فى الموقع او سابقة الصنع . والمخططات التصميمية لخزانات الوقود المصبوبة فى الموقع ، مبينة فى الشكلين (٧ – ٢٢) و (٧ – ٢٣) .



شكل ٧ – ٢٢ . خزانات وقود فردية (مصبوبة)
أ – خزان موشورى الشكل ؛ ب – خزان اسطوانى ؛
١ – جدار الخزان ؛ ٢ – القمع

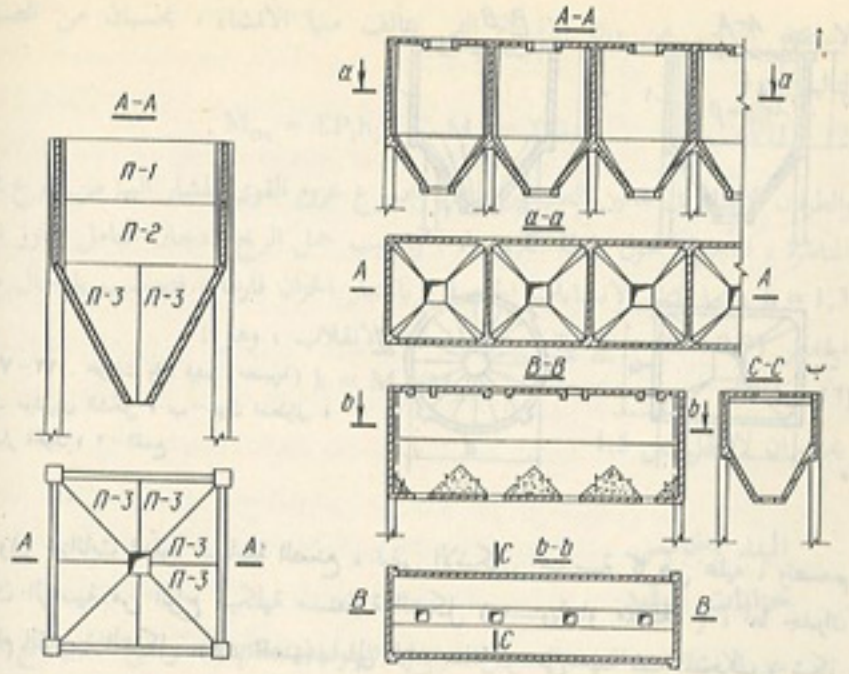
وفى خزانات الوقود السابقة الصنع ، تبقى الاشكال الهندسية كما هى عليه ، وتصمم الجدران الرأسية من الواح هيكلية مستطيلة الشكل (مستوية او مضلعة) ، اما جدران الاقسام القمعية الشكل ، فيتم تقسيمها الى الواح مثلثة او على هيئة شبه المنحرف (شكل ٧ – ٢٤) . وتربط كافة القطع الانشائية السابقة الصنع عند التركيب وذلك بلحام القطع الاندماجية المعدنية مع بعضها البعض . وفى حالات معينة ، تصمم الاقسام السفلى من القموع ، او القموع برمتها ، من الالواح المعدنية .

ان الضغط الاستاتى الرأسى الأساسى q^b للمادة السائبة على عمق y من السطح ، يساوى $q^b = \gamma y$ ، حيث γ تمثل كثافة المادة السائبة (شكل ٧ – ٢٢ ، أ) . ويحسب الضغط الاستاتى الرأسى الاساسى ، بواسطة الصيغة التالية :

$$p^b = q^b \tan^2(45° - \varphi/2) \qquad (VII - 14)$$

حيث φ – الزاوية الطبيعية لاستقرار انحدار المادة السائبة ، التى تتراوح فى حدود ٣٠ – ٤٥° وذلك استنادا لنوع المادة .

ان الضغوط المصممة q و p تحدد هنا بضرب القيم الاساسية q^b و p^b فى معامل تجاوز الحمل الذى يساوى 1,3 . وفى حالة تحميل خزانات الوقود بواسطة كباشات او قواديس محارية (clamshells) ذات سعات كبيرة ، من ارتفاع معين فوق السطح ، تضرب الضغوط التصميمية فى معامل دينامى يساوى $k = 1,4$ ، وفى حالة تعبئة مخازن الوقود بواسطة الناقلات التى تعمل بالسيور (conveyers) لا يدخل المعامل الدينامى فى الحساب فى هذه الحالة .



شكل ٧ – ٢٣ . الخزانات المصبوبة فى الموقع
أ – خزان متعدد العرف؛ ب – خزان حوضى الشكل

شكل ٧ – ٢٤ . الرسم التخطيطى لخزان مجمع من قطع انشائية سابقة الصنع

وتحدد الضغوط المؤثرة على الجدران المائلة – الضغط العمودى p_n والضغط المماسى p_t – بواسطة الصيغتين التاليتين (شكل ٧ – ٢٥ ، أ) :

$$p_n = q\cos^2\alpha + p\sin^2\alpha \qquad (VII - 15)$$

$$p_t = (q - p)\sin\alpha\cos\alpha \qquad (VII - 16)$$

وتضاف الى هذه القيم المركبات الناجمة عن الوزن الذاتى للجدار المائل g (مع معامل تجاوز الحمل الذى قدره 1,1) :

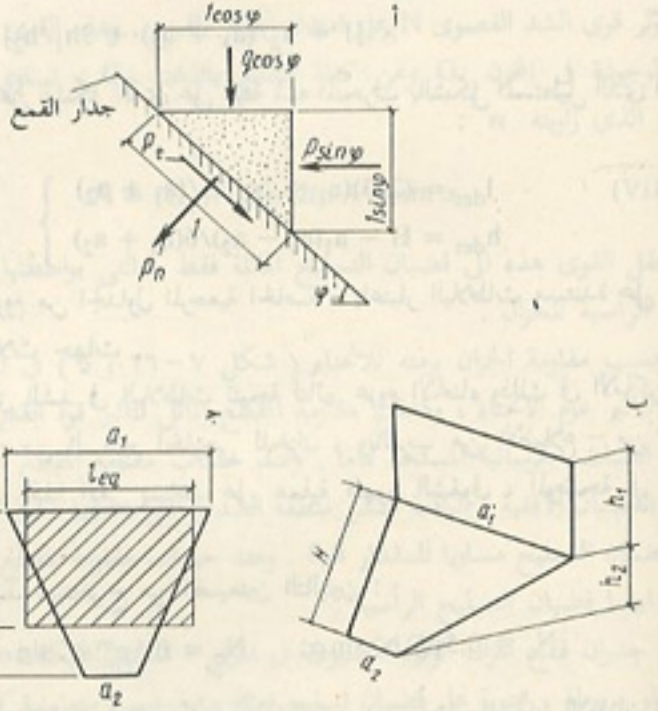
$$g_n = g\cos\alpha; \qquad g_t = g\sin\alpha \qquad (VII - 17)$$

ان خزانات الوقود هى عبارة عن انشاءات فراغية معقدة ، يعتبر حسابها وتصميمها معقدا للغاية حتى مرحلة المرونة .

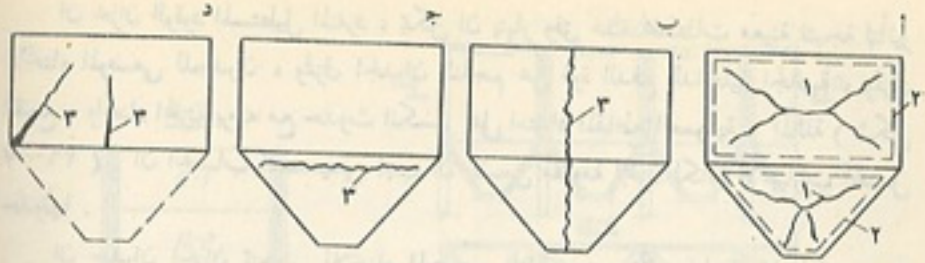
ومن هذه الناحية تعتبر المخازن الحوضية الشكل ابسط كثيرا (شكل ٧ – ٢٣ ، ب) ، وهى التى يمكن تصميمها مثل تصميم الانشاءات الفراغية المطوية (بطريقة المهندس السوفييتى ف . فلاسوف) .

ان خزان الوقود المستطيل المنفرد ، يمكن ان ينهار وفق عدة مخططات معينة نتيجة لتأثير الانحناء الموضعى للجدران ، وتمزق الجدران الناجم عن قوة الدفع الداخلية الجانبية ، وتمزق القمع ، وانحناء المخزن برمته مع حدوث انكسار على امتداد المقاطع العمودية او المائلة (شكل ٧ – ٢٦) . ان الحساب التصميمى يجب ان يضمن مقاومة المخزن لكافة الانهيارات المحتمل حدوثها .

ان جدران الخزان تتعرض للانحناء الموضعى الناجم عن تأثير الحمل المسلط بصورة عمودية على سطوحها . وان كل جدار يصمم تبعا لمقاومة الانحناء الموضعى بصورة مستقلة . ويحسب التأثير المتبادل للجدران المتجاورة بصورة تقريبية ، بافتراض ان الجدار مثبت تماما على امتداد خطوط التلامس . وبالاضافة الى انحناء جدران الخزان ، فانها تتعرض للشد أيضا : حيث تتعرض الجدران الرأسية للشد فى الاتجاه الافقى ، بينما تتعرض الجدران المائلة للشد فى كلا الاتجاهين الافقى والرأسى .



شكل ٧ – ٢٥ . الرسم التخطيطى لتصميم الخزانات
أ – الرسم التخطيطى لتحديد الضغط المؤثر على الجدار المائل للقمع؛ ب – الابعاد الهندسية لجدران الخزان؛ جـ – الرسم التخطيطى لتحديد الابعاد المكافئة للجدار المعين الشكل للقمع



شكل ٧ – ٢٦ . اخططات التصميمية للانهيار المتوقع للخزان نتيجة
أ – انحناء الجدران فى المستوى العمودى على مستواها ؛ ب – تمزق جدارن الخزان بالقوى الافقية ؛ جـ – الانقطاع او تمزق القمع ؛ د – انحناء الجدار الرأسى للخزان فى مستواه فى المقطع العمودى او المائل ؛ ١ – شق ناجم عن انحناء الجدار فى المستوى العمودى باتجاه الخارج ؛ ٢ – كالسابق ، باتجاه الداخل ؛ ٣ – الشقوق الناجمة عن القوى المؤثرة فى مستوى جدران الخزان

ان البلاطات التى على شكل شبه المنحرف (شكل ٧ – ٢٥ ، ب) تحسب بصورة تقريبية تبعا لمقاومة الحمل الوسطى الموزع بانتظام بشدة قدرها :

$$p_n^{av} = (1/3)\gamma h_2[\cos^2\alpha + \sin^2\alpha\tan^2(45^\circ - \varphi/2)] \times$$
$$\times [1 + a_2/(a_1 + a_2) + 3h_1/h_2] \qquad (VII - 18)$$

ثم نقوم بالتعويض عن الشكل الذى على هيئة شبه المنحرف بالشكل المستطيل الذى اضلاعه المصممة هى :

$$\left.\begin{aligned} l_{des} &= (2/3)(a_1 + 2a_2)a_1/(a_1 + a_2) \\ h_{des} &= H - a_1(a_1 - a_2)/6(a_1 + a_2) \end{aligned}\right\} \qquad (VII - 19)$$

وتستخرج قيم العزوم من الجداول المرجعية الخاصة ، باعتبار البلاطات مستندة على محيطها ومثبتة تماما من ثلاث جهات .

وتظهر مناطق الشد فى البلاطات نتيجة لتأثير عزوم الانحناء وذلك فى الاماكن التالية منها : فى الباع – من السطح الخارجى للخزان ، وبالقرب من الاضلاع – من السطح الداخلى للخزان . وهذا الامر يساعد على عملية ظهور الشقوق ، الموضحة فى الشكل (٧ – ٢٦ ، أ) .

ان قوى الشد تستخرج من الصيغتين التاليتين :

$$N_a = 0{,}5p_n^{av}b'\sin\alpha; \quad N_b = 0{,}5p_n^{av}a'\sin\alpha \qquad (VII - 20)$$

حيث p_n^{av} – معدل الضغط العمودى على الجدار ، a' ، b' – البعدان الافقيان للمسقط الافقى للخزان عند مستوى الشريط المبحوث من البلاطة ، α – زاوية ميل البلاطة ، وتساوى ٩٠° للجدار الرأسى .

ان قضبان تسليح الخزان تختار وفقا لحساب المقاطع المستطيلة ، المعرضة للشد اللامحورى .

ويتم التوصل الى استخدام اقل كمية ممكنة من قضبان تسليح الجدران التابعة للخزان ، عندما يتم حساب مقاومتها للانحناء فى مستواها ، طبقا لمرحلة التوازن النهائى (مثل الطريقة المبحوثة فى البند الرابع من الفصل الثانى) ، على فرض ظهور او تكون مفصلات لدنة خطية فى الجدران عند الشقوق كما مبين فى الشكل (٧ – ٢٦ ، أ) وحصول اعادة توزيع جوهرية للعزوم الداخلية . وبما أنه فى هذه الحالة تتفتح الشقوق بصورة كبيرة ، فان هذه الطريقة تستخدم فى الحالات التى لا تبدى فيها المادة الوقودية الموجودة فى داخل المخزن اى تأثير حات (أكال) على القضبان الفولاذية .

ان مراجعة مقاومة خزان الوقود للشد الناجم عن القوتين الافقيتين N_a و N_b (شكل ٧ – ٢٦ ، ب) تتم بالنسبة للجدران الرأسية والمائلة كل على حدة ، بفرض ان يتم تحمل قوى الشد من قبل قضبان التسليح الافقية فقط .

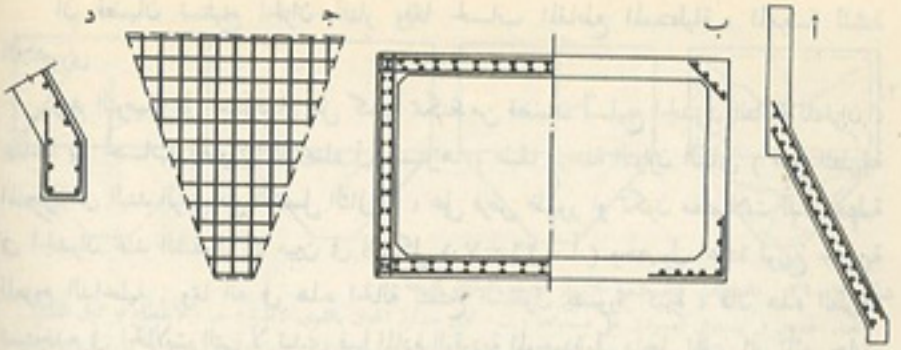
كما تتم مراجعة مقاومة القمع للتمزق (شكل ٧ – ٢٦ ، جـ) عند قاعدته العليا ، حيث تؤثر قوى الشد القصوى N على امتداد انحدار القمع . وهذه القوى (الناجمة عن وزن المادة الموجودة فى المخزن G_1 وعن كتلة القمع بالذات G_2) تساوى ما يلى بالنسبة للانحدار الذى زاويته α :

$$N = (G_1 + G_2)/2(a + b)\sin\alpha \qquad (VII - 21)$$

وتنقل القوى هذه الى قضبان التسليح المائلة فقط ، التى بواسطتها يتصل القمع مع الجدران الرأسية للخزان .

وتحسب مقاومة الخزان برمته للانحناء (شكل ٧ – ٢٦ ، د) فى المقطع العمودى ، بالنسبة لتأثير عزم الانحناء ، وكذلك مقاومة المقطع المائل لتأثير قوة القص ، مثل حساب وتصميم العتبات الخرسانية المسلحة تماما . وعند حساب مقاومة المقطع العمودى تؤخذ فى الاعتبار القضبان الافقية ، الواقعة ضمن منطقة الشد (التى يخترقها الشق) . ويؤخذ معامل خدمة قضبان التسليح مساويا للمقدار 0,8 . وعند حساب مقاومة المقطع المائل ، تؤخذ فى الاعتبار ايضا قضبان التسليح الرأسية .

ان جدران قمع خزان الوقود المصبوب فى الموقع ، تسلح بشبكات مستوية مزدوجة ، ملحومة او مربوطة ، محتوية على قضبان تسليح فعالة مرتبة بصورة متعامدة كما مبين فى الشكل (٧ – ٢٧ ، أ ، ب ، د) . وبالاضافة الى ذلك توضع فى الاضلاع شبكات زاوية اضافية ، اما لتسليح الكتائف الزاوية من الداخل ، فتستخدم قضبان تسليح منفردة (شكل



شكل ٧ – ٢٧ . تفاصيل تسليح قمع الخزان

أ – فى المقطع العرضى ؛ ب – فى المسقط الافقى (توضح هنا شبكات التسليح الأساسية) ؛ جـ – فى المسقط الافقى (يوضح هنا الفولاذ الاضافى لتسليح الزوايا) ؛ د – شبكة التسليح الملحومة للقمع ؛ هـ – تسليح فتحة التفريغ بشبكة ملحومة

٧ – ٢٧ ، جـ) . اما فتحات التفريغ فتسلح بشبكات محنية (شكل ٧ – ٢٧ ، د) . وتسلح الجدران الرأسية لخزان الوقود ، تبعا لقواعد التسليح المتبعة بصورة عامة لمثل تلك الجدران .

وتتبع قواعد التسليح العامة ، عند تسليح مخازن الوقود الخرسانية المسلحة السابقة الصنع .

البند السادس
صوامع الغلال

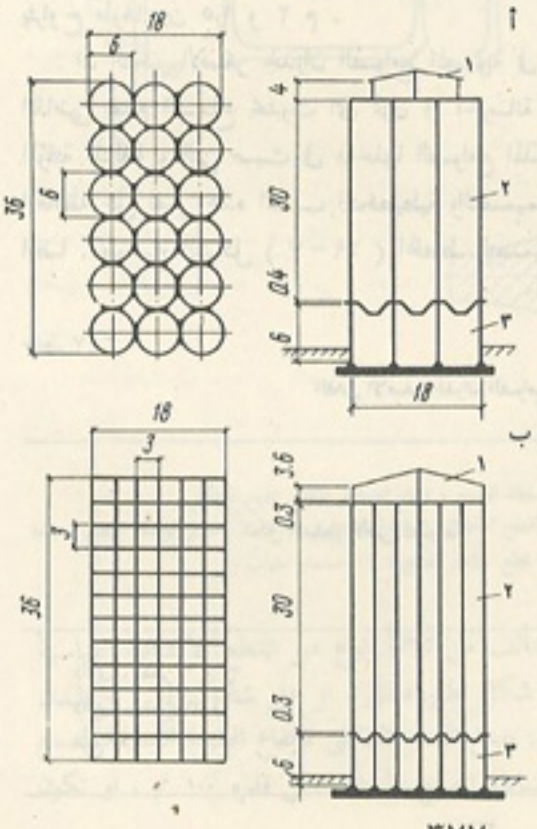
ان صوامع الغلال (السايلوات) هى عبارة عن صهاريج لحفظ وتخزين المواد السائبة ، والعلاقة بين عمقها h وابعادها فى المسقط الافقى a و b (شكل ٧ – ٢٢ ، أ) تطابق الشرط : $h > 1{,}5a$ (حيث $a > b$) . ان قوة الاحتكاك بين المواد السائبة وجدران الصومعة التى تنشأ اثناء عملية تفريغ محتوى الصومعة ، تكون كبيرة جدا ، لذلك فهى تؤخذ فى الاعتبار عند التصميم .

ان الصوامع المنفردة والمجمعة فى مجموعات ، تدخل ضمن المشاريع الانتاجية المختلفة : المشاريع الصناعية (مثل صوامع الاسمنت ، الفحم ، الصودا وغيرها) او ضمن المشاريع الزراعية (مثل السطوح الرافعة للغلال) .

ويقام فى اعلى الصوامع المجمعة نفق لاحتواء اجهزة للتعبئة ، اما فى اسفلها فيتم انشاء ردهة خاصة لتفريغ محتوياتها فى الناقلات (شكل ٧ – ٢٨) .

ومن حيث السطح قد تكون الصوامع اسطوانية او موشورية تحتوى على اربعة او ستة او ثمانية سطوح . ومن حيث المواد المستهلكة فى البناء والتكاليف اللازمة لاقامة الصوامع الاسطوانية الشكل ، يعتبر القطر الامثل ، هو الذى يساوى ٦ م ، وللصوامع المستطيلة المسقط الافقى ، يتراوح الطول الامثل للضلعين بين ٣ و ٤ م . وهذه الابعاد تستخدم فى التطبيقات العملية لانشاء الصوامع . وفى حالة وجود شروط خاصة لحفظ المواد المعينة ، يمكن زيادة الابعاد الافقية للصومعة ، وفى هذه الحالة تصمم الصوامع عادة بحيث تكون دائرية المسقط الافقى (بقطر يساوى ١٢ م فما فوق) .

وفى الاتحاد السوفييتى تم توحيد تصاميم الصوامع المجمعة المذكورة . وتحتوى التصاميم المنوعة على صوامع نموذجية منفردة ومجمعة ، ذات صف واحد وذات صفين بقطر يساوى ٦ م ، ويتراوح الارتفاع الكلى لمجموعة الصوامع فى حدود ١٥ – ٢٥٫٨ م ، بينما تتراوح سعتها فى حدود ٢٥٠ – ٣٠٠٠ م^3 ، وكذلك بقطر قدره ١٢ م وارتفاع يتراوح فى حدود ٢٤٫٦ – ٤٢٫٦ م وسعة تتراوح فى حدود ١٧٠٠ – ١٢٠٠٠ م^3 .



شكل ٧ – ٢٨ . الرسوم التخطيطية للصوامع (السايلوات) المصبوبة فى الموقع

أ – الصوامع الاسطوانية ؛ ب – الصوامع المربعة المسقط الافقى ؛ ١ – فوق الصومعة ؛ ٢ – الصومعة ؛ ٣ – الطابق الواقع تحت الصومعة ، أى طابق التفريغ

وبالنسبة للغلال ينصح باستخدام ثلاثة انواع من صوامع الغلال ، تبلغ ابعادها فى المسقط الافقى ما يلى : ٣٦×٢٤ ، ٣٦×١٨ و ٢٤×١٨ م . وقد يكون طول مجموعة الصوامع اكبر من ذلك ولكنه يجب ان لا يزيد على ٤٨ م فى الصوامع الدائرية وعلى ٤٢ م فى الصوامع المربعة . وهذا التحديد فى الابعاد ، يأتى نتيجة لضرورة انشاء وصلات تمددية انكماشية .

والارتفاع القياسى للصوامع يبلغ عادة ٣٠ م ، وفى حالة اقامة الصومعة على تربة عالية المقاومة (صخرية) يمكن زيادة ارتفاعها الى حد ٤٢ م ، وفى حالات خاصة يمكن ان يزيد على ذلك قليلا .

وفى مجموعات الصوامع المؤلفة من صوامع اسطوانية الشكل ، تستخدم الفراغات (النجمية الشكل) الواقعة بين الصوامع الاسطوانية ، لحفظ المواد السائبة ايضا .

وتصمم الصوامع بطريقة الصب فى الموقع او تكون سابقة الصنع . ويبين الشكل (٧ – ٢٨) المخططات التصميمية للصوامع المجمعة المصبوبة فى الموقع ، ذات القاعدة الافقية المستديرة والمربعة . ويتم توحيد الصوامع الدائرية المتلاصقة فى مجموعة موحدة على امتداد اقسام يتراوح طولها بين ٥ر١ و ٢ م .

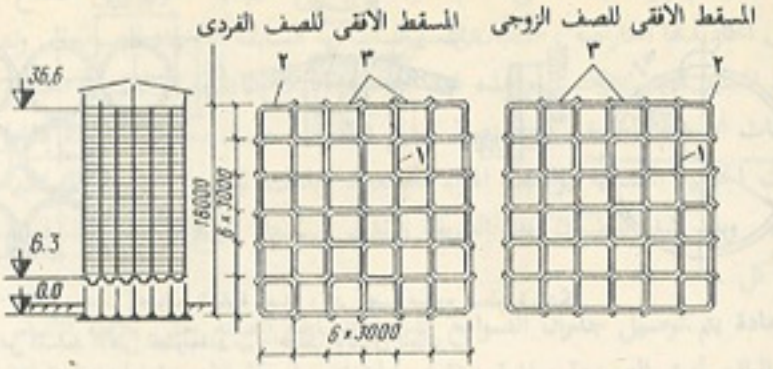
ان السمك الاصغر لجدران الصوامع المصبوبة فى الموقع ، قد حدد استنادا الى الشرط القاضى بعدم السماح بحدوث اى تمزق فى الخرسانة عند ازالة او تحريك القوالب الخشبية المؤقتة المنزلقة ، التى صبت فى داخلها الصوامع المذكورة (لاحظ الجدول ٧ – ٣) . وتتم المحافظة على نفس هذه النسب التخطيطية والتصميمية فى الصوامع المجمعة السابقة الصنع ايضا . ويوضح الشكل (٧ – ٢٩) المخطط التصميمى للصوامع السابقة الصنع ، ذات

جدول ٧ – ٣

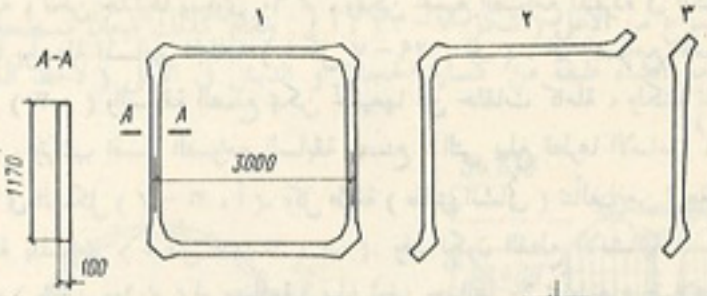
السمك الاصغر لجدران الصوامع المصبوبة

شكل المسقط الافقى للصومعة	سمك الجدران ، مم	
	الخارجية	الداخلية
دائرى ، بقطر ٦ م	١٨٠	١٦٠
دائرى ، بقطر ١٢ م	٢٤٠	–
مربع	١٦٠	١٥٠

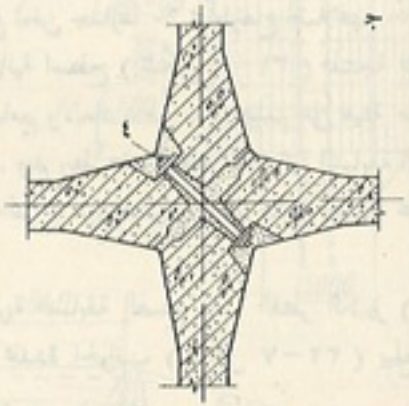
أ



ب

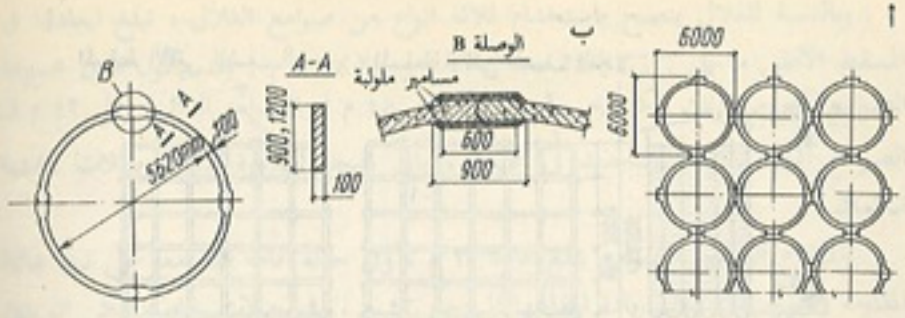


جـ



شكل ٧ – ٢٩ . وحدات الصوامع (السايلوات) السابقة الصنع ، ذات المسقط الافقى المربع الشكل
أ – مخططات المقطع العرضى والمسقط الافقية ؛ ب – القطع الانشائية السابقة الصنع ؛ جـ – رسم تفصيل لوصلة القطع السابقة الصنع ، على امتداد الزوايا الداخلية ؛ ١ ، ٢ ، ٣ – قطع سابقة الصنع ؛ ٤ – مسمار ملولب

المسقط الافقى المربع الشكل . وهى تتألف من ثلاثة انواع من القطع الانشائية القياسية الابعاد وهى : البدن المجسم الذى على شكل اطار مغلق ، او على شكل Γ ، او البدن المسطح (شكل ٧ – ٢٩ ، أ ، ب) . ويبلغ البعد الاساسى لارتفاع الطبقة السابقة الصنع ٢ر١ م . وقد تكون القطع الانشائية السابقة الصنع ملساء بسمك قدره ١٠٠ مم ، او تكون

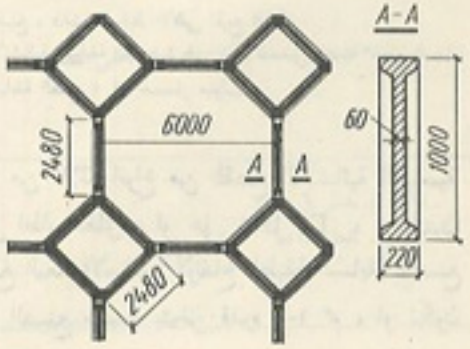


شكل ٧ – ٣٠ . وحدات الصوامع السابقة الصنع ، التى تضم صوامع اسطوانية الشكل
أ – قطاع من المسقط الافقى للصومعة ؛ ب – المخطط الانشائى للطابق

مضلعة ، ثخن جدارها يساوى ٦٠ مم . ويمكن تجميع الصوامع المنفردة فى انشاء واحد وذلك بربطها بواسطة المسامير المجلفنة (شكل ٧ – ٢٩ ، جـ) . ان الصوامع الاسطوانية الصغيرة القطر (٣ م) والسابقة الصنع يمكن تجميعها من حلقات كاملة ، ولكنها نادرة الاستخدام عمليا . وتركب اقسام الصوامع السابقة الصنع ، التى يبلغ قطرها الاساسى ٦ م ، بالطريقة المبينة فى الشكل (٧ – ٣٠ ، أ). وكل طبقة (طابق انشائى) تتألف من اربعة قطع انشائية ، مربوطة بالمسامير (شكل ٧ – ٣٠ ، ب). وقد تكون القطع الانشائية السابقة الصنع اما ملساء (بثخن ١٠٠ مم) او مضلعة (يبلغ ثخن جدارها ٦٠ مم وارتفاع اضلاعها ١٥٠ مم) .

وتستخدم كذلك الصوامع ذات الثمانية اسطح (شكل ٧ – ٣١) المنتجة من القطع الانشائية ذات النوعين القياسيين من التصاميم والابعاد : من بدن مجسم على هيئة اطار مقفل وبدن مؤلف من بلاطات مستوية مضلعة . ويتم ربط هذه القطع الانشائية السابقة الصنع مع بعضها البعض بواسطة المسامير . وهذا النوع من التصاميم ، لم ينتشر عمليا على نطاق واسع .

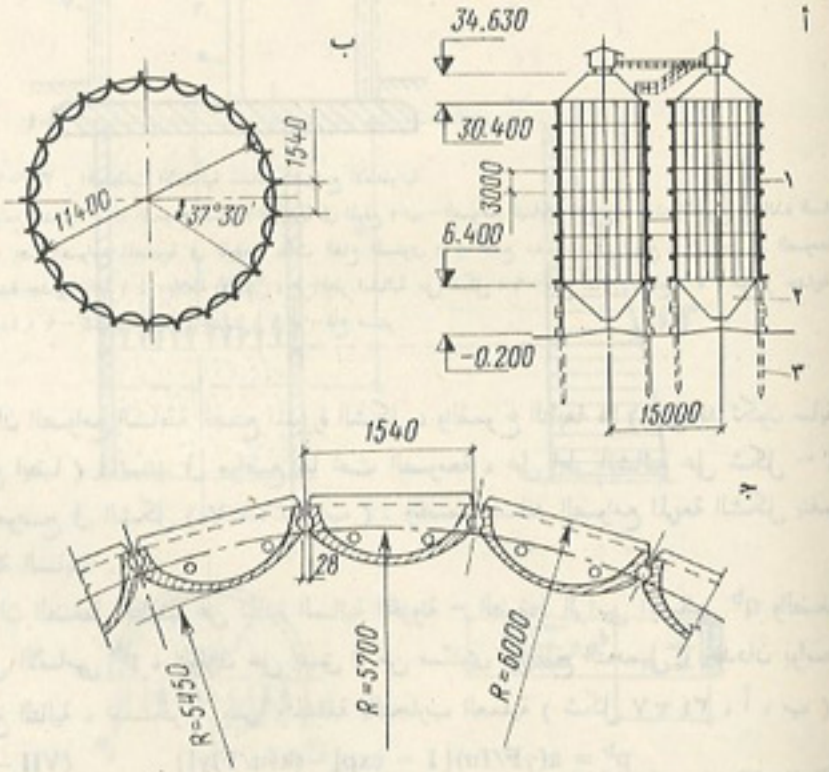
وقد وضعت تصاميم للصوامع الدائرية السابقة الصنع ذات القطر الكبير (١٢ م) والتى تتألف من الواح هيكلية وقشرية مخددة الجوانب (شكل ٧ – ٣٢) يبلغ عرضها



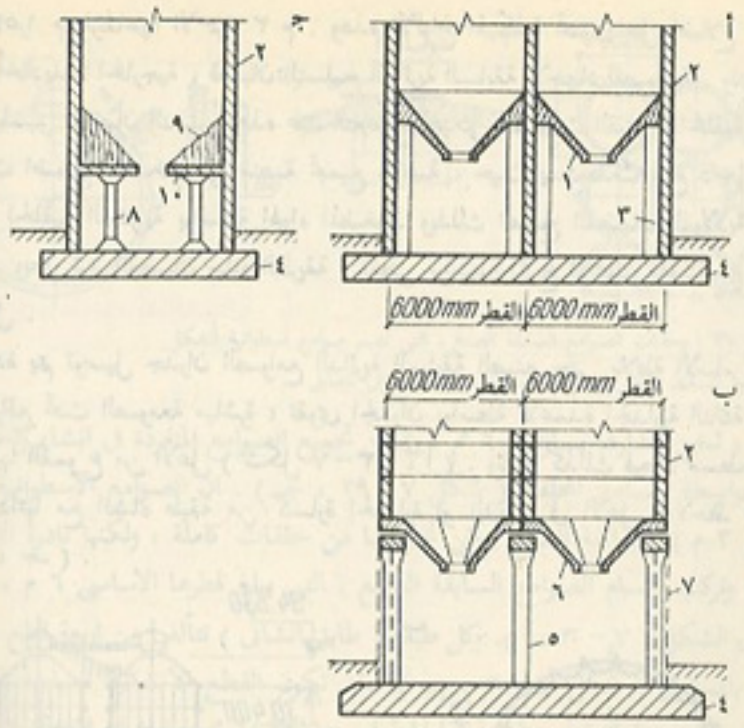
شكل ٧ – ٣١ . المخطط الانشائى لصومعة سابقة الصنع ذات ثمانية سطوح

الاسمى ١٫٥٤ م وارتفاعها الاسمى ٣ م . وهذه الالواح الهيكلية تحتوى على اضلاع طرفية ، ترتب فى أخاديدها الخارجية ، قضبان التسليح الدائرية السابقة الاجهاد للصومعة . وتتم عملية الاجهاد المسبق لقضبان التسليح هذه عند التجميع الهيكلى للطبقات القشرية الحلقية المنفردة فى طبقات اضخم فاضخم على منصة تجميع خاصة ، حيث يستحدث دفع داخلى لتلك الطبقات الحلقية القشرية بواسطة الهواء المضغوط وبذلك تصبح القضبان الفولاذية سابقة الاجهاد . وبعد شد القضبان بهذه الطريقة ، تغطى بواسطة المزيج الاسمنتى المسفوع لوقايتها من التأكل .

وعادة يتم توصيل جدران الصوامع الدائرية السابقة الصنع حتى بلاطة الاساس . وفى القسم الواقع تحت الصومعة مباشرة ، تقوى الجدران بواسطة الاعمدة الجدارية الناتئة ، التى ترتكز عليها القموع من الاعلى (شكل ٧ – ٣٣ ، أ) . وتقام كذلك قيعان مسطحة على الاعمدة ذاتها مع انشاء طبقة من كسارة الحجارة او الدبش فى الاعلى (لاحظ الشكل ٧ – ٢٨ ، جـ) .



شكل ٧ – ٣٢ . المخططات الانشائية لصومعة دائرية سابقة الصنع قطرها ١٢ م ، مؤلفة من الواح هيكلية مخددة
أ – مقطع عرضى ؛ ب – مسقط افقى ؛ جـ – تفصيل المسقط الافقى ؛ ١ – الالواح الهيكلية القشرية ؛ ٢ – القموع العدانية ؛ ٣ – الخوازيق الخرسانية المسلحة



شكل ٧ – ٣٣ . المخططات الانشائية لمساند الصوامع الاسطوانية

أ – الصوامع المصبوبة ذات القموع الساندة المصبوبة فى الموقع ؛ ب – الصوامع السابقة الصنع ، ذات القموع الساندة السابقة الصنع ؛ جـ – الصوامع المصبوبة فى الموقع ، ذات القاع المستوى ؛ ١ – قمع مصبوب فى الموقع ؛ ٢ – جدران الصومعة ؛ ٣ – اعمدة جدارية ناتئة ؛ ٤ – بلاطة الاساس ؛ ٥ – اطر انشائية على شكل ؛ ٦ – قمع سابق الصنع ؛ ٧ – حواجز جدارية ؛ ٨ – اعمدة ؛ ٩ – كسارة الحجارة (الدبش) ؛ ١٠ – قاع مستو

ان الصوامع السابقة الصنع المدورة الشكل ، والقموع التابعة لها (التى قد تكون سابقة الصنع ايضا) ، تسند فى مواضع لها تحت الصومعة ، على اطر انشائية على شكل – П – (كما موضح فى الشكل (٧ – ٣٣ ، ب) . وتصمم مساند الصوامع المربعة الشكل بنفس الطريقة السابقة .

ان الضغط الناجم عن المادة السائبة المخزونة – الضغط الرأسى الاساسى q^b والضغط الافقى الاساسى p^b ، المؤثران على عمق y من مستوى السطح التحميلى ، يحددان بواسطة الصيغ التالية ، المستخرجة نظريا والمدققة بالتجارب العملية (شكل ٧ – ٣٤ ، أ ، ب) :

$$p^b = a(\gamma F/fu)[1 - \exp[-(kfu/F)y]] \qquad (VII - 22)$$

$$q^b = p^b/k \qquad (VII - 23)$$

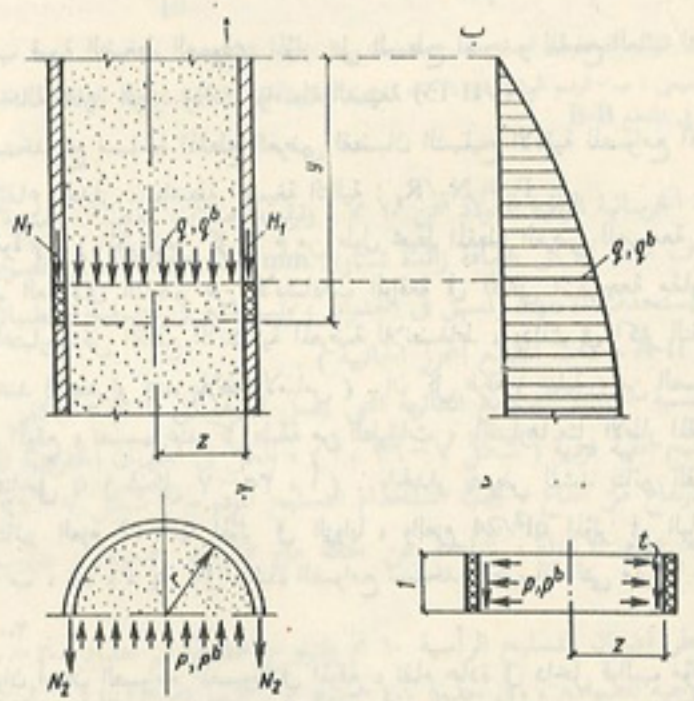
$$k = tg^2(45° - \varphi/2) \qquad (VII - 24)$$

حيث F و u – هما على التوالى مساحة ومحيط مقطع الصومعة ؛ γ – كثافة المادة ؛ f – معامل احتكاك المادة السائبة مع الجدران الرأسية للصومعة ، ويتراوح فى حدود ٠,٤ – ٠,٨ ، وذلك تبعا لنوع المادة المخزونة فى الصومعة ، a – معامل يأخذ فى الاعتبار التأثير الديناميى للمادة السائبة ، الذى يظهر اثناء عملية التفريغ ، وكذلك بعض الظواهر الاخرى التى لم تحسب نظريا ، ويؤخذ هذا المعامل مساويا للمقدار $a = 2$ عند حساب فضبان التسليح الافقية للمنطقة السفلى من الجدار بمقدار ثلثى ارتفاعها ، اما عند حساب وتصميم القاع والقموع ، فان المعامل المذكور يساوى $a = 1,5$ ، اما فى بقية الحالات الاخرى فانه يساوى $a = 1$.

ان الضغط الرأسى المنتقل الى جدار الصومعة ، نتيجة لاحتكاك المادة السائبة مع الجدار ، يساوى $t = fp^b$. والقيمة المصممة للحمل الناجم عن المواد السائبة ، يمكن تحديدها من المعادلتين التاليتين :

$$q = q^b(n/m); \qquad p = p^b(n/m) \qquad (VII - 25)$$

حيث n – معامل تجاوز الحمل ، m – معامل خدمة الصومعة .



شكل ٧ – ٣٤ . الرسوم التخطيطية لتصميم جدران الصوامع الاسطوانية

أ – مقطع رأسى فى الصومعة ؛ ب – الرسم البيانى للضغط العمودى فى المادة السائبة داخل الصومعة ؛ جـ – الرسم التخطيطى لحساب القوة الدائرية ؛ د – الضغط الداخلى الناجم عن المادة السائبة والمؤثر فى القطعة الدائرية للصومعة

ان معامل تجاوز الحمل للمواد السائبة يؤخذ مساويا للمقدار $n = 1,3$ ، وعند حساب مقاومة انضغاط القسم السفلى من جدران الصوامع واعمدة الطابق الواقع تحت الصومعة واساسات البلاطات ، تضرب قيمة الحمل المصمم الناجم عن كتلة المواد السائبة فى معامل قدره 0,9 .

ان معامل الخدمة ، عند حساب وتصميم قضبان التسليح الافقية للقسم السفلى من الجدران (على ثلثى الارتفاع) التابعة للصوامع الداخلية الدائرية ضمن مجموعات الصوامع المرتبة على هيئة صفوف ، وكذلك للصوامع المستطيلة الشكل الخارجية والداخلية ، عندما يصل طول ضلعها الى ٤ م ، تؤخذ $m = 2$. وعند حساب وتصميم القبعان المستوية الحالية من طبقة الدبش ومن القمع ، تؤخذ $m = 1,3$ ، والقبعان المستوية الخلوية على طبقات من الدبش بسمك يساوى ٥ر١ م واكثر ، تؤخذ $m = 2$. اما فى الحالات التصميمية الاخرى غير المرتبطة بأية شروط ، فتؤخذ $m = 1$.

ان جدار الصومعة الاسطوانية يكون معرضا للشد بتأثير القوى الافقية التالية (شكل ٧ – ٣٤ ، جـ) :

$$N_2 = pr \qquad (VII - 26)$$

اما جدار الصومعة التى على اى شكل كان ، فيكون معرضا للانضغاط فى الاتجاه الرأسى بتأثير القوة الطولية المترية التالية (شكل ٧ – ٣٤ ، أ) :

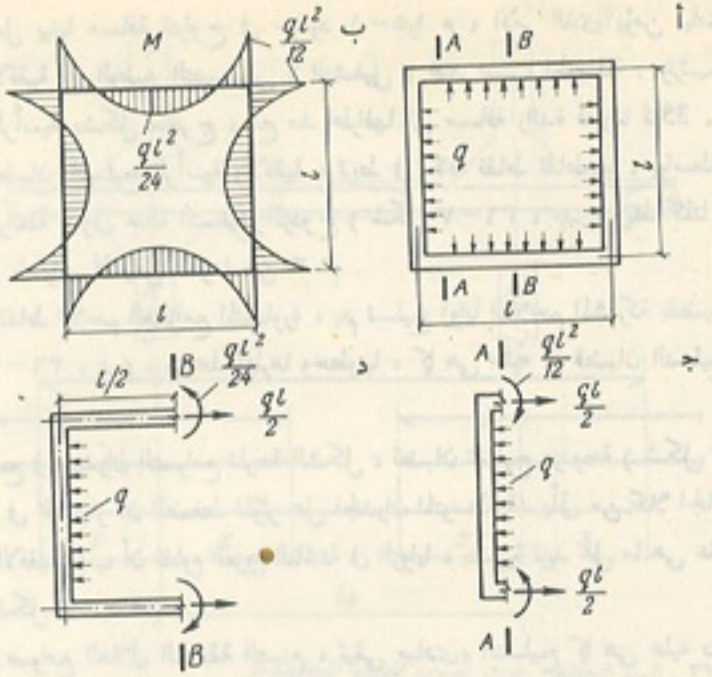
$$N_1 = (F/u)n(\gamma y - q) \qquad (VII - 27)$$

وتحسب قيمة الضغط العمودى المؤثر على السطح المنحدر للقمع العائد للصومعة كما تحسب فى حالة مخازن الوقود وذلك بواسطة الصيغة (VII-15) .

كما تستخدرج مساحة المقطع العرضى لقضبان التسليح الافقية للصوامع الاسطوانية ، فى وحدة ارتفاع الجدار ، بواسطة الصيغة التالية : $F_s = N_2/R_s$.

ان القوة N_1 (المؤثرة على كل ١ م من طول محيط المقطع العرضى للصومعة) تستخدم مع الضغط العمودى الناجم عن الانشاءات الواقعة فى الاعلى ، لمراجعة مقاومة جدران الصومعة باعتبارها من القطع الانشائية المعرضة للانضغاط ، وذلك فى اكثر النقاط تعرضا للحمل (عند القمع او عند بلاطة الاساس) . ان كل غرفة (خلية) من الصومعة المربعة المصبوبة فى الموقع ، تصمم عند كل طبقة من الطبقات ، باعتبارها مثل الاطار المقفل المعرض للضغط الداخلى q (شكل ٧ – ٣٥ ، أ) . والجدار يتعرض للشد بتأثير القوة $ql/2$. وللانحناء بتأثير العزم $ql^2/12$ المؤثر فى الزوايا ، والعزم $ql^2/24$ المؤثر فى الباع (شكل ٧ – ٣٥ ، ب ، جـ ، د) . وفى انشاء الصوامع تستخدم الخرسانة التى ماركتها المصممة لا تقل عن ٢٠٠ .

وجدران أبدان الصوامع المصبوبة فى الموقع ، تقام عادة فى داخل قوالب مؤقتة منزلقة ، مسنودة على أطر المرافيع . ولهذا السبب تسلح الجدران فى الاتجاه الافقى بقضبان فولاذية مستقلة غير طويلة نوعا ما ، وتخطوة تتراوح فى حدود ١٠٠ – ٢٠٠ مم ، كما يجب ان لا يقل



شكل ٧ – ٣٥ . الرسوم التخطيطية لتصميم جدران صومعة مربعة المسقط الافقى
أ – القطع التصميمى ؛ ب – الرسم البيانى لعزوم الانحناء ؛ جـ – العزوم والقوى الناشئة فى جدران الصومعة فى المقطع A-A ؛ د – كالسابق ، فى المقطع B-B

تخن الطبقة الخرسانية الواقية للفولاذ عن ٢٠ مم . وترتب وصلات القضبان بصورة متعرجة ، مع مد اطراف القضبان الى مسافة زائدة تساوى $60d + 200mm$. وفى الصوامع القليلة القطر ، لا يستحدث الاجهاد المسبق فى الجدران ، وتستخدم فى التسليح القضبان الفولاذية من الصنف A-II (ذات المقطع المحزز الجانبية) .

اما بالنسبة لجدران الصوامع الدائرية التى يصل قطرها الى ٦ م ، فيكفى تسليحها بقضبان تسليح افقية فردية (شكل ٧ – ٣٦ ، أ) ، ولكن فى الجدران الخارجية للصوامع ، وعلى ثلثى الارتفاع من القاع ، يجب استخدام التسليح المزدوج (شكل ٧ – ٣٦ ، ب) وذلك لمقاومة عزوم الانحناء ، الناجمة عن حالة ملء صوامع المجموعة ، بترتيب متعرج الشكل .

ويبلغ قطر قضبان التسليح الرأسية ١٠ مم وتتراوح خطوتها فى حدود ٣٠٠ – ٣٥٠ مم ، للجدران الخارجية للصوامع ، وفى حدود ٤٠٠ – ٥٠٠ مم ، للجدران الداخلية . وتحدد مساحة المقطع العرضى العام للقضبان الرأسية بحيث لا تقل عن ٠٫٤ ٪ من مساحة المقطع العرضى للخرسانة . ويكون قسم من القضبان الرأسية على هيئة هياكل مربوطة (شكلى ٧ – ٣٦ ،

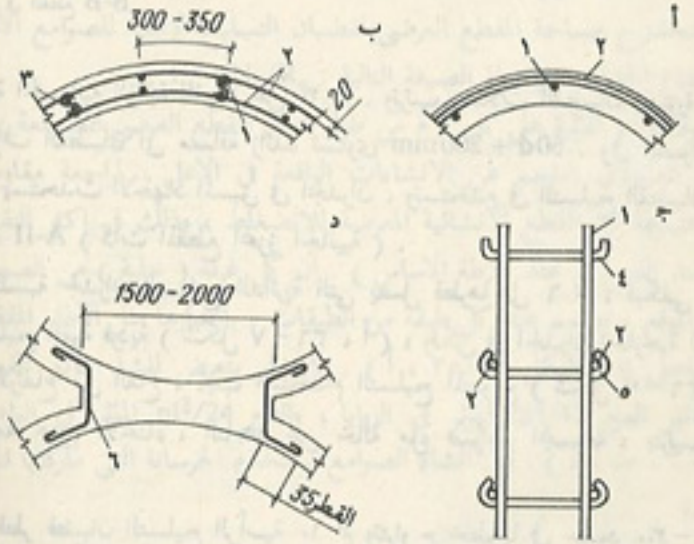
جـ) تفصل بينها مسافة تتراوح فى حدود ١ – ١٫٥ م ، الامر الذى يؤمن ثبات قضبان التسليح الافقية فى الوضع التصميمى (التشغيل) عند صب الخرسانة . وترتب وصلات القضبان الرأسية بشكل متعرج ، مع مد اطرافها الى مسافة زائدة قدرها 35d .

ان قضبان التسليح الرأسية والافقية ، تربط فى كافة نقاط تقاطعها ، بواسطة الاسلاك الفولاذية الرابطة ، وفى حالة التسليح المزدوج (شكل ٧ – ٣٦ ، جـ) تربط كلتا الشبكتين الفولاذيتين باطواق لا يقل قطرها عن ٣ مم .

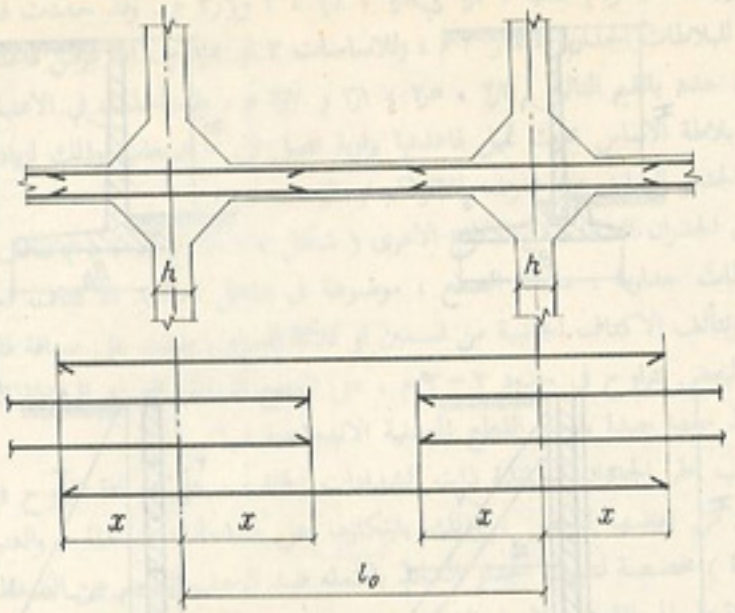
وفى نقاط تلاحم الصوامع المتجاورة ، يتم تسليح زوايا التلاحم المشتركة بقضبان اضافية (شكل ٧ – ٣٦ ، د) ، ويؤخذ قطرها وخطوتها ، كما هى عليه فى قضبان التسليح الدائرية الأساسية .

وتوضع فى جدران الصوامع المربعة الشكل ، قضبان تسليح مزدوجة (شكل ٧ – ٣٧) مع الأخذ فى الاعتبار ان الضغط المؤثر على الجدران المتوسطة قد يأتى من كلا الجانبين ، وأن القضبان الافقية يجب أن تقاوم العزوم الناشئة فى الزوايا ، بصورة تزيد على ما هى عليه فى الباع بمرتين (شكل ٧ – ٣٥) .

وفى صوامع الغلال السابقة الصنع ، تبقى مبادىء التسليح كما هى عليه دون تغيير . وان القطع الانشائية السابقة الصنع التى تتألف منها الصوامع ، والمنتجة فى المصانع ، تساعد



شكل ٧ – ٣٦ . الرسوم التفصيلية لتسليح جدران الصوامع الأسطوانية المصبوبة فى الموقع
أ – التسليح الفردى ؛ ب – التسليح المزدوج ؛ جـ – هيكل رأسى مربوط ؛ د – فولاذ تسليح اضافى فى مواضع اتصال الصوامع المتجاورة ؛ ١ – قضبان تسليح رأسية ؛ ٢ – قضبان التسليح الدائرية الفعالة ؛ ٣ – خطاطيف توصيل ماسكة ؛ ٤ و ٥ – طرق قبل وبعد وضع القضبان الافقية ؛ ٦ – قضبان تسليح اضافية



شكل ٧ – ٣٧ . الرسم التخطيطى لجدران الصوامع المصبوبة المربعة الشكل

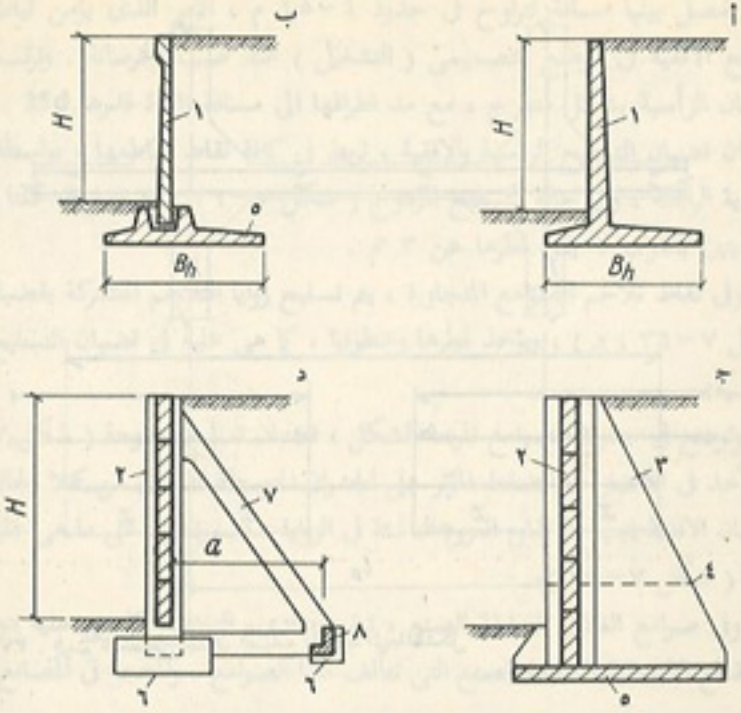
على تسليحها باسلاك فولاذية عالية المقاومة ، الامر الذى يؤدى الى خفض كمية الفولاذ المستهلكة .

ان جدران الصوامع تصمم تبعا لنشوء الشقوق وعرض فتحاتها ، وذلك حسب التعليمات والقواعد التى تصمم وفقها القطع الانشائية المعرضة للشد .

وقد اثبتت تجارب التصميم فى الاتحاد السوفييتى ، انه بالنسبة لجدران الصوامع المصبوبة من الخرسانة ماركة ٢٠٠ ، والمسلحة بقضبان (بدون اجهاد مسبق) ذات جانبية محززة من الصنف A-II بنسبة تسليح لا تزيد على ٧ر٠ ، نجد ان عرض فتحات الشقوق لا يزيد على الحد المسموح به (وهو ٢ر٠ مم فى حالة تأثير الاحمال الاساسية) .

البند السابع
الجدران الساندة

ان الجدران الساندة (المحتجزة) المصنوعة من الخرسانة المسلحة تعتبر اكثر فائدة من الناحية الاقتصادية ، من الجدران الساندة الحجرية او الخرسانية . وتكون فى اغلب الحالات سابقة الصنع . وهناك ثلاثة انواع اساسية من الجدران الساندة هى :١٠الجدران الساندة



شكل ٧ – ٣٨ . المخططات الانشائية للجدران الساندة السابقة الصنع

أ – جدار ساند على شكل L مؤلف من قطعة واحدة؛ ب – جدار ساند على شكل L مؤلف من قطعتين؛ جـ – جدار ساند يحتوى على كتف جانبية (للدعم) ؛ د – جدار ساند مثبت ؛ ١ – بلوكات متكاملة سابقة الصنع ؛ ٢ – بلاطات جدارية ؛ ٣ – كتف جانبية سابقة الصنع ؛ ٤ – وصلة القطع السابقة الصنع للاكتاف الجانبية ؛ ٥ – بلاطة الأساس ؛ ٦ – مسند الاطار ؛ ٧ – الاطر ؛ ٨ – عتبة تثبيت

الكابولية على شكل T (cantiliver tee walls) ، الجدران الساندة ذات الاكتاف الجانبية (counterfort walls) والجدران الساندة ذات الشدادات الخلفية (tie back walls) شكل (٧ – ٣٨) .

وتستخدم الجدران الساندة الكابولية على شكل T ، عندما لا يزيد الارتفاع الكلى للجدار على ٤٫٥ م . وعندما يزيد الارتفاع على هذا الحد ، تكون الجدران الساندة ذات الاكتاف الجانبية او الجدران الساندة ذات الشدادات الخلفية ، اكثر فائدة من الناحية الاقتصادية . وقد تنتج الجدران الساندة الكابولية التى على شكل T ، على هيئة بلوكات منفردة يتراوح طولها فى حدود ٢ – ٣ م (شكل ٧ – ٣٨ ، أ) . وقد وضعت تصاميم نموذجية قياسية للجدران الساندة الكابولية على شكل T مؤلفة من قطعتين : البلاطة الجدارية (بلاطة الواجهة) وبلاطة الاساس (شكل ٧ – ٣٨ ، ب) . وحددت ارتفاعات ضغط

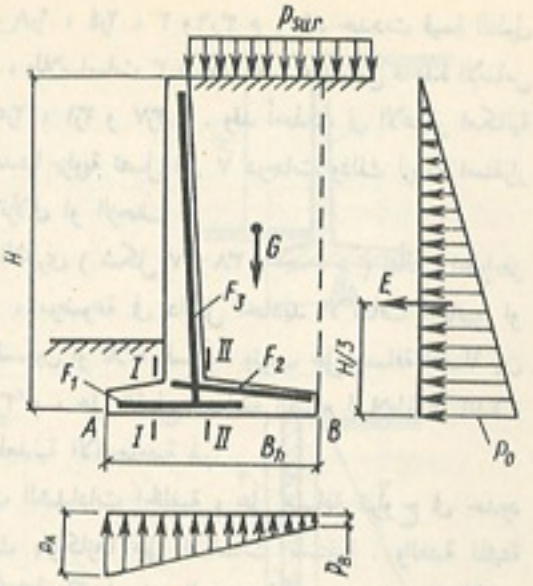
التربة المهالة H بالارقام التالية : ١٫٢ ، ١٫٨ ، ٢٫٤ ، ٣ و٣٫٦ م . وقد حددت قيمة الطول الاسمى للبلاطات الجدارية بمقدار ٣ م ، وللاساسات ٣ او ١٫٥ م ، اما عرض قاعدة الاساس B_h فقد حدد بالقيم التالية : ٢٫٢ ، ٢٫٥ ، ٣٫١ و ٣٫٧ م . وقد أخذت فى الاعتبار امكانية تركيب بلاطة الاساس بحيث تميل قاعدتها بزاوية تصل الى ٧ درجات وذلك لزيادة استقرار وثبات الجدار الساند عند تعرضه للانزلاق او الزحف .

وفى الجدران الساندة من الانواع الاخرى (شكل ٧ – ٣٨ ، جـ ، د) تتألف الحواجز من بلاطات جدارية ، سابقة الصنع ، موضوعة فى داخل اخاديد الاكتاف الجانبية او الاطر . وتتألف الاكتاف الجانبية من قسمين او ثلاثة اقسام . وترتب على مسافة فاصلة بين بعضها البعض تتراوح فى حدود ٢ – ٣ م ، على القطع السابقة الصنع للبلاطة الساندة ، التى تربط معها جيدا بلحام القطع المعدنية الاندماجية فيها .

وترتب اطر الجدران الساندة ذات الشدادات الخلفية ، على مسافة تتراوح فى حدود ٤ – ٥ م من بعضها البعض ، وذلك بارتكازها على اساسات مستقلة . والعتبة المثبتة (الشدادة) مخصصة لتثبيت الجدار الساند باكمله ضد الزحف الناجم عن الضغط الافقى للتربة . وتؤخذ المسافة a (لاحظ الشكل ٧ – ٣٨ ، جـ) مساوية لما يتراوح بين 0,3H و 0,6H من ارتفاع (علو) ضغط التربة ، اذا كانت زاوية الاستقرار الطبيعى للتربة تتراوح فى حدود ٣٠ – ٤٥ درجة .

وتوجد فى التطبيقات العملية انواع اخرى من تصاميم الجدران الساندة ومنها : الجدران المحتوية على خوابير تثبيت اسفل قاعدة البلاطة الساندة ، او المحتوية على انحدار عكسى للقاعدة ، الامر الذى يؤدى الى زيادة استقرار وثبات الجدران ضد الزحف فى الاتجاه الافقى ، الجدران المحتوية على مساحات للتفريغ ، تقع عند المستويات المتوسطة لارتفاع الجدار الساند من الجهة الخلفية ، وذلك لتقليل عرض البلاطة الساندة ، واخيرا جدران ساندة ذات اوجه مضلعة عوضا عن الاوجه الملساء وذلك لتقليل كمية الخرسانة المستهلكة وغير ذلك . وتستخدم احيانا الجدران الساندة المدعمة بالاخشاب (crib walls) ، والمؤلفة من قطع صغيرة جدا من القطع الخرسانية المسلحة العتبية السابقة الصنع ، التى تجمع على شكل اقفاص (مثل السلال أو الجونات الخشبية) ، ثم تملأ بعد ذلك بالاحجار . وهذا النوع من الجدران يعتبر اكثر اقتصادية من غيره ، من حيث مواد البناء المستهلكة ، ولكنه اغلى من حيث تكاليف التركيب .

ان ضغط التربة المؤثر على الجدران الساندة ، يعتمد طبقا لصيغ وقوانين مقاومة المواد ، على وحدة وزن التربة γ ، وعلى زاوية الاستقرار الطبيعى للتربة φ ، وعلى زاوية ميل الوجه الخلفى للجدار الساند ، وزاوية ميل المنحدر الترابى فوق مستوى الجدار الساند . وفى أبسط



شكل ٧ – ٣٩ . الرسوم التخطيطية لتصميم جدار ساند على شكل L

الحالات ، عندما يكون السطح الخلفي للجدار عموديا ، ويكون سطح التربة فوق الجدار افقيا ، يتم تحديد محصلة الضغط الافقي للتربة (القيمة الاساسية) لكل ١ م من طول الحائط (لاحظ الشكل ٧ – ٣٩) بواسطة الصيغة التالية :

$$E = 0{,}5\gamma H^2 \tan^2(45° - \varphi/2) \qquad (VII - 28)$$

ويتوزع ضغط التربة على ارتفاع الجدار الساند توزيعا خطيا ، لذلك تكون شدته فى اسفل الجدار مساوية للمقدار $2E/H_0$ ، اما المحصلة فتعتبر مؤثرة على مسافة $H/3$ من القاعدة . وفى الظروف العادية ، تتراوح كثافة التربة γ فى حدود ١٫٦ – ١٫٩ طن /م^3 ، وزاوية الاستقرار الطبيعى تتراوح فى حدود ٣٠ – ٤٥° . ويؤخذ معامل تجاوز الحمل للضغط الافقى المؤثر على الجدار ، مساويا للمقدار ١٫٢ .

ان الحمل الموزع بانتظام p_{sur} ، الواقع على السطح العلوى للتربة ، والمأخوذ مع معامل تجاوز الحمل الذى يساوى ١٫٣ ، يحول الى طبقة التربة التى ارتفاعها $h_0 = p_{sur}/\gamma$ ، ويؤخذ فى الاعتبار عند تحديد محصلة الضغط المؤثر على الجدار ، تبعا للصيغة التالية :

$$E = 0{,}5\gamma H(H + 2h_0) \tan^2(45° - \varphi/2) \qquad (VII - 29)$$

وبصورة مبدئية يؤخذ عرض بلاطة القاعدة B وذراع تطويلها (boom) بالطريقة التى تجعل الضغط الجانبى الاقصى المؤثر على التربة تحت القاعدة ، المستخرج من الصيغة

التالية :

$$\left.\begin{matrix} p_A \\ p_B \end{matrix}\right\} = \Sigma G/F \pm \Sigma M/W \qquad (VII - 30)$$

لا يزيد على المقدار $1{,}2R_0$ فى حالة مراعاة الشرط : $p_{av} = F/N \leqslant R_0$ ، وان يكون استقرار الجدار الساند مضمونا بصورة تقريبية ، ضد الانقلاب والزحف ، استنادا الى العلاقتين التاليتين :

$$M_{st}/M_{ov} \geqslant 1{,}5; \quad \Sigma Gf/E \geqslant 1{,}2 \qquad (VII - 31)$$

وفى هذه الصيغ المذكورة اعلاه نجد ان : M – العزم الناجم عن كافة القوى (التصميمية المؤثرة على الجدار) المأخوذ حول مركز ثقل القاعدة ، F و W – هما على التوالى مساحة القاعدة وعزم مقاومتها ، R_0 – الضغط الاصطلاحى المصمم ، المؤثر على التربة ، M_{ov} – عزم الانقلاب الناجم عن ضغط التربة والمأخوذ حول الحافة الامامية للقاعدة (النقطة A ، شكل ٧ – ٣٩) ، M_{st} – عزم الاستقرار ، المضمون من قبل الاحمال الرأسية (وزن الجدار والتربة فوق بلاطة القاعدة البارزة) ، المأخوذ حول نفس النقطة ، ΣG – مجموع الاحمال الرأسية ، f – معامل احتكاك الخرسانة مع التربة ، ويؤخذ مساويا لما يتراوح فى حدود ٠٫٣ – ٠٫٦ تبعا لنوع وحالة التربة .

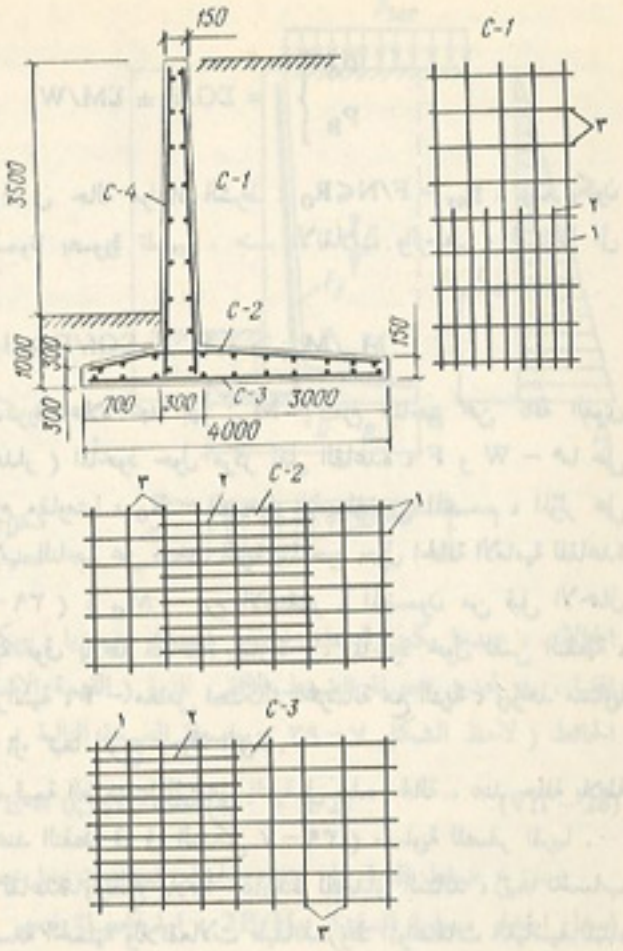
ومن الافضل ان تكون قيمة الضغط المؤثر على التربة فى هذه الحالة ، عند حافة بلاطة القاعدة الداخلية الناتئة (عند النقطة B فى الشكل ٧ – ٣٩) مساوية للصفر تقريبا .

وتقرر الابعاد النهائية لقاعدة وارتفاع بلاطة القاعدة للجدار الساند ، تبعا لحساب وتصميم القاعدة بالنسبة للسعة الحملية وللانفعالات طبقا لشروط المواصفات القياسية للبناء الخاصة بذلك .

وتحسب مقاومة الانحناء للقسمين البارزين الخارجى والداخلى لبلاطة القاعدة ، مثل حسابها فى الكوابيل المثبتة الاطراف فى المقطعين I-I و II-II على التوالى . ان الكابول الخارجى معرض لضغط التربة من الاسفل ، اما الكابول الداخلى فانه بالاضافة الى ذلك ، معرض لضغط التربة الواقعة فوقه . وتوضع الكمية المصممة من القضبان الفولاذية F_1 و F_2 ، فى اسفل واعلى بلاطة القاعدة على التوالى (لاحظ الشكل ٧ – ٣٩) .

اما بالنسبة لتأثير الضغط E ، فان الجدار الساند بالذات يصمم تبعا لذلك مثل تصميم الكابول المعرض للانحناء ، المثبت فى البلاطة الساندة القاعدية . وترتب كمية فولاذ التسليح المصممة F_3 ، من ناحية السطح الداخلى للجدار الساند .

ويبين الشكل (٧ – ٤٠) مثالا لتسليح احد الجدران الساندة الكابولية التى على شكل



شكل ٧ – ٤٠ . الرسم التخطيطى لتسليح الجدار الساند شكل L
١ – قضبان تسليح فعالة نافذة ؛
٢ – قضبان تسليح فعالة اضافية ؛
٣ – قضبان تركيبية

T . ان القضبان الفعالة تربط فى هذه الحالة على شكل شبكات بواسطة اسلاك التركيب الفولاذية . ولاجل الاقتصاد فى فولاذ التسليح ، يوضع قسم من القضبان الفعالة ، فى مناطق نشوء العزوم القصوى فقط . وتعتبر الشبكة رقم C-4 فى هذه الحالة ، بمثابة شبكة انشائية ، اى موضوعة لاعتبارات انشائية خاصة غير مصممة .

ان الالواح الهيكلية الجدارية السابقة الصنع ، الموضحة فى الرسوم التخطيطية للشكل (٧ – ٣٨ ، ب ، جـ) تصمم تبعا لمقاومة الضغط الافقى للتربة ، مثل تصميم البلاطات التى تسلك سلوك العتبات التى يمتد باعها من كتف جانبى (اطار) الى كتف آخر (اطار آخر) . اما الكتف الجانبى بالذات فيصمم مثل الكابول المثبت فى بلاطة القاعدة الساندة . ان وصلات القطع السابقة الصنع ، تصمم لمقاومة (تحمل) العزوم والقوى ، التى تنتقل عبرها .

البند الثامن

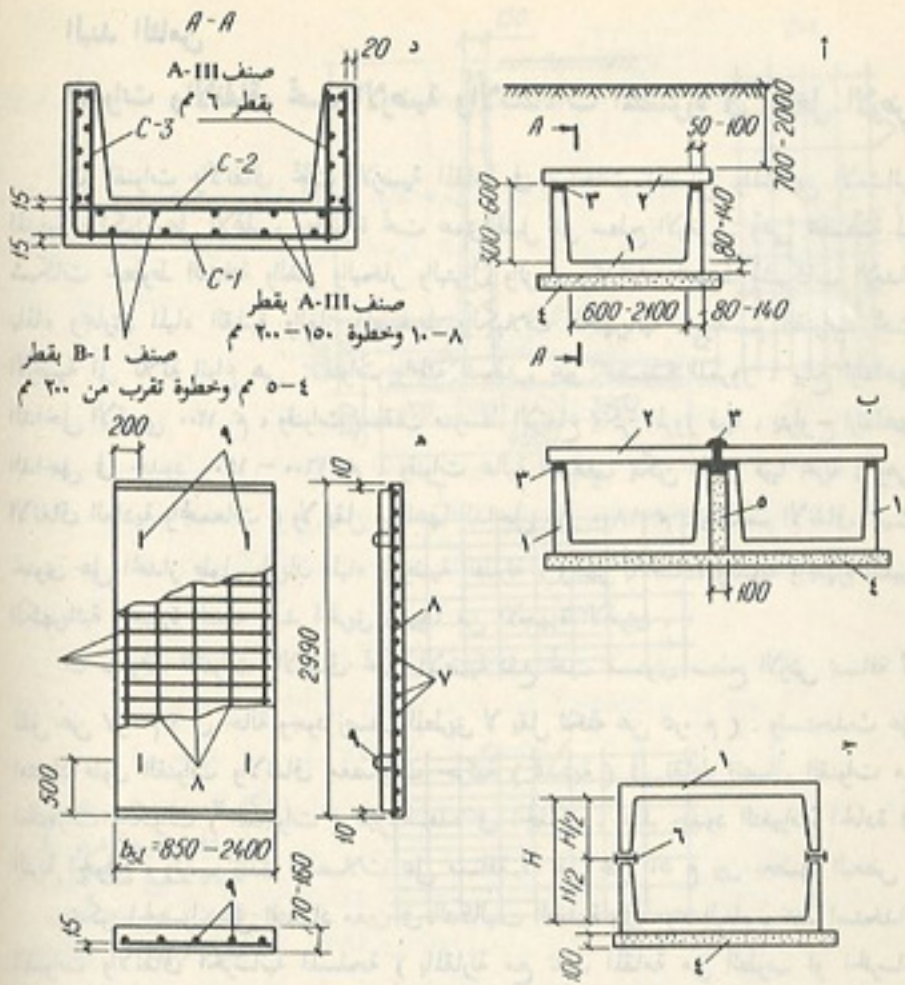
القنوات والانفاق تحت الارضية والانشاءات المطمورة فى داخل الارض

ان القنوات والانفاق تحت الارضية المقامة فى ساحات المصانع والمشاريع الانشائية المدنية ، تكون على الاغلب مطمورة تحت عمق قليل من سطح الارض . وهى مخصصة لمد شبكات خطوط التدفئة والغاز والبخار والبترول والزيت وكذلك لخطوط وشبكات الامداد بالماء ومجارى المياه القذرة والغاز المضغوط والكبلات الكهربائية . وتقسم القنوات تحت الارضية الى ثلاثة انواع هى : قنوات واطئة السقف غير مخصصة للمرور ، يبلغ ارتفاعها الداخلى الاقصى ١٢٠٠ مم ، وقنوات بسقف متوسط الارتفاع يمكن المرور فيها ، يتراوح ارتفاعها الداخلى فى حدود ١٤٠٠ – ١٦٠٠ مم ، وقنوات عالية السقف يمكن المرور فيها بحرية (وهى الانفاق العادية والمجمعات) ولا يقل ارتفاعها الداخلى عن ١٨٠٠ مم . وتصمم الانفاق بحيث تحتوى على المحدار طولى لجريان المياه العرضية الطارئة ، وتجهز بالاضاءة والتهوية واجهزة التنبيه الكهربائية واجهزة التنبيه ضد الحريق وغيرها من الاجهزة الاخرى .

ان سقوف القنوات والانفاق تحت الارضية تقع تحت مستوى سطح الارض بمسافة لا تقل عن ٧٠ر م (فى حالة وجود رصف للطريق لا يقل ثخنه عن ٥ر م) . وتستحدث على امتداد طول القنوات والانفاق مفصلات حركية (تمددية) فى نقاط اتصال القنوات مع الحجرات والكوات (الفجوات) غير النافذة فى الجدران ، عند حدود التغيرات الحادة فى التربة الجوفية ، وترتب تلك المفصلات على مسافة لا تقل عن ٥٠ م بين بعضها البعض .

ويمكن الحصول على اقتصاد معين فى التكاليف النقدية وفى مواد البناء ، عند استخدام القنوات والانفاق الخرسانية المسلحة (بالمقارنة مع تلك المقامة من الطوب او الخرسانة وحدها) كما يمكن تقليص حجم العمل وحدة الانشاء ، فى حالة استخدام القنوات والانفاق الخرسانية المسلحة السابقة الصنع .

ان التصاميم النموذجية للقنوات الواطئة السقف غير المخصصة للمرور (للانشاءات الهندسية فقط) المنتجة من قطع خرسانية مسلحة وبلاطات سابقة الصنع على هيئة ميازيب لـــا ، مبينة فى الشكل (٧ – ٤١) وتستخدم على نطاق واسع فى الاتحاد السوفييتى . ولاختصار عدد انواع وحجوم القطع شكل لـــا المستخدمة فى بناء القنوات تبعا للشكل (٧ – ٤١ ، أ ، ب) تستخدم الارتفاعات التالية ٣٠٠ ، ٤٥٠ ، ٦٠٠ مم والعروض التالية : ٦٠٠ ، ٩٠٠ ، ١٢٠٠ ، ١٥٠٠ ، ٢١٠٠ مم . وقد حدد الطول الاسمى لتلك القطع على شكل لـــا السابقة الصنع بمقدار ٣٠٠٠ مم (اما الطول الانشائى فيستخرج بطرح طول الخلوص او الفاصل ، اى انه يساوى ٢٩٧٠ مم) .



شكل ٧-٤١ . القنوات الواطئة السقف المؤلفة من قطع حوضية على شكل
أ- قناة من قطعة حوضية واحدة ؛ ب- قناة من قطعتين حوضيتين؛ جـ- قناة من قطاع مؤلف من قطعتين حوضيتين ؛ د- تسليح القطعة الحوضية السابقة الصنع ؛ هـ- تسليح البلاطة السابقة الصنع ؛ ١- قطعة حوضية ؛ ٢- بلاطة سقفية ؛ ٣- ملاط اسمنتي ؛ ٤- طبقة رملية ممهدة ؛ ٥- خلوص بين القطع الحوضية مملوءة بالرمل ؛ ٦- حشية فولاذية ؛ ٧- قضبان تسليح فعالة ؛ ٨- قضبان تركيبية ؛ ٩- عرى لرفع البلاطات اثناء عملية التركيب

ويبين الشكل (٧-٤٢) التصاميم النموذجية المستخدمة فى الاتحاد السوفييتى ، للقنوات الواطئة السقف غير المخصصة للمرور ، المنتجة من البلاطات المستوية . وارتفاعات هذه القنوات هى ٦٠٠ ، ١٢٠٠ مم ، اما عروضها فهى ٩٠٠ ، ١٢٠٠ ، ١٥٠٠ ، ٢١٠٠ مم . ويؤخذ الطول الاسمى للبلاطات الجدارية والسقفية وكذلك لبلاطات القيعان فى القنوات المؤلفة من قطاع شكل ـــ واحد فقط ، مساويا ٣٠٠٠ مم ، اما طول بلاطات القيعان فى القنوات

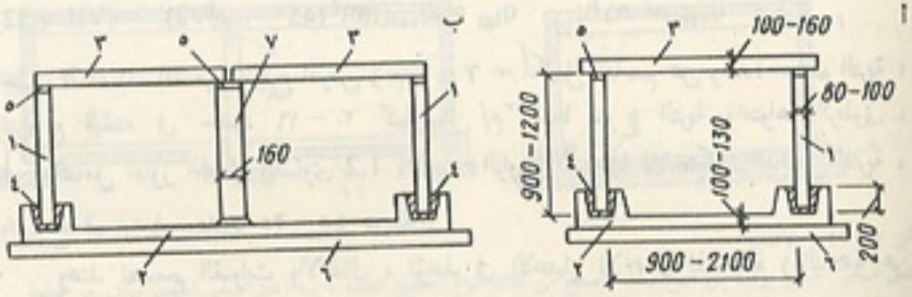
المؤلفة من قطاعين شكل ـــ ، فيقل عن السابق بمترين وتثبت البلاطات الجدارية تثبتا جاسئا فى شقوب القيعان الخرسانية المسلحة .

ان التصاميم النموذجية للقنوات ذات السقف المتوسط الارتفاع ، التى يمكن المرور فيها ، مصممة على امتداد المخططات المبينة فى الشكل (٧-٤٢ ، أ ، ب). وتستخدم فى التطبيقات العملية تصاميم اخرى مختلفة للقنوات (شكل ٧-٤٣) ، تستخدم فى انشائها البلاطات السقفية المضلعة ، والبلوكات الجدارية المحتوية على بلاطات ذاتية ساندة ، والبلوكات التى على شكل Γ (شكل ٧-٤٣ ، د) . وهنا يتم وصل بلاطات القيعان مع البلاطات الساندة للبلوكات الجدارية باستخدام الوصلات البرجية (castellated joints) (المعرفة فى الاتحاد السوفييتى بوصلات بوبيدرى) ، التى توضع فى داخلها قضبان التسليح المستعرضة (شكل ٧-٤٣ ، أ) . وفى القنوات المؤلفة من قطاعين شكل ـــ ، توضع على امتداد المحور الطولى الواح هيكلية متوسطة ذات فتحات او قوائم .

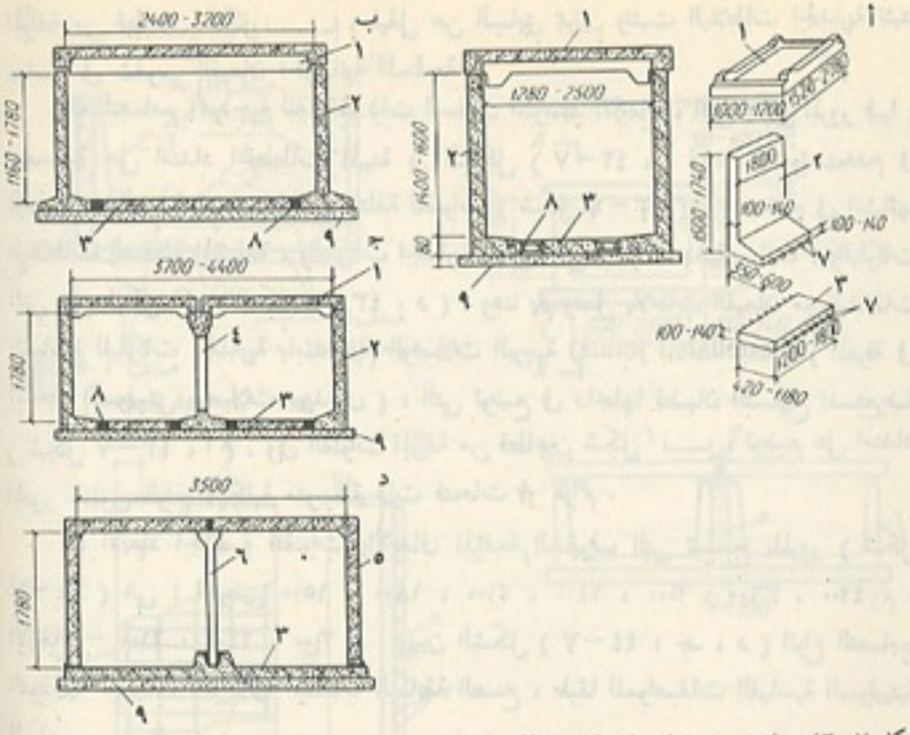
ان الابعاد الخالصة للقنوات والانفاق المرتفعة السقوف التى تسمح بالمرور (شكل ٧-٤٤) هى : العرض ١٥٠٠ ، ١٨٠٠ ، ٢١٠٠ ، ٢٤٠٠ ، ٣٠٠٠ ، ٣٦٠٠ ، ٤٢٠٠ مم ، الارتفاع - ٢١٠٠ ، ٢٤٠٠ ، ٣٠٠٠ مم . ويبين الشكل (٧-٤٤ ، جـ ، د) انواع التصاميم النموذجية للانفاق الخرسانية المسلحة السابقة الصنع ، طبقا للمواصفات القياسية السوفييتية للبناء .

وتنتج القطع الانشائية السابقة الصنع للقنوات والانفاق ، من الخرسانة ماركة ٣٠٠ ، وتسلح بشبكات من الفولاذ من الصنف A-III وبالاسلاك الفولاذية العادية من الصنف B-I .

ويتم انشاء القنوات والانفاق المطمورة على عمق قليل ، فى داخل خنادق مكشوفة . وفى هذه الحالة يتم تحديد الحمل المصمم الناجم عن التربة والمؤثر على السقف والجدران - الحمل



شكل ٧-٤٢ . القنوات الواطئة السقف المؤلفة من بلاطات مستوية
أ- قناة من قطاع واحد؛ ب- قناة من قطاعين ؛ ١- بلاطة جدارية؛ ٢- بلاطة القاع ؛ ٣- بلاطة سقفية ؛ ٤- تغطية الشقوب بالخرسانة ؛ ٥- ملاط اسمنتى ؛ ٦- طبقة رملية ممهدة ؛ ٧- بلاطة جدارية متوسطة



شكل ٧ – ٤٣ . القنوات ذات السقوف المتوسطة الإرتفاع

أ – قناة مؤلفة من مرفق واحد بعرض يصل الى ٢٫٥ م ؛ ب – قناة مؤلفة من مرفق واحد بعرض بتراوح بين ٢٫٤ – ٣٫٢ م ؛ جـ ، د – قناة مؤلفة من مرفقين ؛ ١ – البلاطات السقفية ؛ ٢ – الالواح الجدارية ؛ ٣ – بلاطات القاع ؛ ٤ – بلوك جدارى متوسط ؛ ٥ – بلوك على شكل Γ ، ٦ – ضلع قائم متوسط ؛ ٧ – اقسام بارزة فولاذية على شكل عرى للتعليق ؛ ٨ – الاقسام المصبوبة من القاع ؛ ٩ – قاعدة رملية – حجرية

الرأسى q_{vert} والحمل الافقى الجانبى q_{lat} (شكل ٧ – ٤٥) بواسطة الصيغتين التاليتين :

$$q_{vert} = n\gamma h; \qquad q_{lat} = q_{vert}\tan^2(45° - \varphi^b/2) \qquad (VII - 32)$$

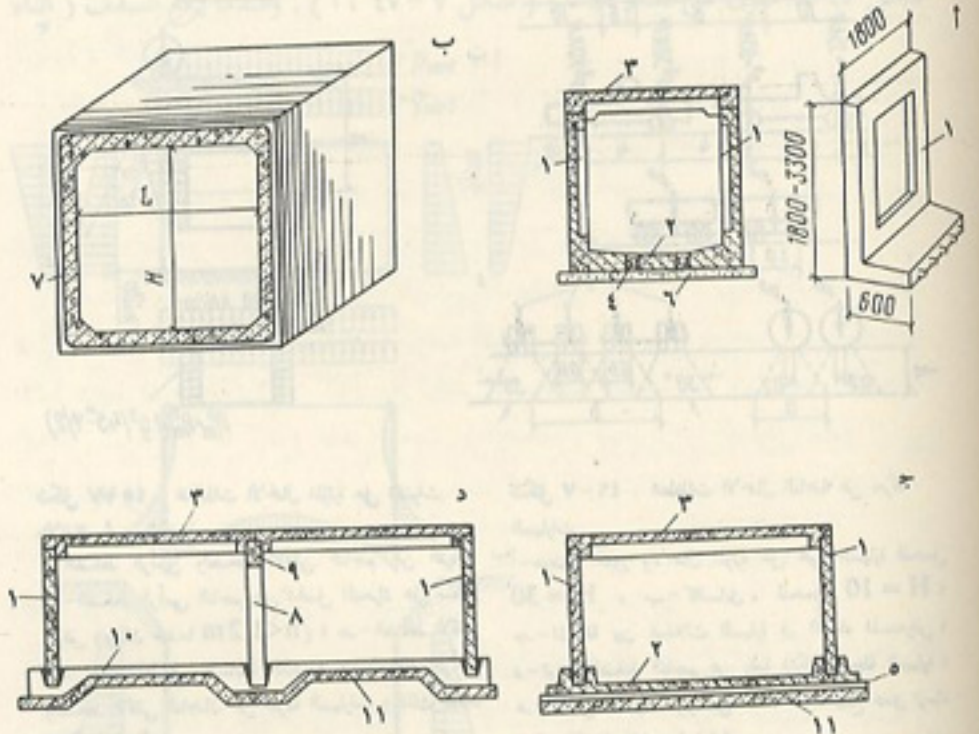
حيث h – المسافة من سطح الارض (م) ، γ – الحمل الناجم عن وحدة حجم التربة ، وتتراوح قيمته فى حدود ١٦ – ٢٠ كيلونيوتن /م^3 تبعا لنوع التربة ومحتواها الرطوبى ، n – معامل تجاوز الحمل ويساوى 1,2 ، φ^b – الزاوية الاساسية للاحتكاك الداخلى للتربة ، وتتراوح قيمتها فى حدود ٢٥ – ٤٥ درجة .

وعند تصميم القنوات والانفاق ، تؤخذ فى الاعتبار الاحمال المتحركة (الناجمة عن العجلات) المؤثرة على سطح الارض . ولاجل شبكات المواصلات الهندسية الرئيسية ، يؤخذ حمل العجلات التالى H = 30 (اى ما يعادل حارتين من السيارات الثلاثية المحاور ، بحمل اقصى مؤثر على المحور قدره $P^b = 120kN$ (شكل ٧ – ٤٦ ، أ) ، وللشبكات الهندسية

للمواصلات غير الرئيسية H = 10 (حارة واحدة من السيارات الثنائية المحور ، بحمل اقصى مؤثر على المحور قدره $P^b = 95kN$ (شكل ٧ – ٤٦ ، ب) . وفى هذه الحالة يؤخذ فى الاعتبار معامل تجاوز الحمل وقدره ١٫٤ . وبالتالى ستكون قيمة الحمل المصمم للعجلة $P = 1,4P^b$.

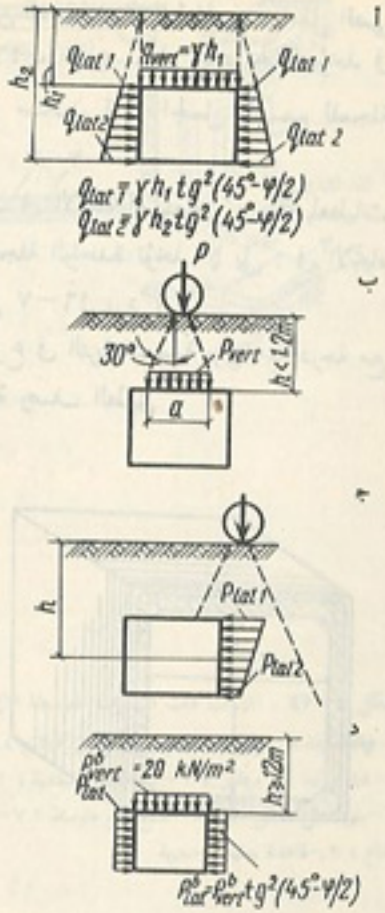
وتؤخذ المسافة الفاصلة بين عجلات السيارات فى الاتجاه المستعرض ، وفقا لمعطيات الشكل (٧ – ٤٦ ، جـ) . وابعاد رقعة ارتكاز العجلة الواحدة تؤخذ كما يلى : فى الاتجاه الطولى ٠٫٢ م ، وفى الاتجاه العرضى ٠٫٦ م (شكل ٧ – ٤٦ ، د) .

ان الحمل المركز الواقع على سطح الارض ، يتوزع فى التربة السفلية بزاوية ٣٠ درجة مع الخط الرأسى ، وبزاوية ٤٥ درجة ضمن حدود طبقة رصف الطريق .



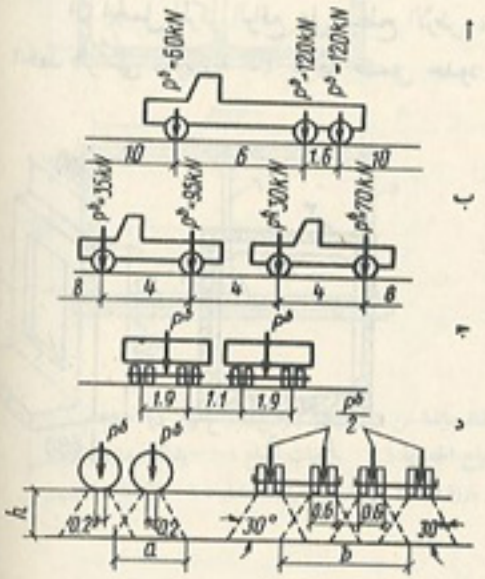
شكل ٧ – ٤٤ . الانفاق

أ – نفق صغير الحجم مؤلف من قطع سابقة الصنع من ثلاثة انواع وحجوم مختلفة ؛ ب – نفق صغير الحجم مؤلف من قطعة سابقة الصنع من نوع وحجم واحد (الاطر المقفلة) ؛ جـ – نفق كبير الحجم ، مؤلف من قطاع واحد فقط ؛ د – نفق كبير الحجم مؤلف من قطاعين ؛ ١ – الالواح الجدارية ؛ ٢ – بلاطة القاع ؛ ٣ – اللوح الهيكل السقفى ؛ ٤ – القسم المصبوب من القاع ؛ ٥ – طبقة التعادل ؛ ٦ – طبقة خرسانية ممهدة ؛ ٧ – بلوك سابق الصنع على هيئة اطار مقفل ؛ ٨ – عمود ؛ ٩ – عتبة ؛ ١٠ – قاع مصبوب فى الموقع ؛ ١١ – طبقة خرسانية ممهدة



شكل ٧-٤٥ . مخططات الاحمال المؤثرة على القنوات والانفاق تحت الارضية

أ- الضغط الرأسى والضغط الافقى الناجم عن التربة ؛ ب- الضغط الرأسى الناجم عن الحمل المتحرك على سطح الارض (وذلك عندما $h<1,2m$) ؛ جـ- الضغط الافقى عند نفس الظروف السابقة الذكر ؛ د- الضغط الرأسى والضغط الافقى الناجمان عن حركة السيارات (وذلك عندما $h \geqslant 1,2m$)



شكل ٧-٤٦ . مخططات الاحمال الناجمة عن حركة السيارات

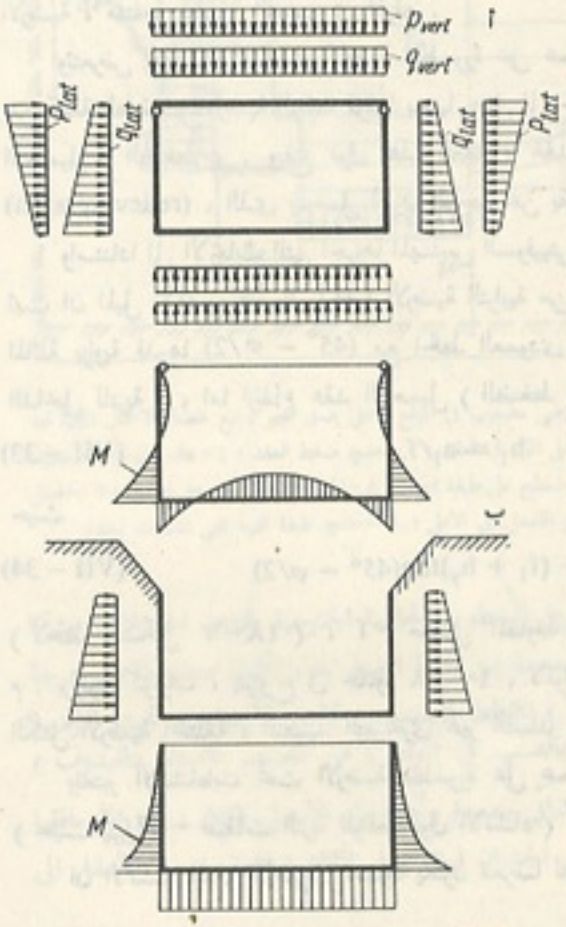
أ- موضع المحاور والاحمال المؤثرة على محور السيارة للحمل $H=30$ ، ب- كالسابق ، للحمل $H=10$ ؛ جـ- المسافة بين عجلات السيارة فى الاتجاه المستعرض ؛ د- توزيع الضغط الناجم عن رقعة ارتكاز عجلة السيارة ؛ هـ- الحمل المتحرك المؤثر على القناة عندما يبلغ عمق ارساء سطح الانشاء ١٫٢ م فما فوق

ويحدد الضغط الرأسى على عمق $h<1,2m$ من سطح الارض ، بواسطة الصيغة التالية : $p_{ver}=P/ab$ ، حيث a و b هما ضلعا مساحة توزيع الضغط على عمق h من سطح الارض (شكل ٧-٤٥ ، ب) و (شكل ٧-٤٦ ، د). وعندما يكون العمق $h \geqslant 1,2m$ (شكل ٧-٤٥ ، د) تؤخذ قيمة الحمل الرأسى المصمم (مع معامل تجاوز الحمل الذى

قدره ١٫٤) مساوية لما يلى : $p_{ver}=28\,kN/m^2$. ان الضغط الافقى للتربة ، الناجم عن الحمل المؤثر على سطح التربة ، يحدد فى كلتا الحالتين باستخدام الصيغة الثانية (VII-32) مع الرسوم البيانية الموضحة فى الشكل (٧-٤٥ ، جـ ، د) .

وفى الانشاءات الواقعة تحت سطح الارض ، نجد ان كل الحمل الرأسى الناجم عن وزن السقف والجدران ، يتعادل مع قوة رد فعل التربة (soil reaction) الذى يعتبر موزعا بصورة منتظمة على قاعدة القاع .

ويتم تصميم البلاطات السقفية للقنوات والانفاق ، بنفس طريقة تصميم العتبة الوحيدة الباع ذات المساند المفصلية . وتصمم الجدران المتصلة اتصالا جاسئا مع القاع ، فى القنوات والانفاق ذات القطاع الواحد ، طبقا للمخططات الموضحة فى الاشكال (٧-٤١ ، أ ؛ ٧-٤٢ ، أ ؛ ٧-٤٣ ، أ ؛ ٧-٤٤ ، أ ، جـ) مثل تصميم الاطار المستعرض الذى على شكل Π ، المحتوى على قطعة مباعدة (شكل ٧-٤٧ ، أ) . وعندما يرفع السقف (اثناء



شكل ٧-٤٧ . الرسوم التخطيطية لتصميم القناة والانفاق

أ- نفق على شكل حرف Π يحتوى على قطعة مباعدة ؛ ب- قناة على شكل حرف Π بدون قطعة مباعدة

الانشاء والترميم) يصمم الاطار بدون القطعة المباعدة العليا (شكل ٧ – ٤٧ ، ب) . اما بقية انواع القنوات والانفاق ، فانها تصمم بنفس الطريقة السابقة الذكر ، مع الاخذ فى الاعتبار خصائص كل انشاء مصمم على انفراد .

وفى حالات معينة ، تقام فى مواقع المشاريع الصناعية والمدنية ، انشاءات هندسية مطمورة على عمق كبير فى التربة ، توضع بدون حفر التربة الواقعة فى اعلاها على سطح الارض (الصخور) . وفى الانشاءات الهندسية تحت الارضية ، ذات الحجوم الصغيرة ، يمكن ان تكون اشكال المقاطع العرضية لها ، اما مستطيلة او مدورة او بيضوية او ما سابه ذلك ، أما البطانة فتكون فى هذه الحالة مؤلفة من القطع الخرسانية المسلحة البسيطة التركيب . وفى حالة الابواع الطويلة (١٠ أمتار واكثر) يمكن ان تصمم الانشاءات تحت الارضية على هيئة عقود تحتوى على جدران رأسية غير مرتفعة وقاع (مجرى) مسطح او على شكل عقد معكوس (شكل ٧ – ٤٨) . وعادة تكون مثل هذه الانشاءات تحت الارضية ، منتجة بطريقة الصب فى الموقع .

وتتعرض الانشاءات تحت الارضية المطمورة على عمق كبير ، الى الحمل الناجم ليس عن كتلة الطبقات الارضية الواقعة فوقها برمتها ، بل الى جزء منها فقط – ضمن حدود عقد التحميل (الضغط) . ويقع فوق هذا العقد ، عقد آخر هو عقد تصريف الحمل (relieving arch) ، الذى يتحمل الوزن الناجم عن بقية طبقات التربة .

واستنادا الى الابحاث التى اجراها المهندس السوفييتى الاستاذ م . بروتودياكونوف ، فقد ثبت ان الميل الاقصى لانهيال الحفرة الارضية الترابية من الجوانب ، ينحصر بين المستويات المائلة بزاوية قدرها $(45^\circ - \varphi/2)$ مع الخط العمودى (حيث φ هى زاوية الاحتكاك الداخلى للتربة) ، اما ارتفاع عقد التحميل (الضغط) فيحدد من الصيغة التالية :

$$h_1 = a_1/f_{st} \qquad (VII - 33)$$

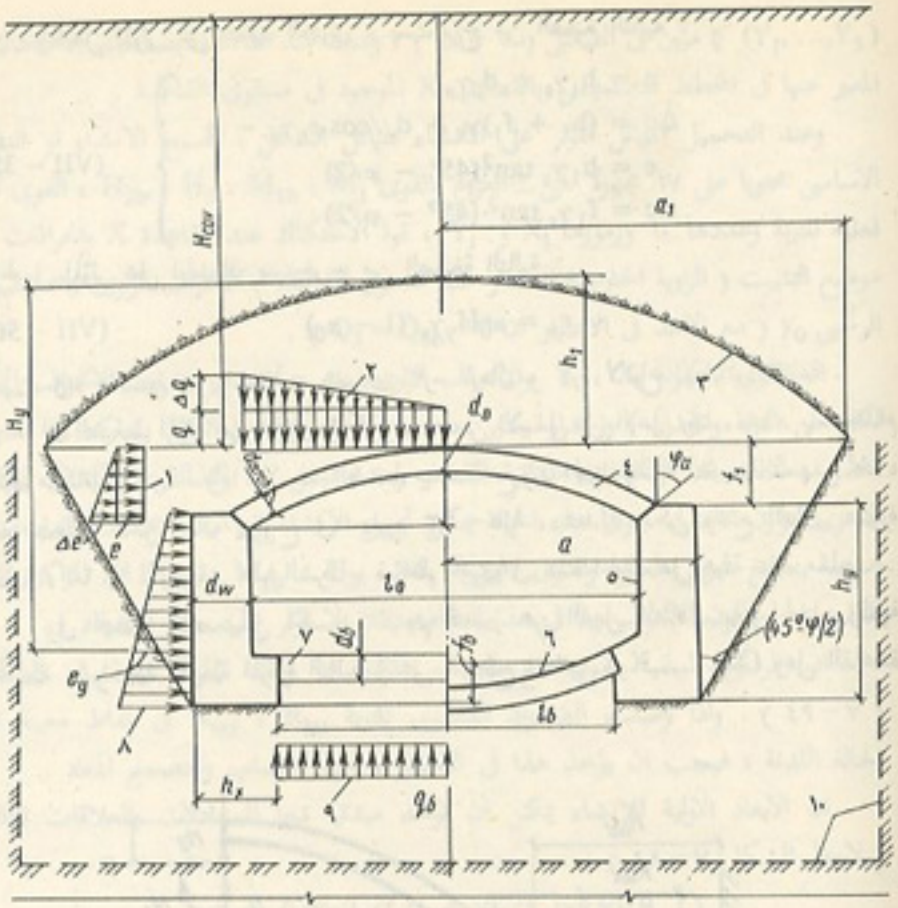
حيث

$$a_1 = a + (f_1 + h_\varphi)\tan(45^\circ - \varphi/2) \qquad (VII - 34)$$

(لاحظ الشكل ٧ – ٤٨) ، f – معامل المقاومة ، وهو حسب معطيات الاستاذ م . بروتودياكونوف ، يتراوح فى حدود ٠٫٨ – ٤ ، لانواع التربة الرخوة (الطينية ، الرملية ، الكتل الارضية المختلفة ، التضيد الصخرى غير الصلد ، الاحجار الرملية وغير ذلك) .

وتعتبر الانشاءات تحت الارضية مطمورة على عمق كبير عندما يكون $H_{cov} \geqslant 5a_1$ (حيث H_{cov} – طبقات التربة الواقعة فوق الانشاء) .

ان الانشاء تحت الارضى ، عندما يكون معرضا لضغط الصخور الرأسى ، يقوم بنقل



شكل ٧ – ٤٨ . المخطط الانشائى لانشاء تحت ارضى مصبوب فى الموقع ، على عمق كبير ، مع مخطط الاحمال المؤثرة فيه ١ – الحمل الافقى المؤثر فى العقد ؛ ٢ – الحمل الرأسى المؤثر فى العقد ؛ ٣ – حدود ضغط العقد ؛ ٤ – عقد مرن ؛ ٥ – جدران جاسئة ؛ ٦ – العقد المعكوس للمجرى ؛ ٧ – مجرى مسطح على طبقة ممهدة ؛ ٨ – الحمل الافقى المؤثر على الجدار ؛ ٩ – الحمل المؤثر فى المجرى من الاسفل ، نتيجة لدفع التربة من الاسفل الى الاعلى ؛ ١٠ – حدود طبقة التربة التى تشوهت بشدة

هذا الضغط الى التربة التحتية عن طريق السطوح الجانبية الخارجية وقواعد الجدران ، مشركا معه فى ذلك العمل المشترك ، طبقة معينة من التربة المحيط به ، تكون منضغطة الى درجة اكبر منه . ويبين الشكل (٧ – ٤٨) المخطط التصميمى لاحد الانشاءات تحت الارضية المطمورة على عمق كبير ، المنتجة بالصب فى الموقع (من تصميم الاستاذ دافيدوف) والمعرضة لضغوط تؤثر على العقد الانشائى بصورة رأسية الى الاسفل $(q ; \Delta q)$ وتؤثر افقيا او جانبيا $(e ; \Delta e)$ وكذلك تؤثر على الجدران (e_φ) وعلى القاع (المجرى) من الاسفل الى الاعلى رأسيا (q_b) .

والحمل المؤثر على العقد العلوى ، يستخرج من الصيغ التالية :

$$\left.\begin{aligned} q &= h_1\gamma_s + d_0\gamma_a \\ \Delta q &= (h_1 + f_1)\gamma_s + d_n/\cos\varphi_n\gamma_a - q \\ e &= h_1\gamma_s \tan^2(45° - \varphi/2) \\ \Delta e &= f_1\gamma_s \tan^2(45° - \varphi/2) \end{aligned}\right\} \quad (VII - 35)$$

والحمل المؤثر على الجدران يستخرج من الصيغة التالية :

$$e_y = \mu_0 H_y \gamma_s/(1 - \mu_0) \quad (VII - 36)$$

حيث μ_0 – نسبة « بواسون » وتساوى ٠٫٣ للرمال و ٠٫٤ لانواع الاطيان المختلفة .

ان الضغط المؤثر على المجرى شكل ـــ من الاسفل الى الاعلى q_0 ، يحدد باستخدام طرق ميكانيكا التربة . واذا كان هذا الضغط متعادلا مع وزن المجرى والتربة الطبيعية الممهدة تحته ، مع ادخال عامل امان يتراوح فى حدود ١٫٣ – ١٫٥ ، عندئذ يمكن وضع المجرى بصورة افقية ، اما اذا لم يتحقق هذا الشرط ، فيؤخذ المجرى فى هذه الحالة على هيئة عقد مقلوب .

وفى النظام التصميمى الحسابى ، يتم التعبير عن الفعل المتبادل بين الجدار والتربة المحيطة ، بواسطة الاربطة المركزة التالية : على السطح الجانبى (X_1, ..., X_5) وعلى القاعدة (Y_1, ..., Y_5) كما مبين فى الشكل (٧ – ٤٩) . وتنشأ عند القاعدة ايضا قوى الاحتكاك ، المعبر عنها فى المخطط التصميمى بالقصيب X الموجود فى مستوى القاعدة .

وعند التحميل المتماثل المؤثر على الانشاء المتماثل الشكل ، يصبح الانشاء او النظام الاساسى محتويا على ١٧ مجهولا هى : العزوم والقوى M_1 ، M_{1b} ، H_2 ، H_{2b} ، القوى الرد فعلية للتربة وعددها ١٠ ورموزها X_i و Y_i ، قوة الاحتكاك عند القاعدة X والانحرافات فى موضع التثبيت (الزاوية الخارجية للجدار عند مستوى القاعدة) الانحراف الزاوى φ_0 والهبوط الرأسى y_0 (مع الاخذ فى الاعتبار ان $Q_3 = Q_{3b} = 0$) .

ان القوى المجهولة X_i ، Y_i والانحراف الزاوى φ_0 ، تحدد من شروط الانحراف الآتى لكل من التربة والجدار (والجدار يعتبر جزءا من اجزاء الانشاء الكلى يشاركه فى مقاومة الحمل ، لذلك فان الانحرافات الذاتية للجدار وحدة تهمل) ، وكذلك من الشرط الثلاثة الاخرى لتوازن الانشاء . وفى هذه الحالة يمكن تحويل الانشاء الى انشاء محدد استاتيا مقدما (وهنا ينصح تحويل العزوم والقوى المجهولة M_1 ، H_2 ، M_{1b} و H_{2b} الى المراكز المرنة للعقود) . ويكون الانحراف y_0 فى هذا النظام متماثلا ولا تؤثر عليه حالة الاجهاد .

ان الرسوم البيانية لقوة دفع التربة ، المؤثرة فى الحالة المرنة مبينة فى الشكل (٧ – ٤٩) . واذا وصلت الضغوط القصوى للتربة R_{lat} ، R_{ver} فى نقاط معينة الى الحالة اللدنة ، فيجب ان يؤخذ هذا فى الاعتبار ، عند الحساب والتصميم المعاد .

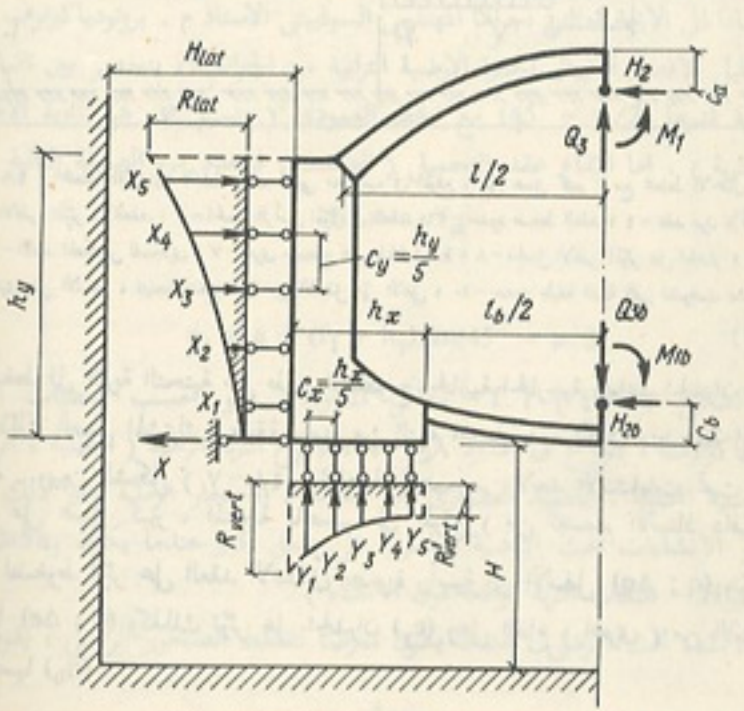
ان الابعاد الاولية للانشاء يمكن ان تؤخذ مبدئيا تبعا للمعادلات والعلاقات التالية (لاحظ الشكل ٧ – ٤٨) :

$$\left.\begin{aligned} d_0 &= 0{,}06\sqrt{l_0/f_0}(1 + \sqrt{l_0/f_{st}})\sqrt{150/R} \\ d_B &= 0{,}5d_0 \text{ to } 0{,}8d_0 \\ d_a &= 1{,}25d_0 \text{ to } 1{,}5d_0 \\ d_w &= d_a \text{ to } 2d_a \\ h_x &= d_w \text{ to } 1{,}5d_w \\ f_b &= l_b/10 \text{ to } l_b/5 \end{aligned}\right\} \quad (VII - 37)$$

حيث R – الماركة المصممة لخرسانة الانشاء ، f_0 – ارتفاع العقد المرن ، وهنا نجد ان القيم الصغيرة للارتفاع تناظر الانواع الصلبة من التربة ، اما القيم الكبيرة فتناظر الانواع الاكثر رخاوة للتربة .

ان شكل محور الطبقة العليا للعقد يؤخذ طبقا للقطع المكافىء التربيعى . وعند الضرورة يتم ضبطه طبقا لمنحنى الضغط .

وبعد استخراج وتحديد القيم المجهولة ، تحسب ابعاد المقطع العرضى وفولاذ تسليح الانشاء تحت الارضى (العقد ، الجدار ، المجرى) وذلك طبقا لقواعد التصميم العامة .



شكل ٧ – ٤٩ . المخطط التصميمى لانشاء تحت ارضى مصبوب فى الموقع على عمق كبير

الفصل الثامن

الانشاءات الخرسانية المسلحة المقامة والمستخدمة فى ظروف خاصة

البند الاول

تصاميم المبانى المقامة فى المناطق الزلزالية

١ – خواص التصاميم

ان المناطق الزلزالية هى تلك المناطق الجغرافية المعرضة لتأثير الهزات او الزلازل الارضية . والزلازل بدورها تنجم عن الظواهر البركانية ، والانحلال الاشعاعى (radioactive gecay) وتمزق الطبقات الجوفية للارض ، المصحوب بازاحات معينة فى القشرة الارضية . وبالنسبة للغالبية العظمى من المبانى والعمارات الواقعة فى المناطق الزلزالية ، تعتبر الازاحات الافقية لطبقات الارض العليا (السطحية) من اكثر الامور خطرا عليها . وعندما يكون مركز الزلزال السطحى (epicentre) واقعا بالقرب من المشاريع الانشائية ، تصبح المؤثرات الزلزالية الرأسية خطرة كذلك .

ان المبانى والانشاءات الصامدة للزلازل ، التى تقام فى المناطق الزلزالية ، يجب ان تصمم تبعا للمواصفات القياسية الخاصة للبناء فى تلك المناطق .

وتقدر قوة الزلزال بالدرجات على مقياس مدرج خاص ، يحتوى على قسم آلى وقسم تسجيلى . وعند حدوث زلزال لا تزيد قوته على ٦ درجات ، لا تحتاج التصاميم الانشائية الى تعزيزات خاصة ، على الرغم من ضرورة تحسين نوعية الاعمال الانشائية . وعندما تتراوح قوة الزلزال بين ٧ و ٩ درجات ، يجب ان تصمم الانشاءات بصورة خاصة متناسبة مع هذه الحالة . والهزات الارضية التى تبلغ قوتها ١٠ درجات ، تسبب ظهور قوى زلزالية عنيفة جدا ، تحتاج الى مصاريف نقدية وعينية كبيرة اضافية لدرء خطرها ، وهذه المصاريف لا يمكن التسليم بها من الناحية الاقتصادية . وفى المناطق المعرضة لزلازل محتملة تبلغ قوتها ١٠ درجات ، لا تخطط عادة أية مشاريع انشائية .

وهناك خارطة خاصة بتحديد المناطق الزلزالية وتقسيمها حسب قوة الزلازل الناشئة فيها ، وهذه الخارطة مدرجة ضمن المواصفات القياسية للبناء فى الاتحاد السوفييتى . ان زلزالية المنطقة المعينة على هذه الخريطة ، تثبت تبعا للاقسام ذات الظروف الارضية الوسطية ،

المتميزة بالتربة الطينية الرملية وبالمستوى المنخفض للمياه الجوفية . ان التقسيم الاضافى الى مناطق زلزالية صغرى ، يأخذ فى الاعتبار التركيب الجيولوجى الفعلى للتربة ، ويضبط مدى زلزالية موقع المشاريع الانشائية المقررة . وفى حالة توفر ظروف التربة المواتية ، مثل الارض الصخرية القاسية او الارض الوطيدة الى درجة كبيرة ، تخفض درجة زلزالية موقع الانشاء بمقدار درجة واحدة فقط . ولكن عند وجود ظروف التربة غير المواتية ، مثل الارض الطينية او الارض الطينية الرملية فى الحالة اللدنة ، الرمال او الطفال الرملى مع المستوى المرتفع للمياه الجوفية ، ترفع درجة الزلزالية درجة واحدة ، زيادة عن الحد المقرر .

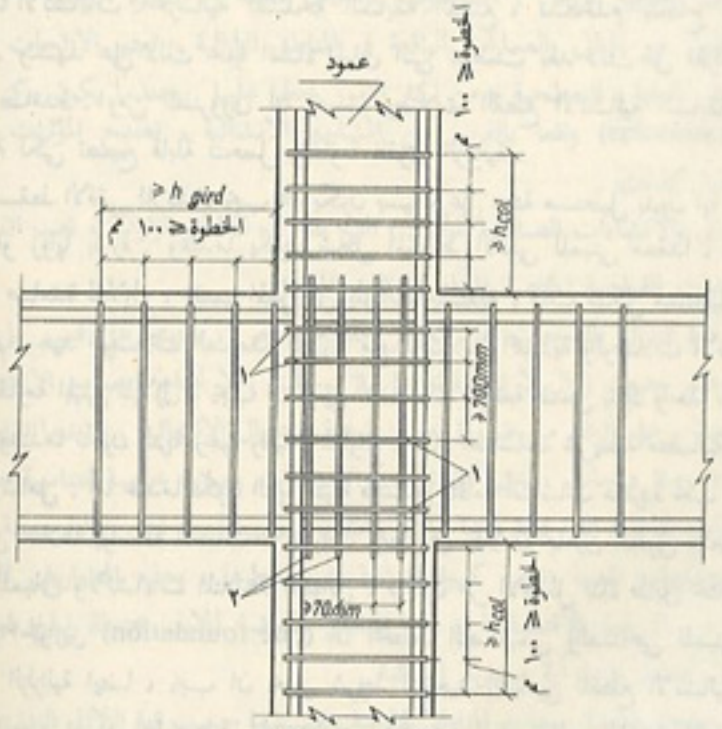
ان الترتيب التناسبى العام لأقسام الانشاء الصامد للزلازل ، يتمثل فى ترتيب مواقع القطع الانشائية الرأسية الحاملة (وهى الاطر ، والقواطع التشابكية ، وغيرها من القطع الاخرى) بالطريقة التى تضمن شروط تماثل وانتظام توزيع الكتل والجسوءات . وهنا يجب أن نأخذ فى الاعتبار ان الاجراءات والتدابير التصميمية الانشائية ، المؤدية الى رفع درجة الجسوءة الحيزية للمبنى بصورة عامة ، تؤدى بدورها الى رفع درجة صموده للزلازل . ولهذا الغرض يجب استخدام القواطع التشابكية المستعرضة والطولية ، والارضيات التشابكية (الرابطة) ايضا .

ان الانشاءات الخرسانية المسلحة السابقة الصنع ، تستخدم بنجاح فى المناطق الزلزالية . وتشهد على ذلك خبرة انشاء المبانى التى تعرضت بعد ذلك الى الهزات الارضية وبقيت صامدة . ومن الضرورى ان تصب وصلات القطع الانشائية السابقة الصنع ، بالخرسانة لكى تصبح قابلة لتحمل ومقاومة القوى الزلزالية .

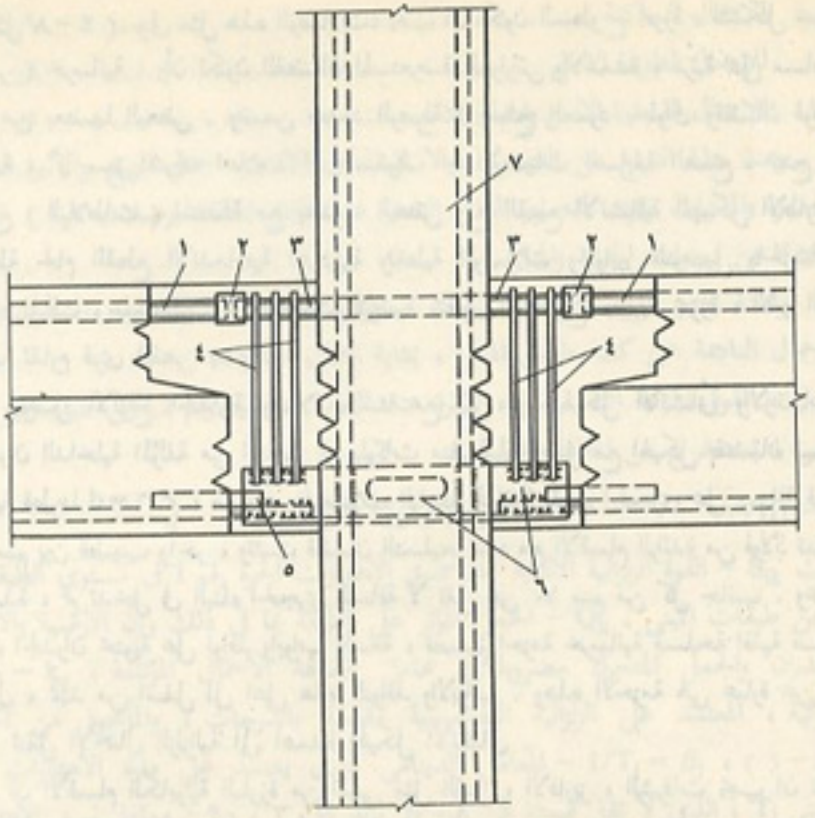
والمسقط الافقى للانشاء يجب ان يكون بسيطا على هيئة مستطيل بدون اية قطع زائدة ملحقة او زوايا بارزة . وعندما يكون شكل المسقط الافقى للمبنى معقدا ، تستحدث وصلات صامدة للزلازل ، تقسم المبنى الى بلوكات مستقلة ، ذات شكل مستطيل بسيط . وعادة يتم توحيد الوصلات الصامدة للزلازل مع الوصلات التمددية والوصلات الانكماشية . ولزيادة مقاومة المبنى للزلازل ، يجب ان ترسى الاساسات الواقعة ضمن بلوك واحد ، على عمق واحد . وعندما تكون التربة رخوة وقليلة المقاومة ، تقام اساسات شريطية متصالبة او اساس شريطى شامل . أما عندما تكون التربة متينة فيسمح باقامة أساسات منفردة تحت الاعمدة ، ترتبط من اعلاها بواسطة العتبات – عتبات رابطة فى كلا الاتجاهين الطولى والعرضى . أما بالنسبة للمبانى والانشاءات المتعددة الطوابق ، فيكون من الافضل بناء طابق تحتانى واساس قائم على الخوازيق (pile foundation) ان المخطط التصميمى والصناعى للمبنى بالنسبة للمناطق الزلزالية ايضا ، يجب ان يحقق شروط التوحيد القياسى للقطع الانشائية وابعادها وكذلك توحيد تصاميمها ، طرق انتاجها وعمليات تركيبها فى حالتى الانشاء المقام من قطع سابقة الصنع او من قطع مصبوبة فى الموقع .

ان المخطط التصميمى المثالى للمبنى الهيكلى المتعدد الطوابق الصامد للزلازل ، المتميز بافضل الخواص الهندسية والاقتصادية ، يمكن ان ينجز تركيبيا ليتحمل التأثيرات الزلزالية ، طبقا للانشاء الاطارى التشابكى ، ذى القواطع الرأسية المنتظمة الترتيب على مسافات معينة . وقد اثبتت الابحاث والتجارب ، انه بغض النظر عن الزيادة العامة للحمل الزلزالى ، المؤثر على المبنى الهيكلى الاطارى التشابكى ، الناجمة عن استخدام القواطع التشابكية الرأسية وزيادة الجسوءة الجانبية للمبنى ، فان ذلك الجزء من هذا الحمل الذى يقاوم من قبل الاطر ، يكون مع ذلك اقل من ذلك الحمل الزلزالى ، الناشىء فى الانشاء الاطارى الاكثر مرونة . ويوجد عامل آخر مهم جدا من عوامل الرسم البيانى Q_p للانشاء الاطارى التشابكى ، الذى عنده تبقى عزوم الانحناء الناشئة عن تأثير الحمل الافقى فى قوائم الاطر ، ثابتة تقريبا على امتداد قسم كبير من ارتفاع المبنى ، وبالتالى تسمح بتصميم قطع انشائية قياسية موحدة النماذج (راجع الفصل السادس) .

وعند حدوث الزلازل تكون وصلات الاطر الانشائية الخرسانية المسلحة ، واقعة فى حالة اجهاد موحدة ، ويجب ان تعار عملية تصميمها اهمية خاصة . وقد اثبتت الابحاث الخاصة ،



شكل ٨ – ١ . مخطط تسليح الوصلة الاطارية المصبوبة والاقسام الطرفية للعوارض والقوائم ، بقضبان فولاذية مستعرضة
١ – اطوق فولاذية اضافية ؛ ٢ – قضبان رأسية اضافية على امتداد محيط الاطواق الفولاذية



شكل ٨ – ٢ . مخطط تسليح الوصلة الاطارية السابقة الصنع
١ – الاقسام البارزة من القضبان الطولية للعارضة ؛ ٢ – وصلات ملحومة لقضبان التسليح ؛ ٣ – الاقسام البارزة من القضبان الطولية للعمود ؛ ٤ – القضبان المستعرضة للعارضة ؛ ٥ – قسم بارز مدعم من قضبان التسليح ؛ ٦ – منضدة ساندة من زوايا معدنية ، وهى محتوية على فتحات لصب الخرسانة ؛ ٧ – عمود

انه من الضرورى ان تسلح وصلة الاطر ، باطواق وقضبان فولاذية اضافية يتراوح قطرها فى حدود ٨ – ١٠ مم ، وتتراوح المسافة (الخطوة) الفاصلة بينها ، فى حدود ٧٠ – ١٠٠ مم ، وكذلك بقضبان مستعرضة متينة (توضع فى الاقسام المتلاحمة من العوارض والاعمدة) بمسافة فاصلة تقل بمرتين عن المسافة اللازمة المستخرجة من الحساب التصميمى ، ولكنها لا تقل بأى حال عن ١٠٠ مم (شكل ٨ – ١) .

ان تطور الانفعالات اللدنة فى قضبان التسليح المعرضة للشد الموضوعة فى الوصلة ، يؤدى الى زيادة صمود المبنى الهيكلى للزلازل عند حدوثها . وعلى الاغلب تكون تصاميم وصلات العوارض السابقة الصنع مع الاعمدة ، خالية من القطع التركيبية الاندماجية (المعدنية) ، مع لحام الاقسام البارزة من قضبان التسليح ثم تغطيتها بالخرسانة بعد ذلك

(شكل ٨ – ٢). وفى مثل هذه الوصلات، يجب ان تكون السطوح محززة ، لتشكل خوابير (دسر) خرسانية ، وأن تكون القضبان المستعرضة للعوارض والاعمدة ، مرتبة على مسافات قريبة من بعضها البعض . وضمن حدود الوصلة ، يسلح العمود باطواق وقضبان فولاذية اضافية ، كما سبق شرحه اعلاه . ان السقوف او الارضيات السابقة الصنع ، تنتج من الالواح (البلاطات) المتصلة مع بعضها البعض ومع القطع الانشائية للهيكل الاطارى ، بواسطة لحام القطع الاندماجية التركيبية وتغطية الوصلات وخوابير التوصيل بالخرسانة . وللقيام بذلك ، تستحدث فى بلاطات الارضية شقوب وسطوح جانبية محززة ، الامر الذى يجعلها تقاوم قوى القص بسهولة .

وتوصل الالواح الجدارية وصلا جاسئا مع كل من الهيكل الانشائى والارضيات . والجدران الداخلية المؤلفة من احجار او بلوكات منفردة ، توصل مع الهيكل بقضبان تسليح فولاذية قطرها d = ٦ مم ، مرتبة فى الوصلات الرابطة الافقية للبناء الحجرى على مسافة قدرها ٥٠ سم بين قضيب وآخر ، وتثبت قضبان التسليح هذه مع الاقسام الزائدة من فولاذ تسليح الاعمدة ، ثم تدخل فى البناء الحجرى لمسافة لا تقل عن ٧٠ سم من كل جانب . وعندما تكون الجدران محتوية على نوافذ وابواب واسعة ، تصمم احزمة خرسانية مسلحة افقية صامدة للزلازل ، تمتد من اسفل الى اعلى هذه النوافذ والابواب . وهذه الاحزمة هى عبارة عن اطر افقية تنقل الاحمال الزلزالية الى أعمدة الهيكل الانشائى .

ان الاقسام الكابولية البارزة من المبنى مثل القنن ، الافاريز ، الشرفات يجب ان تكون جاسئة الارتباط مع الهيكل الانشائى ، كما يجب ان يحدد عددها وابعادها .

٢ – المبادىء الاساسية لتصميم وحساب المبانى الصامدة للزلازل

ان تأثير الحمل الزلزالى على المبنى يحدد استنادا الى مدة وشكل الاهتزازات الحرة للمبنى ، وكتلة المبنى وقوة الزلزال مقاسة بالدرجات . وفى هذه الحالة تعتبر الاهتزازات الزلزالية للتربة واساسات المبنى ، جارية طبقا لقانون المنحنى الجيبى المتضائل (gamped sinusoid) . وقد تكون القوى الزلزالية متنوعة الاتجاهات فى الفضاء ، ولكن عند تصميم المبنى برمته او تصميم القسم الاكبر منه ، تعتبر القوى الزلزالية عامة ، متجهة افقيا بمحاذاة احد المحورين العرضى او الطولى للمبنى المصمم .

وعند تصميم المبانى الصامدة للزلازل ، يجب ان تضرب احمال التصميم فى المعاملات التالية لمجموعة الاحمال المؤتلفة :

للاحمال الساكنة ..... ٠٫٩

للاحمال الطويلة الاجل ..... ٠٫٨

للاحمال القصيرة الاجل واحمال الثلج ..... ٠٫٥

وعند هذا النوع من التصميم ، لا تؤخذ فى الاعتبار احمال الريح والتأثير الدينامى للاجهزة والمعدات وقوى القصور الذاتى الناجمة عن الكتل المعلقة بوصلات مرنة ، والمؤثرات الناجمة عن درجات الحرارة والمناخ .

وعادة تعتبر القوى الزلزالية مؤثرة فى مستوى الارضيات . وفى هذه المستويات تعتبر الاحمال الناجمة عن كتلة طوابق المبنى ، بمثابة احمال مركزة .

ان القوة الزلزالية التصميمية ، المؤثرة عند النغمة التوافقية رقم i لكل طبقة رقم k من المبنى ، تستخرج من المعادلة التالية :

$$S_{ik} = Q_k k_s \beta_i \eta_{ik} \qquad (VIII - 1)$$

حيث S_{ik} – القوة الزلزالية الافقية عند نسق الاهتزازات الحرة رقم i فى مستوى الطبقة رقم k من طبقات المبنى ، Q_k – الحمل المؤثر على الطبقة بما فى ذلك وزن الارضية والاعمدة والجدران والحمل المتحرك مضروبا فى عامل مجموعة الاحمال المؤتلفة ، k_s – معامل الزلزالية ، المعتمد على الزلزالية التصميمية مقاسة بالدرجات ، والمأخوذ من الجدول (٨ – ١) ، $\beta_i = 1/T_i$ – المعامل الدينامى الذى يعتمد على مدة الاهتزازات الحرة للمبنى T_i ، الذى لا تقل قيمته عن ٠٫٨ ولا تزيد على ٣ ، η_{ik} – معامل نسق الاهتزازات الحرة للمبنى ، الذى يعتمد على النسق رقم i للاهتزازات الافقية الحرة وعلى قيمة وموضع الاحمال الطبقية :

$$\eta_{ik} = X_{ik} \sum_{j=1}^{n} Q_j X_{ij} / \sum_{j=1}^{n} Q_j X_{ij}^2 \qquad (VIII - 2)$$

حيث X_{ik} و X_{ij} – احداثيا النسق رقم i للاهتزازات الحرة للمبنى ، لكل من الطبقة رقم k والطبقات الاخرى j ، على التوالى .

جدول ٨ – ١

قيم معامل الزلزالية الارضية

زلزالية المنطقة (بالدرجات)	٧	٨	٩
معامل الزلزالية	٠٫٢٥	٠٫٥	١٫٠

ملحوظة : يضرب معامل الزلزالية فى المعامل ١٫٤ عندما يبلغ عدد طوابق المبنى ٩ واكثر ، وفى معامل يستخرج بطريقة الاستكمال الخطى من الداخل ، ويتراوح بين ١ و ١٫٤ عندما يتراوح عدد طوابق المبنى بين ٥ و ٩ طوابق .

ان القوى الزلزالية المحسوبة من الصيغة (VIII-1) تعتبر مؤثرة على المبنى تأثيرا استاتيا .

وبالنسبة للمبانى العادية ، التى تتغير فيها الجسوءة والكتلة تغيرا قليلا على امتداد الارتفاع ، يسمح عند تحديد القوى الزلزالية بان تؤخذ فى الاعتبار اهتزازات النغمة التوافقية الاولى فقط . ويجب ان تؤخذ فى الاعتبار الاهتزازات ذات النغمات التوافقية الاعلى من ذلك ، بالنسبة للمبانى ذات الجسوءة والكتلة المتغيرتين كثيرا على امتداد الارتفاع .

وعند حساب اهتزازات النغمة التوافقية الاولى ، ويتم استبدال القوة الزلزالية ، بحمل مثلث مكافىء (من حيث العزم عند القاعدة) ، ثم تحل المسألة استنادا الى المعادلة (VI-26) . وعند حساب النغمات التوافقية الاعلى من ذلك ، تحل المسألة باتباع نفس الطريقة أيضا . وتحتوى المراجع الهندسية الخاصة ، على الصيغ الحسابية للقوى ، لاجل الحسابات التطبيقية العملية .

ان القوة التصميمية N_d (عزم الانحناء ، قوة القص او القوة الطولية) المؤثرة فى المقطع المبحوث من القطعة الانشائية والناجمة عن الحمل الزلزالى ، عند حساب الانساق العليا للاهتزازات ، تستخرج من الصيغة التالية بواسطة طريقة الاحتمالات :

$$N_d = \sqrt{N_{max}^2 + 0{,}5 \sum_{i=1}^{n} N_i^2} \qquad (VIII - 3)$$

حيث N_{max} – القيمة القصوى للقوة من النوع المعين فى المقطع المبحوث ، المحددة من الرسوم البيانية للقوى الناجمة عن الحمل الزلزالى المناظر لانساق منفردة من الاهتزازات الحرة ، N_i – قيمة القوة من النوع المعين فى نفس المقطع ، ولكن تبعا لرسوم بيانية اخرى للقوى (باستثناء القيمة N_{max}) ، وهنا تجمع كافة القوى مع بعضها البعض ، باستثناء القوة N_{max} . وعند تصميم المقاطع الخرسانية المسلحة للقطع الانشائية يؤخذ معامل الخدمة الاضافى فى حالة التأثير الزلزالى ، كما فى حالة التأثيرات الخاصة للاحمال القصيرة الاجل .

البند الثانى
خصائص الحلول التصميمية للمبانى المقامة فى المناطق ذات التربة الجمودية

عند اختيار تصاميم المبانى التى ستقام فى المناطق الشمالية الباردة جدا ، يجب ان تؤخذ فى الاعتبار التربة الجمودية (permafrost) عند اساسات المبانى . ويحدد نوع التصميم فى مثل هذه الظروف الباردة ، تبعا لنوع وخواص التربة ، وطبيعة الانشاءات والنظام الحرارى

للمبنى ، والفصول التى تجرى فيها عملية الانشاء . وفى مثل هذه الظروف ، تؤخذ الاجراءات الخاصة المناسبة بالمحافظة على التجمد الدائم لتربة القاعدة ، او يؤخذ فى الاعتبار احتمال الهبوط غير المنتظم للمبنى فى حالة ذوبان الجليد نسبيا .

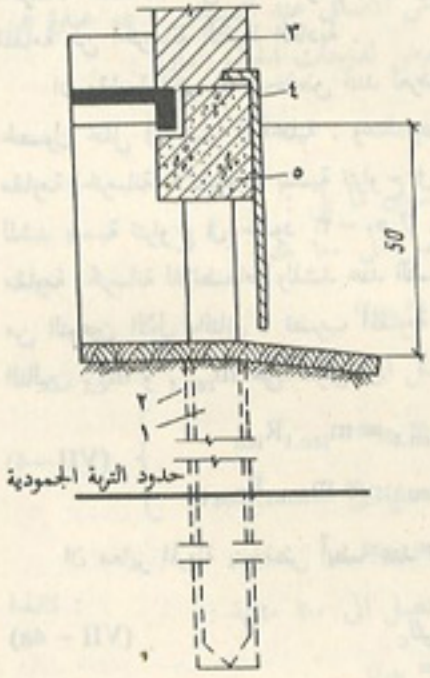
وتبين خبرة التصميم والبناء ، ان التصاميم الناجحة بما فيه الكفاية ، هى تصاميم المبانى المقامة على الخوازيق الخرسانية المسلحة ، المدقوقة فى عمق الارض والمجمدة فى حفر عمودية دليلية محفورة مسبقا ، مع الحفاظ على جمودية التربة (شكل ٨–٣) .

وفى حالة الارض الجمودية الصلدة ، يكون قطر الحفرة العمودية ، اكبر من قطر الخازوق ، واصغر منه فى حالة الارض الجمودية اللدنة . وتستحدث عند رؤوس الخوازيق من الاعلى ، شبيكة الاساس المؤلفة من شرائط خرسانية مسلحة متقاطعة .

وللمحافظة على جمودية التربة ، تستحدث سراديب للتهوية تحت الارض .

واذا كان المبنى سيقام على تربة هبوطية عند ذوبان الجليد ، بدون استخدام الخوازيق ، عندئذ تنجز الاساسات على هيئة شرائط خرسانية مسلحة متصالبة التقاطع . وفى هذه الحالة ، ينصح بتقسيم المبنى الى عدة بلوكات غير طويلة (يتراوح طولها بين ٢٠ و ٣٠ م تقريبا) ، وتستحدث جدران عرضية مزدوجة عند الوصلات التمددية للمبنى عامة .

وعند اتباع هذه الطريقة والطريقة السابقة لانشاء المبانى المقامة على الارض الجمودية يكون من الافضل استخدام تصاميم تحتوى على الواح هيكلية كبيرة اكثر جسوءة من غيرها .



شكل ٨–٣ . قطعة منفصلة من المقطع العرضى لمبنى قائم على الخوازيق الخرسانية المسلحة ، مجمدة فى التربة الجمودية
١ – خازوق ؛ ٢ – بئر ؛ ٣ – جدار المبنى ؛ ٤ – بلاطة القاعدة ؛ ٥ – شبكة رؤوس الخوازيق

البند الثالث

الانشاءات الخرسانية المسلحة التى تستخدم فى درجات الحرارة الصناعية العالية بصورة منتظمة

١ – الخواص التصميمية للخرسانة والفولاذ عند التسخين

ان الانشاءات الخرسانية المسلحة لبعض ورشات المصانع يمكن أن تتعرض للتأثير المستمر لدرجات الحرارة الصناعية ، التى تزيد على ٥٠ مئوية (مثل ورشات السباكة ، افران الصهر الكهربائية وغيرها من الورشات الساخنة المماثلة) . ان تصميم الانشاءات المستخدمة فى مثل هذه الظروف الحرارية ، يجب ان يتم وفق الشروط الخاصة المطلوبة . وتحتوى المواصفات القياسية السوفييتية للبناء ، على التعليمات الخاصة بتصميم الانشاءات الخرسانية والخرسانية المسلحة ، التى تستخدم فى ظروف درجات الحرارة العالية .

وعند تأثير درجة الحرارة الصناعية التى لا تزيد على ٢٠٠ مئوية ، تستخدم الخرسانة المسلحة العادية المنتجة من اسمنت « بورتلاند » (أو من اسمنت بورتلاند الممزوج بالخبث المعدنى) ، أما اذا كانت درجة الحرارة تزيد على ٢٠٠ مئوية ، يستخدم عندئذ نوع خاص من الخرسانة الصامدة للحرارة . وماركات الخرسانة المصممة ، المستخدمة لهذا الغرض هى ٢٠٠ ، ٣٠٠ ، ٤٠٠ ، ٥٠٠ ، ٦٠٠ ، وفى الانشاءات السابقة الاجهاد ، يجب أن لا تقل ماركة الخرسانة المصممة عن ٣٠٠ . وسوف نبحث فيما يلى ، الانشاءات الخرسانية المسلحة ، المقامة من الخرسانة الثقيلة العادية .

ان مقاومة الخرسانة تنخفض عند تعرضها المستمر لدرجات الحرارة العالية وذلك نتيجة لحصول خلل فى بنيتها الداخلية . وعند وصول درجة الحرارة الى ٢٠٠ مئوية ، قد تنخفض مقاومة الخرسانة للانضغاط بنسبة تتراوح فى حدود ١٥ – ٢٠ ٪ ، وتنخفض مقاومة الخرسانة للشد بنسبة تتراوح فى حدود ٣٠ – ٥٠ ٪ . ولكى نأخذ فى الاعتبار الانخفاض الحاصل فى مقاومة الخرسانة للانضغاط وللشد عند التسخين ، معبرين عن ذلك بواسطة الحالات الحدية من النوعين الاول والثانى ، تضرب المقاومة المصممة للخرسانة المسخنة فى معاملى الخدمة التاليين $m_{c.t}$ و $m_{ten.t}$ على التوالى :

$$\left.\begin{aligned} R_{pr.t} &= m_{c.t}R_{pr}; \quad R_{ten.t} = m_{ten.t}R_{ten} \\ R_{pr.tII} &= m_{c.t}R_{pr\,II}; \quad R_{ten.tII} = m_{ten.t}R_{ten\,II} \end{aligned}\right\} \quad (VII-4)$$

ان معاير المرونة ينخفض أيضا عند تسخين الخرسانة ، ويؤخذ مساويا لما يلى فى هذه الحالة :

$$E_{c.t.} = E_c\beta_c \quad (VII-4a)$$

جدول ٨ – ٢

قيم المعاملات التى تأخذ فى الاعتبار انخفاض المقاومات المصممة الاساسية ومعايرات المرونة للخرسانة عند تعرضها المستمر والمنتظم لدرجات الحرارة العالية

المعامل	مدة التعرض للحرارة	قيمة المعامل عند درجات الحرارة المئوية التالية			
		٥٠	٦٠	١٠٠	٢٠٠
$m_{c.t}$	تعرض قصير الاجل	١	٠٫٨٥	٠٫٨٥	٠٫٨
$m_{ten.t}$		١	٠٫٧	٠٫٧	٠٫٦
$m_{c.t}$	تعرض مستمر منتظم	١	٠٫٨٥	٠٫٨٥	٠٫٨
$m_{ten.t}$		١	٠٫٧	٠٫٧	٠٫٦
β_c	تعرض قصير وتعرض مستمر منتظم	١	٠٫٩	٠٫٨	٠٫٦

ويبين الجدول (٨ – ٢) قيم المعاملات $m_{c.t}$ ، $m_{ten.t}$ و β_c باعتبارها دوال لدرجات الحرارة .

ان الانكماش الحرارى للخرسانة (الانكماش الاضافى عند التسخين) هو عبارة عن انفعال فى اتجاه واحد ويتغير مع تغير طريقة التعرض لدرجات الحرارة العالية :

$$\varepsilon_{c.sh} = \alpha_{sh}t \quad (VIII-5)$$

وان معامل الانكماش الحرارى للخرسانة يساوى ما يلى :

عند التعرض القصير الاجل للحرارة التى تصل الى ١٠٠ مئوية :

$$\alpha_{sh} = 1{,}5 \times 10^{-6}$$

عند التعرض القصير الاجل للحرارة التى تصل الى ٢٠٠ مئوية :

$$\alpha_{sh} = 1{,}1 \times 10^{-6}$$

عند التعرض المستمر والمنتظم للحرارة التى تصل الى ١٠٠ مئوية :

$$\alpha_{sh} = 4{,}5 \times 10^{-6}$$

وعند التعرض المستمر والمنتظم للحرارة التى تصل الى ٢٠٠ مئوية :

$$\alpha_{sh} = 2{,}6 \times 10^{-6}$$

ان التمدد الحرارى للخرسانة هو عبارة عن انفعال فى اتجاهين ، يعتمد على درجة الحرارة فقط :

$$\varepsilon_{c.t} = \alpha_{c.t}t \qquad (VIII - 6)$$

وعند تسخين الخرسانة الى حد ١٠٠ مئوية ، نجد ان معامل التمدد الحرارى الطولى يبلغ ما يلى : $\alpha_{c.t} = 11{,}5 \times 10^{-6}$ وعند التسخين الى حد ٢٠٠ مئوية ، نجد ان المعامل المذكور يبلغ ما يلى : $\alpha_{c.t} = 10{,}6 \times 10^{-6}$.

والانفعال الحرارى الكلى للخرسانة عند التسخين (شكل ٨ – ٤) يستخرج من المعادلة التالية :

$$\varepsilon_{c.ten} = \varepsilon_{c.t} - \varepsilon_{c.sh} = (\alpha_{c.t} - \alpha_{c.sh})t = \alpha_{c.ten}t \qquad (VIII - 7)$$

ان معامل الانفعال (التمدد) الحرارى الاجمالى للخرسانة هو كالآتى :

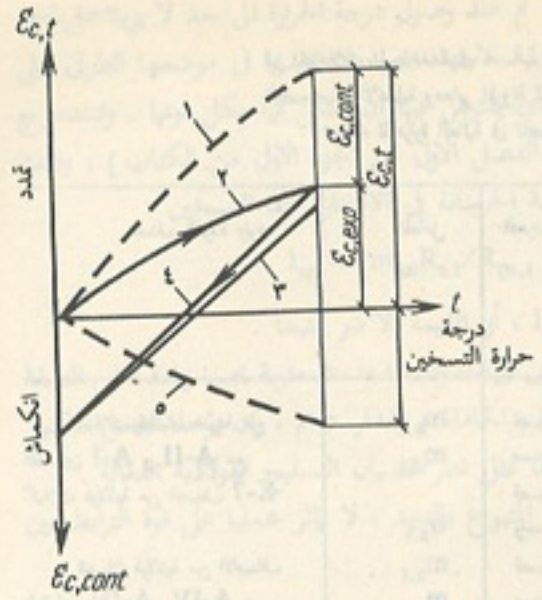
عند التعرض القصير الاجل للحرارة التى تصل الى ١٠٠ مئوية :

$$\alpha_{c.ten} = 10 \times 10^{-6}$$

وعند التعرض القصير الاجل للحرارة التى تصل الى ٢٠٠ مئوية :

$$\alpha_{c.ten} = 9{,}5 \times 10^{-6}$$

ان الكثافة الاصلية للخرسانة الثقيلة ، المجففة الى كتلة ثابتة تماما ، تساوى ٢٣٠٠ كجم /م^3 ، والقيمة الاصلية لمعدل كثافة الخرسانة المسلحة تساوى ٢٤٠٠ كجم /م^3 ولتسليح الانشاءات الخرسانية المستخدمة فى ظروف التأثير المستمر المنتظم لدرجات الحرارة الصناعية التى تصل الى ٢٠٠ مئوية ، يستخدم الفولاذ الذى تسلح به الانشاءات فى الظروف العادية ، ولكن بعد أخذ الشروط والمتطلبات الاضافية فى الاعتبار . ان درجة الحرارة القصوى المأمونة لفولاذ التسليح هى ٤٥٠ مئوية بالنسبة للقضبان الفولاذية غير السابقة الاجهاد ، و ٢٥٠ مئوية للقضبان الفولاذية السابقة الاجهاد ، و ٤٠٠ مئوية للفولاذ من الصنف B-I وللاسلاك الفولاذية من الصنف Bp-I . وللمحافظة على تأثير تصليد الفولاذ بالسحب على البارد (cold working) يجب ان لا تزيد درجة الحرارة القصوى لتسخين الاسلاك الفولاذية من الاصناف B-I ، Bp-I ، B-II ، Bp-II ، وكذلك درجة حرارة الكبلات الفولاذية ، على ١٥٠ مئوية . وعند وجود نظام التسخين الحرارى الدورى التغير ، المؤثر على الانشاءات السابقة الاجهاد ، او المسلحة باسلاك فولاذية او بقطع فولاذية من نفس النوع ، يجب ان لا تزيد درجة حرارة التسخين على ١٠٠ مئوية . ويقصد هنا بنظام التسخين الدورى التغير ، هو ذلك النظام الذى عنده يمكن ان تتغير درجة حرارة التسخين بنسبة ٣٠ ٪ مرة واحدة فى اليوم



شكل ٨ – ٤ . الرسم البيانى للانفعالات الحرارية للخرسانة

١ – التمدد الحرارى $\varepsilon_{c.t}$ ؛ ٢ – الانفعال الحرارى الكلى عند التسخين الاول $\varepsilon_{c.ten}$ ؛ ٣ – الانفعالات الناجمة عن دوران التسخين والتبريد ؛ ٤ – الانفعالات الناجمة عند التبريد الذى يلى التسخين الاول مباشرة ؛ ٥ – انكماش حرارى $\varepsilon_{c.sh}$

على الاقل ، او تتغير بنسبة ١٠٠ ٪ مرة واحدة فى الاسبوع على الاقل . وعند درجة حرارة التسخين الاعلى من ذلك ، تؤخذ الخواص التصميمية لاسلاك التسليح العادية فى الشبكات والهياكل الملحومة ، كما هى عليه تماما فى الفولاذ من الصنف A-I .

ان مقاومة القضبان والاسلاك الفولاذية ، تنخفض عند التسخين بنسبة تتراوح فى حدود ٥ – ١٥ ٪ . وتضرب المقاومات التصميمية والاصلية للفولاذ فى المعامل $m_{s.t}$ الذى يأخذ فى الاعتبار انخفاض المقاومة الناجم عن التعريض القصير الاجل والتعريض المستمر المنتظم للحرارة (جدول ٨ – ٣) .

$$R_{s.t} = m_{s.t}R_s; \qquad R_{s.tii} = m_{s.t}R_{sii}$$

ان معاير مرونة فولاذ التسليح المعرض للحرارة يساوى :

$$E_{s.t} = E_s\beta_s \qquad (VIII - 8)$$

حيث $\beta_s = 1$ عند التسخين الى درجة تصل الى ١٠٠ مئوية ، $\beta_s = 0{,}96$ عند التسخين درجة تصل الى ٢٠٠ مئوية .

ان معامل التمدد الحرارى لفولاذ التسليح $\alpha_{s.t}$ تبعا لنوع وصنف الفولاذ ودرجة حرارة تسخينه ، يؤخذ طبقا لمعطيات الجدول (٨ – ٣) . وفى القطع الانشائية الخرسانية المسلحة المحتوية على شقوق ، تؤخذ القيمة المتوسطة للتمدد الحرارى لفولاذ التسليح فى الخرسانة :

$$\alpha_{s.t.av} = \alpha_{c.ten} + (\alpha_{s.t} - \alpha_{c.ten})k \qquad (VIII - 9)$$

جدول ٨ – ٣

قيم المعاملات المستخدمة فى حساب انخفاض المقاومات التصميمية والاصلية ومعايير المرونة للفولاذ التسليح عند تعرضه للحرارة العالية فى المصانع وغيرها

صنف الفولاذ ونوعه	المعامل	التعرض للحرارة	قيمة المعامل عند درجة الحرارة المئوية :		
			٥٠	١٠٠	٢٠٠
اسلاك وقضبان منوعة من الصنفين A-I و A-II مع كبلات فولاذية من الصنف K-7	$m_{s.t}$	قصير الاجل	١	٠٫٩٥	٠٫٩٠
	$m_{s.t}$	مستمر	١	٠٫٩٥	٠٫٨٥
	$\alpha_{s.t}$	قصير الاجل	١١٫٥ × 10^{-6}	١١٫٧ × 10^{-6}	١٢٫٥ × 10^{-6}
		ومستمر	١٠ × 10^{-6}	١٠ × 10^{-6}	١٠ × 10^{-6}
قضبان فولاذية من الاصناف التالية : A-III ، A-IV ، AT-IV ، AT-V ، AT-VI	$m_{s.t}$	قصير الاجل	١	١	٠٫٩٥
	$m_{s.t}$	مستمر	١	١	٠٫٩٠
	$\alpha_{s.t}$	قصير الاجل	١١٫٥ × 10^{-6}	١٢ × 10^{-6}	١٣ × 10^{-6}
		ومستمر	١٠ × 10^{-6}		

حيث k – عبارة عن معامل تعتمد قيمته على نسبة فولاذ التسليح الطولى ، وتستخرج من الجدول (٨ – ٤) فى حالة الانشاءات المحددة استاتيا .

ان قيمة الفقد الاجمالى للاجهاد المسبق فى فولاذ التسليح ، تتألف من المقادير الاساسية للفقد عند درجة الحرارة العادية وقيم الفقد الاضافية الناجمة عن تأثير درجات الحرارة العالية (مثل الانكماش الحرارى ، وزحفان الخرسانة ، وارتخاء الاجهاد فى الفولاذ ، والانفعال المختلف فى كل من الخرسانة والفولاذ عند درجات الحرارة المرتفعة والى آخره) .

وعند رفع درجة حرارة الفولاذ الى حد ١٠٠ مئوية ، يجب ان لا يزيد قطر القضبان

جدول ٨ – ٤

قيم المعامل k

نسبة التسليح	٠٫٢	٠٫٤	٠٫٧	١	٢	٣
المعامل k	٠	٠٫٢	٠٫٥٥	٠٫٧	٠٫٨	٠٫٩٥	١

الفولاذية على ٢٥ مم ، ولا يزيد على ٢٠ مم عند وصول درجة الحرارة الى حد لا يزيد على ٢٠٠ مئوية . ان القضبان الطولية غير السابقة الاجهاد يجب ان تثبت فى موضعها الطرق على مسافة لا تقل عن l_{an} بعد المقطع الذى يفترض فيها ان تعمل فيه بكل قوتها . وتستخرج قيمة l_{an} من الصيغة (I-20) [راجع الفصل الاول من الجزء الاول من الكتاب] ، وذلك باخذ مقاومة الفولاذ التصميمية ومقاومة الخرسانة فى الاعتبار عند التسخين :

$$l_{an} = (m_{an}R_{s.t}/R_{pr.t} + \Delta\lambda_{an})d \qquad (VIII - 10)$$

او تؤخذ على الاقل القيمة $l_{an} = \lambda_{an}d$ ، أو القيمة الاكبر منهما .

وعندما تتراوح درجة حرارة التسخين فى حدود ١٠٠ – ٢٠٠ مئوية يجب زيادة ثخن الطبقة الخرسانية الواقية لقضبان التسليح الفعالة (الحاملة) بمقدار ٥ مم ، وان يؤخذ الثخن المذكور مساويا لما لا يقل عن 1,5d ، حيث d تمثل قطر قضبان التسليح الفولاذية الفعالة .

ان التسخين الى حد ٢٠٠ مئوية ، المتبوع بالتبريد ، لا يؤثر عمليا على قوة الترابط بين الفولاذ والخرسانة .

٢ – تحديد الانفعالات والقوى الناجمة عن درجات الحرارة العالية

ان توزيع درجات الحرارة فى الانشاءات الخرسانية المسلحة ، فى حالة التيار المطرد (steady flow) للحرارة ، يحسب باستخدام طرق الهندسة الحرارية ، استنادا الى المواصفات القياسية الخاصة بذلك . وتؤخذ درجة حرارة الفولاذ فى المقاطع العرضية للقطع الخرسانية المسلحة ، مساوية لدرجة حرارة الخرسانة فى مواضع تواجدها معها .

وعند التوزيع الخطى لدرجات الحرارة على مدى ارتفاع المقطع العرضى ، يحدد الانفعال الحرارى الحر للقطعة الانشائية ε_t فى مستوى المحور المار فى مركز ثقل المقطع ، اما انحناء المحور عند تقوسه $1/\rho_t$ فيؤخذ مساويا لظل زاوية الانحدار على الرسم البيانى للانفعالات :

أ) فى القطعة الخرسانية المسلحة الخالية من الشقوق (شكل ٨ – ٥ ، أ) :

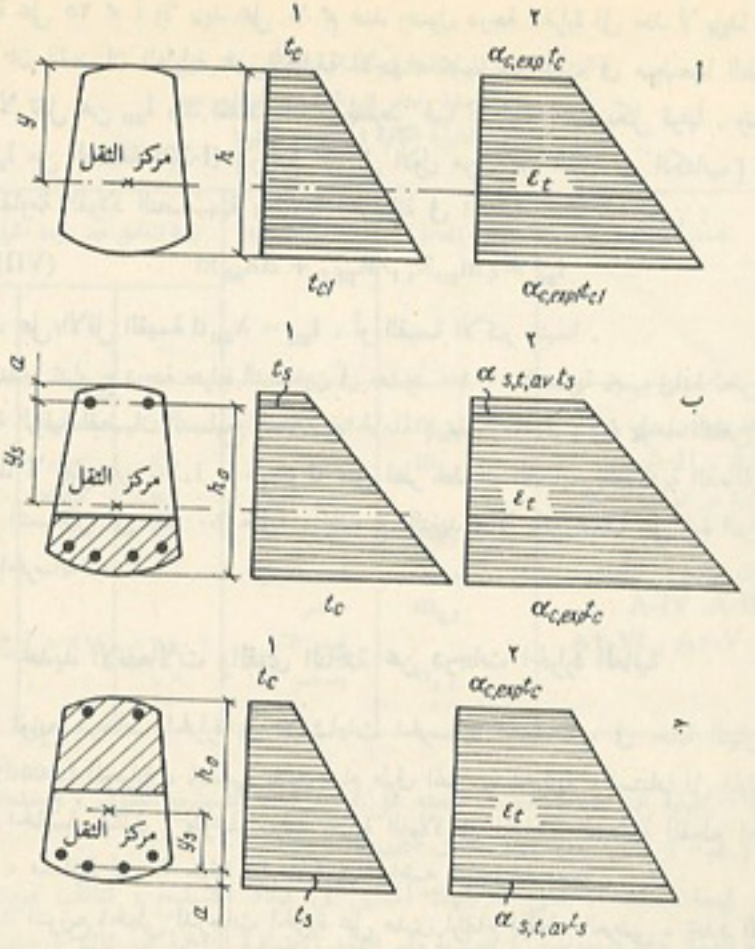
$$\varepsilon_t = [\alpha_{c.ten}t_c(h - y) + \alpha_{c.ten1}t_{c1}y]n_t/h \qquad (VIII - 11)$$

$$1/\rho_t = (\alpha_{c.ten1}t_{c1} - \alpha_{c.ten}t_c)n_t/h \qquad (VIII - 12)$$

ب) فى القطعة الخرسانية المسلحة المحتوية على شقوق فى منطقة الشد ، عند وقوع هذه المنطقة عند السطح الاقل سخونة (شكل ٨ – ٥ ، ب) :

$$\varepsilon_t = [\alpha_{s.t.av}t_s(h_0 - y_s) + \alpha_{c.ten}t_cy_s]n_t/h_0 \qquad (VIII - 13)$$

$$1/\rho_t = (\alpha_{c.ten}t_c - \alpha_{s.t.av}t_s)n_t/h_0 \qquad (VIII - 14)$$



شكل ٨ – ٥ . المخططات التصميمية لتوزيع درجات الحرارة والتمددات الحرارية فى المقاطع العرضية
أ – فى القطاع الخرسانى؛ ب – فى المقطع الخرسانى المسلح الذى تقع منطقة شده فى الطرف الاقل سخونة ؛ جـ – فى القطع الخرسانى المسلح الذى تقع منطقة شده فى الطرف الاكثر سخونة ؛ ١ – توزيع درجة الحرارة ؛ ٢ – توزيع التمددات الحرارية

جـ) فى القطعة الخرسانية المسلحة المحتوية على شقوق فى منطقة الشد ، عند وقوع هذه المنطقة عند السطح الاكثر سخونة (شكل ٨ – ٥ ، جـ) :

تحدد قيمة ε_t من الصيغة (VIII-13) :

$$1/\rho_t = (\alpha_{s.t.av}t_s - \alpha_{c.ten}t_c)n_t/h_0 \qquad (VIII - 15)$$

حيث t_c ، t_{c1} ، t_s – درجات الحرارة فى الخرسانة وفولاذ التسليح على التوالى ، n_s – معامل السخونة المفرطة الذى يساوى ١،١ بالنسبة للتصميم بواسطة المجموعة الاولى من الحالات

الحدية ، ويساوى ١ بالنسبة للتصميم بواسطة المجموعة الثانية من الحالات الحدية ، y و y_s – هما على التوالى المسافة بين المحور المار فى مركز ثقل المقطع العرضى والسطح الاقل سخونة ، والمسافة بين ذلك المحور ونقطة تسليط القوة فى قضبان الشد الفولاذية .

ان ارتخاء القطعة الانشائية الناجم عن التسخين غير المنتظم يساوى ما يلى :

$$f_t = s_t(1/\rho_t)l^2 \qquad (VIII - 16)$$

ويعتمد المعامل s_t على ظروف تثبيت القطعة من اطرافها ، وفى حالة الاستناد الحر للقطعة $s_t = 1/8$.

ان العزم الحرارى (thermal moment) الناجم عن التسخين غير المنتظم فى القطع الانشائية المثبتة فى المسند ، وكذلك فى الاطر الانشائية المقفلة ذات المقاطع العرضية المتماثلة ، يساوى ما يلى :

$$M_t = (1/\rho_t)B \qquad (VIII - 17)$$

حيث B – جسوءة القطعة الانشائية .

٣ – المبادىء الأساسية لتصميم الانشاءات مع اخذ التأثيرات الحرارية فى الاعتبار

ان الانشاءات الواقعة تحت تأثير درجات الحرارة العالية ، تصمم مع الاخذ فى الاعتبار ، المجموعات المؤتلفة غير الملائمة من القوى الناجمة عن التأثيرات القصيرة الاجل والمستمرة لدرجات الحرارة ، الوزن الذاتى للانشاء والحمل الخارجى . وتصمم الانشاءات المحددة استاتيا ، تبعا لتأثير التسخين المتواصل ، اما الانشاءات غير المحددة استاتيا ، فتراجع مقاومتها لتأثير التسخين الاول القصير الاجل ، عند نشوء القوى الحرارية القصوى ، ولتأثير التسخين الطويل الاجل (المتواصل) بعد انخفاض مقاومة وجسوءة القطع الانشائية الخرسانية المسلحة .

والتصميم بواسطة المجموعة الاولى من الحالات الحدية أى بواسطة المقاومة يجرى تبعا لتأثير احمال التصميم ، وبواسطة التحمل أو الكلال يجرى تبعا لتأثير الاحمال المأخوذة مع معامل تجاوز الحمل $n = 1$. والتصميم بواسطة المجموعة الثانية من الحالات الحدية ، يجرى تبعا لتأثير الاحمال مع معامل تجاوز الحمل $n = 1$. وتدخل القوى الناجمة عن درجات الحرارة فى التصميم والحساب ، مع معامل تجاوز الحمل n_t كما ذكرنا اعلاه .

ان المقاومات التصميمية والمقاومات الاساسية للخرسانة وفولاذ التسليح ، تدخل فى الحساب التصميمى طبقا للمجموعتين الاولى والثانية للحالات الحدية ، وهى مخفضة تبعا لدرجة الحرارة ومدة تسخين الانشاء .

وتحدد قيم المقاومات التصميمية للخرسانة فى حالة الانضغاط ، تبعا لمعدل درجة حرارة منطقة الانضغاط ، وتحدد للمقاطع شكل T ، تبعا لمعدل درجة حرارة بروزات شفة المقطع (flange overhangs) .

وفى حسابات ظهور الشقوق وتطورها ، يتم تحديد مقاومة الخرسانة للشد عند التسخين القصير الاجل والتسخين الطويل الاجل اى المستمر ، وذلك لدرجات حرارة تسخين الخرسانة فى مستوى قضبان الشد الفولاذية . وفى هذه الحسابات تحدد الخواص الهندسية للمقطع العرضى المحول (المصغر) وذلك بأخذ تأثير درجة الحرارة فى الاعتبار .

ان عرض فتحات الشقوق العمودية على المحور الطولى للقطعة الانشائية ، والناجمة عن تأثير درجة الحرارة ، وزن القطعة الذاتى والحمل الخارجى ، يحدد بواسطة الصيغ الخاصة المذكورة فى الفصل السابع من الجزء الاول للكتاب . ويجب ان نضيف الى عرض فتحات الشقوق المذكورة اعلاه ، عرض فتحات الشقوق ، الناجم عن الفرق بين معاملات التمدد الحرارى للقضبان الفولاذية فى الخرسانة والانفعال الحرارى الاجمالى للخرسانة ، من الصيغة التالية :

$$a_{cr} = 20(3,5 - 100\mu)k\eta\sqrt[3]{d}[C_{\Delta}\sigma_s/E_{s.t} + (\alpha_{s.t.av} - \alpha_{c.ten})t_s] \qquad (VIII - 18)$$

وفى الاقسام الخالية من الشقوق والاقسام المحتوية على الشقوق ، يتم تحديد انحناء المحور المنحرف للقطعة الخرسانية المسلحة ، استنادا الى معامل مرونة الخرسانة وفولاذ التسليح $E_{c.t}$ و $E_{s.t}$ وتبعا للمقاومة التصميمية للمادتين ، اى الخرسانة والفولاذ ، عند درجة حرارة معينة والارتخاء الكلى يستخرج باعتباره مساويا لمجموع الارتخاءات الناجمة عن الحمل الخارجى f_M والانحراف الناجم عن التسخين f_t . واذا كان ادخال الارتخاء f_t فى الحساب يؤدى الى تقليل الارتخاء الكلى للقطعة الانشائية ، فانه يهمل فى هذه الحالة ولا يدخل فى الحساب التصميمى .

البند الرابع
الانشاءات الخرسانية المسلحة المستخدمة فى درجات الحرارة السالبة

١ – الشروط المطلوب توفرها فى فولاذ التسليح والخرسانة

عند تصميم الانشاءات الخرسانية المسلحة المخصصة للاستثمار فى ظروف التأثير المتواصل لدرجات الحرارة السالبة ، يجب ان تؤخذ فى الاعتبار خاصية التقصف البارد للقضبان الفولاذية ، المحددة بصنف الفولاذ ، وماركة الفولاذ ، وطريقة سبك الفولاذ (التى يجب تحديدها مسبقا فى التصاميم) .

وعند درجة الحرارة السالبة المنخفضة (٤٠ مئوية تحت الصفر واقل من ذلك) وتحت تأثير الاحمال الاستاتية والدينامية ، يمكن استخدام قضبان فولاذية من الصنف A-I ، ماركة BCT . 3cn2 ؛ والصنف A-II ، ماركة 18Г 2C وماركة 10ГТ ؛ والصنف A-III ، ماركة 18Г 2C وماركة 25Г 2C (ولكن عند مثل هذه الماركة الفولاذية ، يستخدم الفولاذ على هيئة هياكل وشبكات مربوطة فقط) ، وتستخدم كذلك القضبان الكاملة المنفردة ذات الطول القياسى (بدون استخدام الوصلات الملحومة) من الصنف A-IV ، ماركة 20ХГ2Ц ومن الصنف A-V . ان قضبان التسليح الفولاذية المصلدة بالحرارة ، لا تستخدم فى ظروف درجات الحرارة السالبة المنخفضة الا عند تأثير الاحمال الاستاتية فقط . وان الاسلاك الفولاذية العادية والعالية المقاومة ، ذات المقطع الاملس او المخرز ، وكذلك الكيلات السلكية المجدولة ، تستخدم فى هذه الظروف الحرارية المنخفضة ، بدون أية شروط .

وعند درجة الحرارة السالبة التى تتراوح فى حدود (– ٣٠) و (– ٤٠) مئوية ، وعند تأثير الاحمال الاستاتية ، تستخدم التركيبات الفولاذية الاندماجية (الولائح الفولاذية) المنتجة من الفولاذ الكربونى ماركة BCT3nc6 وماركة BCT3nc5 ، اما فى حالة تأثير الاحمال الدينامية والاحمال الكثيرة التكرار ، فتستخدم التركيبات الاندماجية ، المنتجة من الفولاذ الكربونى ماركة BCT3cn5 .

وفى ظروف درجات الحرارة السالبة المنخفضة ، يجب استخدام خرسانة كثيفة البنية ، تكون فيها المسافات الموجودة بين دقائق الاحلاط ، مملوءة تماما بالاسمنت الحجرى . وهذه الخرسانة يمكن ان تكون خرسانة ثقيلة او خرسانة ذات احلاط مسامية . ويتم تحديد الماركات المصممة للخرسانة ، ليس من حيث المقاومة فحسب ، بل وكذلك تبعا لصمودها للتجليد وعدم انفاذيتها للماء . ان الماركات المصممة للخرسانة المستخدمة فى تغطية وملء الفواصل ، يجب ان لا تقل عن الماركات المستخدمة فى القطع الموصولة بالذات .

٢ – خصائص حساب وتصميم الانشاءات

بالنسبة للانشاءات الخرسانية المسلحة المخصصة للاستثمار فى ظروف درجات الحرارة الموجبة ، ولكن الواقعة فى فترة الانشاء تحت درجات حرارة سالبة منخفضة (اقل من – ٤٠) ، يجب فى حالة احتوائها على فولاذ تسليح مخصص للاستخدام فى الاماكن الدافئة فقط ، ان يحتوى تصميم تلك الانشاءات على شروط معينة وقتية تتعلق بتحديد الحمل الخارجى المؤثر عليها . ان السعة الحملية للانشاء فى مثل هذه الظروف ، فى مرحلة البناء ، يجب ان تراجع بواسطة حساب تأثير الحمل عليها ، مع ادخال معامل تجاوز الحمل فى

جدول ٨ – ٥

قيمة معامل الخدمة للخرسانة $m_{c.f.th}$ فى الانشاءات
المعرضة لدورات التجمد والذوبان المتعاقبة

ظروف استخدام الانشاء	درجة الحرارة المقدرة للهواء الخارجى	معامل الخدمة للانشاءات من الخرسانة :	
		الثقيلة	ذات الاصلاط المسامية
دورات التجمد والذوبان المتعاقبة للقطع الانشائية المشبعة بالماء	اقل من – ٣٥ مئوية	٠,٧	٠,٨
	اقل من – ٢٠ مئوية ولكن ليس اقل من – ٣٥ مئوية	٠,٨٥	٠,٩
دورات التجمد والذوبان المتعاقبة للقطع الانشائية المعرضة للتشبع العرضى (غير الدائم) بالماء ، نتيجة للتساقطات الجوية من ماء وثلج	اقل من – ٣٥ مئوية	٠,٩	١
	– ٣٥ مئوية فما فوق	١	١

الحساب وهو n = 1 ، فى حالة المقاومة التصميمية لفولاذ التسليح ، المأخوذة فى الحساب مع ادخال المعامل الذى يساوى 0,7 . والخرسانة المستخدمة فى مثل هذه الظروف يجب ان تكون ذات بنية كثيفة .

وعند حساب مقاومة القطع الانشائية ، يجب ان تضرب مقاومة الخرسانة التصميمية للانضغاط المحورى R_{pr} فى معامل الخدمة $m_{c.f.th}$ (جدول ٨ – ٥) . وهذا المعامل يأخذ فى الاعتبار انخفاض مقاومة الخرسانة اثناء دورات التجمد والذوبان المتعاقبة فى القطع المشبعة بالماء .

وعندما تقل درجة الحرارة المقدرة عن (– ٤٠) مئوية ، تؤخذ المسافات الفاصلة بين الوصلات التمددية الحرارية فى الانشاءات ، اقل مما هى عليه فى الظروف العادية ، وتراجع بواسطة الحساب .

ان درجة الحرارة السالبة المقدرة ، تحدد باعتبارها مساوية لمعدل درجة حرارة المحيط الجوى لاكثر من خمسة ايام برودة من فصل الشتاء ، تبعا للمنطقة الجغرافية للانشاء حسب المواصفات القياسية المناخية الموضوعة بهذا الخصوص .

البند الخامس

الانشاءات الخرسانية المسلحة المستخدمة فى ظروف البيئة الاكالة (الحاتة)

١ – تصنيف البيئات الاكالة

عند تصميم المبانى والانشاءات الخرسانية المسلحة لمختلف الاغراض ، يجب ان نأخذ فى الاعتبار تأثير البيئة الاكالة (corrosive) الذى يمكن ان يؤدى الى تآكل الخرسانة او صدأ الفولاذ . وعند اختيار مركبات الخرسانة ، والمادة الرابطة والمواد الواقية من الصدأ والتآكل ، يجب الرجوع الى الشروط والمتطلبات الواردة فى المواصفات القياسية للبناء فى تلك الظروف المعينة .

ان البيئة الاكالة قد تكون غازية او سائلة او صلبة . ومن حيث درجة التأثير فى الانشاء الخرسانى المسلح ، قد تكون البيئة الاكالة ضعيفة التأثير ، او متوسطة التأثير او شديدة التأثير (هدامة) . وتبعا لظروف الخدمة (مثل رطوبة المحيط الخارجى ، ودرجة حرارة الجو وغير ذلك) يختلف تأثير نفس البيئة الواحدة ، على الانشاء الخرسانى المسلح .

ان البيئة الاكالة التى على هيئة غازات ، او أبخرة ، او حوامض ، او بخار الماء او الضباب ، تعتمد من حيث طبيعتها ودرجة تأثيرها على تركيبها البنيوى وعلى الرطوبة ودرجة الحرارة . فعند ارتفاع الرطوبة تزداد درجة التأثير الاكال للبيئة الغازية .

ان التأثير الاكال للبيئة السائلة يعتمد على التركيب الكيميائى للسائل ، ودرجة حرارته وسرعة تدفقه الى سطح الانشاء ، وكذلك على نوع المادة الرابطة وكثافة الخرسانة .

وتظهر الخواص الاكالة للمواد الصلبة (الاتربة وغيرها) عند وجود الرطوبة وناتج التكثف (condensate) الذى يذيب الملح ويكون بيئة سائلة أكالة .

ان الغازات ، بالنسبة لشدة تأثيرها الاكال فى الخرسانة المسلحة ، وتبعا لنوعها وتركيزها ، تنقسم الى ثلاثة مجموعات هى : B و C و D (جدول ٨ – ٦) . ان درجة التأثير الاكال للغازات من المجموعة الواحدة بالذات ، تزداد بزيادة رطوبة الهواء فى المبانى المدفأة او بزيادة مستوى الرطوبة فى المبانى غير المدفأة والانشاءات المكشوفة ، اى غير المسقفة (جدول ٨ – ٧) .

ان البيئة السائلة الاكالة تعتبر شديدة التأثير عند تفاعل الحوامض ، النترات (الازوتات) ، الرودونيدات (ميتاسليكات المغنيز) والكلوريتات (املاح حامض الكلوروز) وغيرها .

وبتأثير السائل الاكال ، تنشأ ثلاثة انواع من الصدأ هى : I – غسل وانتزاع الاملاح المعدنية من الاقسام القابلة للذوبان فى الخرسانة وذلك بواسطة الماء اليسر ، وبالدرجة

جدول ٨-٧

خواص الغازات الاكالة (الحامة) تبعا لنوعها ونتائج تكثيفها

مجموعة الغازات	اسم الغاز	التركيز جم/م٣
B	الأمونيا (غاز الشادر)	أكثر من ١
	الأنهيدريد الكبريتى	١ - ٥
	فلوريد الهيدروجين	٥ - ٢٥
	كيانيد الهيدروجين	١٠ - ٢٥
	اكاسيد النتروجين	٥ - أكثر من ١٠٠٠
	ثانى اكسيد الكربون	
	الكلور	١ - ٥
	كلوريد الهيدروجين	٥ - ١٠
C	الأنهيدريد الكبريتى	٢٠٠ - ١٠
	فلوريد الهيدروجين	١٠ - ٢٥
	كيانيد الهيدروجين	٢٥ - ٢٠٠
	اكاسيد النتروجين	٢٥ - ٥٠
	الكلور	٥ - ١٠
	كلوريد الهيدروجين	١٠ - ٢٥
D	الأنهيدريد الكبريتى	١٠٠٠ - ٢٠٠
	فلوريد الهيدروجين	١٠٠ - ١١
	كيانيد الهيدروجين	٢٠٠٠ - ٢٠٠
	اكاسيد النتروجين	١٠٠ - ٢٥
	الكلور	١٠ - ٢٥
	كلوريد الهيدروجين	١٠٠ - ١١

الاساسية عند الترشح تحت الضغط ، II - تتكون نتيجة للتفاعل المتبادل بين الحجر الاسمنتى والسائل الاكال ، مركبات ونواتج سهلة الذوبان لا تتميز باية خواص رابطة ، الامر الذى يؤدى الى انهيار الخرسانة الشامل ، III - تتراكم فى الخرسانة املاح متبلورة قليلة الذوبان ، ناتجة عن التفاعل الكيميائى ، ويلاحظ ذلك فى منطقة المستوى المتغير للماء عند التركز العالى للاملاح فيه ، وغير ذلك .

جدول ٨-٧

درجات شدة التأثير الاكال للغازات
فى الانشاءات الخرسانية المسلحة

درجة التأثير الاكال للغازات فى الخرسانة المسلحة	مجموعة الغازات الاكالة	الرطوبة	
		فى المبانى غير المدفأة والانشاءات المكشوفة، منطقة الرطوبة	فى المبانى المدفأة، الرطوبة النسبية للهواء (٪)
غير أكالة	بدون غازات أكالة	جافة	≤ ٦٠
غير أكالة	B		
ضعيفة	C		
متوسطة	D		
غير اكالة	بدون غازات أكالة	عادية	٦١ - ٧٥
ضعيفة	B		
متوسطة	C		
قوية	D		
ضعيفة	بدون غازات أكالة	رطبة	> ٧٥
متوسطة	B		
قوية	C		
قوية	D		

٢ - الشروط الواجب توفرها فى الخرسانة وفولاذ التسليح

يتم تعيين المواد الرابطة والاخلاط الخاصة للخرسانة استنادا الى المواصفات القياسية للبناء ، وهذه المواد والاخلاط الخرسانية يجب ان تكون صامدة للبيئة الاكالة الموجودة فيها . ومن بين المواد الانشائية المستقلة بذاتها المستخدمة فى مثل هذه الظروف ، هى الانواع المختلفة من الخرسانة الصامدة للحوامض (acid-resistant) التى يدخل فى تركيبها الزجاج السائل ، كما وتستخدم كذلك الخرسانة المبلمرة .

ان انواع الخرسانة المنتجة باحتوائها على مادة رابطة اسمنتية ، والمستخدمة فى الانشاءات المعرضة لتأثير البيئة الاكالة ، يجب أن تفى بشروط الكثافة المتميزة بمماركة معينة من حيث اللاانفاذية للماء . وهذه الشروط المطلوب توفرها فى انواع الخرسانة الثقيلة ، مدرجة فى الجدول (٨-٨) .

جدول ٨ – ٨

العوامل التى تبين خصائص كثافة الخرسانة الثقيلة

كثافة الخرسانة	الرمز	العامل المبين لخصائص كثافة الخرسانة		
		ماركة الخرسانة من حيث اللانفاذية للماء	امتصاص الماء (٪) من حيث الوزن	النسبة القصوى للماء والاسمنت (w/c)
عادية	H*	B-4	٥٫٧ – ٤٫٨	اقل من ٠٫٦
عالية	П	B-6	٤٫٧ – ٤٫٣	٠٫٥٥
عالية جدا	O	B-8	٤٫٢ واقل	٠٫٤٥

* الاحرف المستخدمة هنا فى الرموز هى احرف روسية كما جاءت فى الاصل (المترجم) .

جدول ٨ – ٩

الشروط المطلوب توفرها فى الانشاءات الخرسانية المسلحة المستخدمة فى بيئة اكالة

درجة شدة الفعل الاكال للبيئة	الثخن الاصغر للطبقة الخرسانية الواقية (مم) فى الانشاءات المستخدمة :			كثافة خرسانة الانشاءات المسلحة بفولاذ من الاصناف التالية :	
	فى البيئة الغازية*		فى البيئة السائلة	A-I, A-II A-III, A-IV, B-I	B-II, Bp-II فى الكيلات السلكية المجدولة
	شفهات البلاطات المضلعة، الجدران ، العتبات وغيرها	الجمالونات ، الاعمدة			
ضعيفة	١٥	٢٠	٢٥	H*	П
متوسطة	١٥	٢٠	٣٠	П	O
قوية	٢٠	٢٥	٣٥	O	لا يسمح باستخدامه

A-V
At-IV
At-V
At-VI

* ان ثخن الطبقة الخرسانية الواقية فى حالة استخدام الفولاذ المصلد بالحرارة ، الاسلاك العالية المقاومة ومنتجاتها الشبكية الاخرى ، يجب ان لا يقل عن ٢٥ مم .

** ان الحروف المستخدمة فى الرموز أعلاه ، هى حروف روسية كما جاءت فى الاصل (المترجم) .

وتتم المحافظة لمدة طويلة جدا على قضبان التسليح فى داخل الخرسانة ، باستخدام فولاذ تسليح ذى مقاومة قصوى للبيئة الاكالة المعينة ، وتأمين الثخن الضرورى والكثافة اللازمة للطبقة الخرسانية الواقية للفولاذ ، وتوفير الدهان الواقى لقضبان التسليح مع وضع طبقة واقية من الدهان الراتنجى او طبقة غشائية واقية على سطح الخرسانة .

ان الثخن الاصغر للطبقة الخرسانية الواقية وكثافة الخرسانة بالذات ، يحددان تبعا لدرجة التأثير الاكال للبيئة (الغازية او السائلة) ونوع الانشاء (طبقا للجدول ٨ – ٩) .

ولا يجوز استخدام القضبان الفولاذية من الصنف A-V ، ولا القضبان والاسلاك الفولاذية من كافة الاصناف التى تم تصليدها بالمعالجة الحرارية ، فى الانشاءات الخرسانية المسلحة السابقة الاجهاد ، المستخدمة فى البيئات الغازية والسائلة ذات الفعل الاكال الشديد . وفى الانشاءات المقامة من الخرسانة المنتجة من الاخلاط المسامية ، يسمح باستخدام الاسلاك الفولاذية العالية المقاومة من الصنفين B-II و Bp-II ، واستخدام القضبان الفولاذية من الصنفين A-V و AT-IV فما فوق ، فقط فى حالة وضع طبقات واقية خاصة ، تطلى بها سطوح القضبان والاسلاك الفولاذية المذكورة .

وينصح باستخدام فولاذ التسليح المجلفن (المطلى بالزنك) اذا لم يكن فى الامكان تحقيق الكثافة المطلوبة والثخن اللازم للطبقة الواقية الخرسانية .

ان القطع التركيبية الاندماجية والوصلات المعدنية الملحومة للانشاءات الخرسانية المسلحة ، يجب ان تغطى بطبقة واقية من الخرسانة الكثيفة او بطبقات من المواد الواقية الخاصة بذلك (مثل طبقات من الزنك ، الالومنيوم ، الدهان الراتنجى وغير ذلك من المواد الاخرى) .

٣ – الطبقة الواقية المقاومة للتأكل

ان الطبقات الواقية تختار تبعا لدرجة شدة الفعل الاكال وخصائص البيئة الاكالة . ففى حالة البيئة الاكالة الضعيفة تستخدم الطبقات الواقية المؤلفة من الدهونات الراتنجية ، وفى حالة البيئة الاكالة المتوسطة التأثير والشديدة التأثير ، تستخدم الطبقات الواقية المؤلفة من الدهونات الراتنجية ، والمعاجين ، والمعاجين اللاصقة ، ومواد التكسية وغيرها .

وتحتوى المراجع الخاصة على كافة خصائص مجموعة الدهونات الراتنجية المستخدمة كطبقات واقية ضد التأكل او الصدأ لكل من فولاذ التسليح والخرسانة .

ان الطبقات الواقية المؤلفة من الدهونات الراتنجية وغيرها ، يجب ان تشكل على سطح الانشاء طبقة غير منفذة للماء يتراوح ثخنها فى حدود ٠٫١ – ١ مم . ويؤخذ ثخن الطلاء

الدهنى استنادا الى الحسابات الهندسية الاقتصادية الخاصة بذلك . ويمكن استخدام طبقات الدهان هذه مع مواد الحشو (fillers) وبدونها ، او مع طلية اساسية مثبتة وبدونها . ويتم اختيار مواد الدهونات الراتنجية الواقية تبعا لشدة الفعل الاكال للبيئة ، وذلك كما يلى :

أ) فى البيئات الاكالة الضعيفة التأثير تستخدم الدهونات المؤلفة من مواد منتجة على اساس زيت بزر الكتان الطبيعى (linseed oil) ، والراتنجات المتعددة الأستر (polyester) وغيرها .

ب) فى البيئات الاكالة المتوسطة التأثير تستخدم المواد التى تدخل فى اساسها راتينجات كلوريد البوليفينيل (PVC resins) ، الراتنجات الايبوكسية ، التيوكولات وهى انواع من المطاط الصناعى ، المطاط الصناعى المعالج بالكلور وغيرها ،

جـ) فى البيئات الاكالة الشديدة التأثير تستخدم المواد المنتجة على اساس الراتنجات الايبوكسية ، والتيوكولات ، المطاط الصناعى المعالج بالكلور مع زيادة عدد طبقات الاكساء وغيرها .

ان الطليات الوقائية من المعاجين ، تشكل على سطح الانشاء طبقة غير منفذة للماء يتراوح ثخنها فى حدود ١ – ١٠ مم . وفى الطليات الوقائية من هذا النوع ، تستخدم المواد المنتجة على اساس المواد العضوية الرابطة : مثل المعاجين القيرية ذات الحشوات ، والمعاجين المبلمرة ذات الراتنجات المتعددة الأستر والراتنجات الايبوكسية وغيرها .

وتنتج الطليات اللاصقة الواقية باستخدام ثلاثة انواع من المواد وهى : المواد اللفائفية القيرية او المبلمرة ، والمواد الرقائقية المبلمرة ، والمواد الصفائحية المبلمرة . وقد توضع هذه الطليات فوق طلية اساسية مثبتة او بدونها .

وتستخدم الطليات الكسائية الوقائية لحماية الطبقة العازلة من التأثير الموحد للبيئة الاكالة والأحمال الميكانيكية . ومن بين المواد المستخدمة فى ذلك ، والزجاج ، والفخار المقاوم للحوامض ، والبلاطات الفخارية الصامدة للحوامض .

البند السادس

تقوية وتعزيز القطع الانشائية

١ – الظروف التى تجعل من الضرورى تقوية القطع الانشائية

ان الغرض من تقوية وتعزيز القطع الانشائية هو زيادة سعتها الحملية وجسوءتها . وتدعو الضرورة الى تقوية القطع الانشائية فى حالة تغيير الاساليب التقنية ، وادخال معدات صناعية جديدة ، وتوسيع الانتاج ضمن الاماكن الصناعية المحدودة الموجودة من قبل ، وفى حالة زيادة

الحمل المتحرك المؤثر على الارضيات او السقوف . ويمكن ان تدعو الضرورة أيضا الى تعزيز تلك القطع الانشائية ، نظرا لما تتعرض له من اضرار وتلف اثناء اقامتها واستخدامها او فى حالة نشوب الحرائق وغير ذلك . ان القرار المتعلق بالامكانية الفنية والفائدة الاقتصادية لتقوية القطع الانشائية الخرسانية المسلحة ، يجب ان يتخذ فى كل حالة على انفراد وذلك تبعا لشروط خدمة الانشاءات وحالتها العامة ، وكذلك تبعا لمقارنة تكاليف التقوية بتكاليف اقامة انشاء جديد بدل القديم .

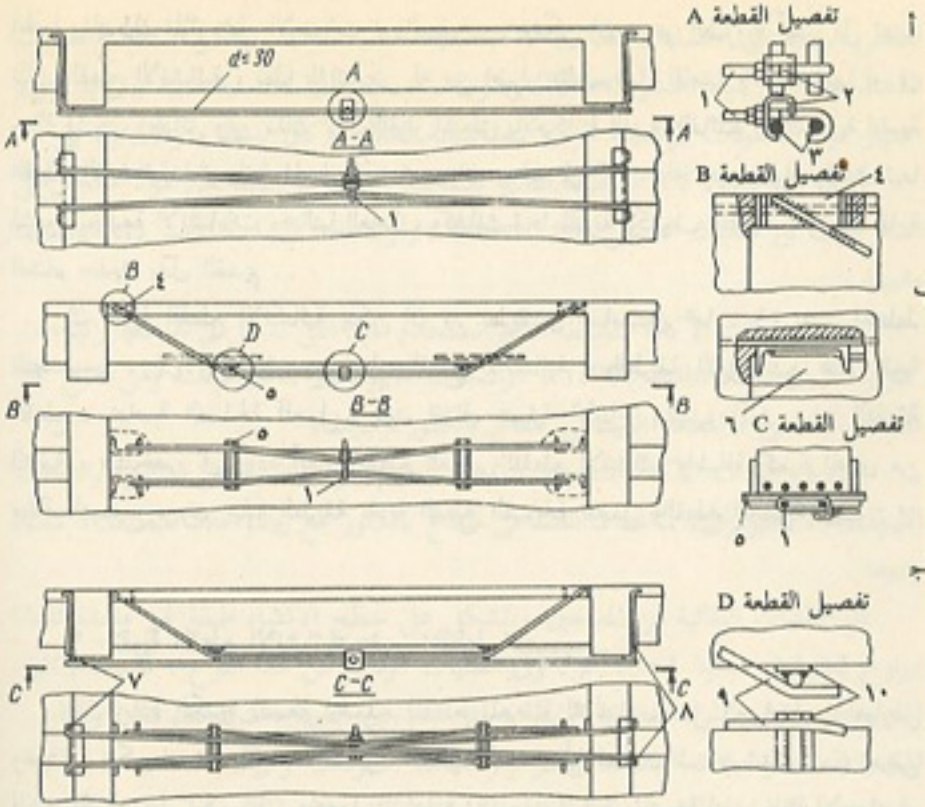
ان تقوية القطع الانشائية يمكن ان تتم بطريقتين اساسيتين هما : ١) تغيير المخطط التصميمى ، ٢) زيادة وتوسيع ابعاد القطع الانشائية . والطريقة الاولى تتبع عند تقوية القطع ، خاصة الصالحة للعمل ، دون انفاق عملية الانتاج بسبب ذلك . اما الطريقة الثانية ، فتتلخص فى زيادة أبعاد المقطع العرضى للقطع الانشائية واضافة كمية اخرى من فولاذ التسليح ، وتتم بهذه الطريقة تقوية القطع الصالحة للعمل والقطع المعطوبة أيضا .

٢ – تقوية القطع الانشائية بتغيير المخطط التصميمى

ان الزيادة الكبيرة للسعة الحملية للقطع المعرضة للانحناء ، مثل العتبات ، والعوارض وغيرها ، يمكن ان تتم بأن تضاف الى مخططها التصميمى قضبان شد (شدادات) تعرض للشد المسبق على الخرسانة . وتحصل الزيادة فى السعة الحملية ، نتيجة لتغير حالة الاجهاد فى الانشاء العتبى – حيث يصبح فى حالة انضغاط لا محورى . وتتألف شدادات التقوية هذه من قضيبين شدادين واحيانا من اربعة قضبان شدادة ، تتم عملية اجهادها المسبق بسحبها زوجا بواسطة نبيطة لولبية (bolt device) . وهذه الشدادات المقوية قد تكون من حيث موقعها على الانشاء العتبى ، افقية ، جمالونية (مسنمة) ومؤلفة من النوعين معا (شكل ٨ – ٦) . ان قطع تثبيت قضبان الشد من مختلف الانواع ، مع الانشاء المراد تقويته ، موضحة فى الاشكال المرفقة مع هذا البحث بصورة كافية . ويمكن الحصول على الاجهاد المسبق للقضبان ، بتقريب القضبان الشدادة لمسافة قليلة نسبيا . وتغطى الشدادات المعدنية بطبقة من مادة مقاومة للصدأ .

ان الانشاء المعاد تصميمه باستخدام قضبان الشد المربوطة جيدا مع مساندها ، يعمل بمثابو انشاء موحد تماما . ويؤدى الحمل المؤثر عليه ، الى توتر قضبان الشد ، وانضغاط وانحناء القطعة الانشائية .

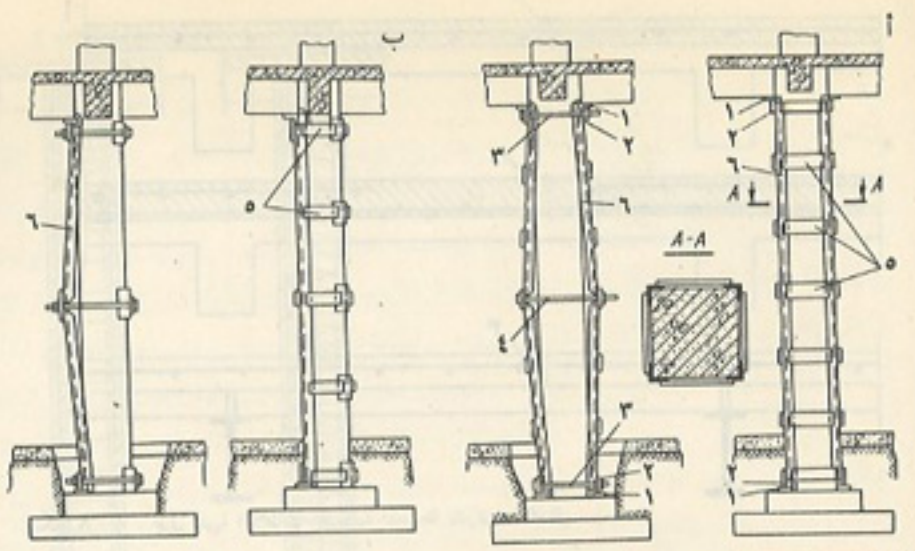
وتتم عملية تقوية ودعم الاعمدة باستخدام قطع مباعدة معدنية سابقة الاجهاد ، على شكل خط منكسر ، توضع من جانب واحد او من جانبين (شكل ٨ – ٧) .



شكل ٨–٦ . طرق تقوية العتبات والعوارض باستخدام قضبان الشد (الشدادات)

١ – مسمار انفعال ؛ ٢ – حلقة زق ؛ ٣ – قضبان شدّ ؛ ٤ – قطعة تثبيت داعمة على شكل ﻣـــ ؛ ٥ – حشيات قضيبية مدورة ؛ ٦ – فتحة فى البلاطة ، يتم سدها بعد وضع المثبتة ؛ ٧ – زاوية معدنية زائفة ؛ ٨ – مثبتات الزاوية المعدنية الزائفة ؛ ٩ – قضبان شد ؛ ١٠ – حشيات من فولاذ شرائطى

ويتألف كل فرع من فروع القطع المعدنية المباعدة ، من زوايا معدنية مربوطة مع بعضها البعض بواسطة شرائط معدنية ملحومة معها . وفى مواضع الانكسار ، تستحدث حزوز (ثلمات) فى الشفهات الجانبية للزوايا المعدنية . وتتم عملية الاجهاد المسبق لفروع القطع المباعدة ، بواسطة الشد المتبادل لازواج الفروع مع بعضها البعض ، وفى حالة وجود القطع المباعدة الوحيدة الجانب ، اى فى جانب واحد ، تتم عملية الشد المسبق ، بسحب القطع نحو السطح الجانبى للعمود . وعند عودة القطع المباعدة بعد السحب الى وضعها الاصلى ، فانها تتحمل فى نفس الوقت الاحمال والقوى الرأسية وبذلك تخفف تأثيرها على العمود بالذات . ويمكن تجهيز القطع المباعدة فى جانب واحد لغرض تقوية وتعزيز الاعمدة اللاحورية الانضغاط ذات اللاتمركزيات الكبيرة .

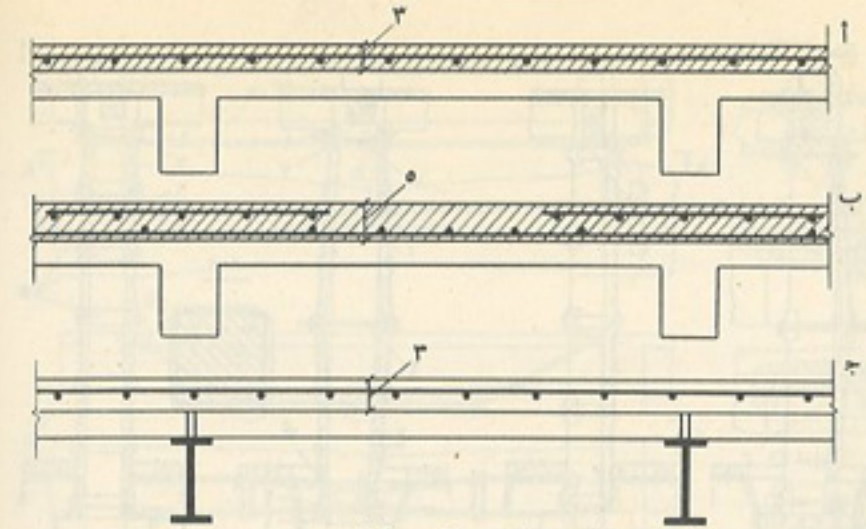


شكل ٨–٧ . تقوية الأعمدة باستخدام القطع المباعدة .

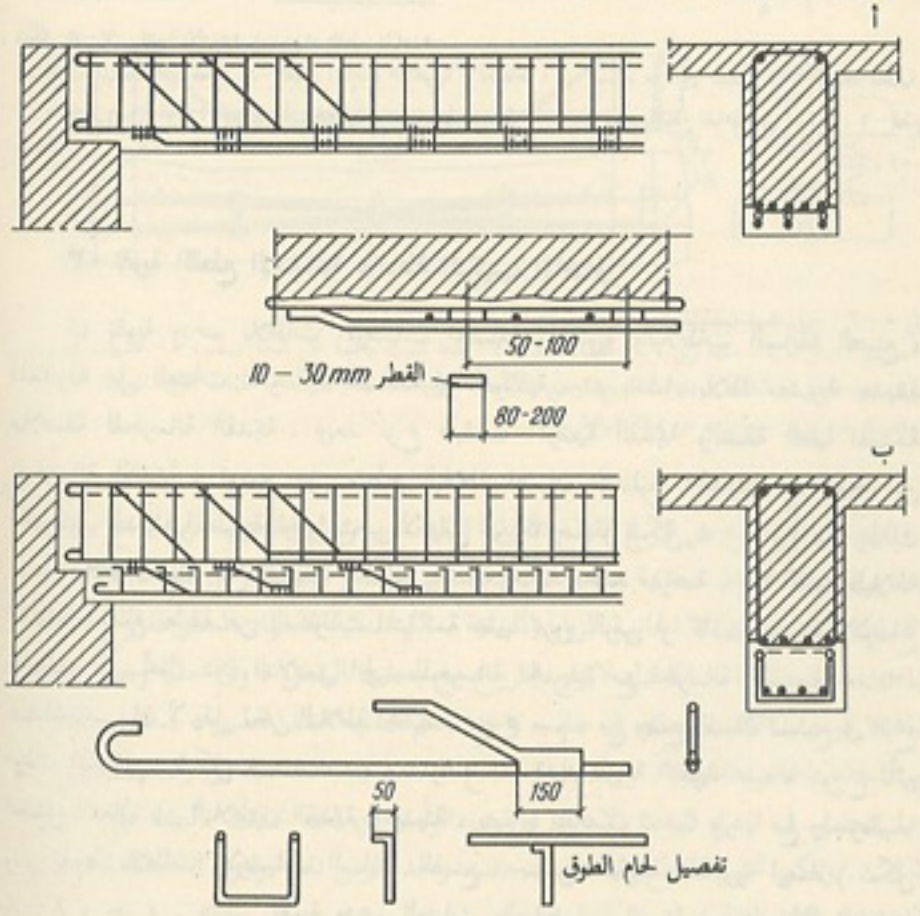
أ – القطع المباعدة المضغطة؛ ب – القطع المباعدة اللاحورية الانضغاط ؛ ١ – مساند من زوايا معدنية ؛ ٢ – شرائط معدنية ؛ ٣ – مسامير وصل ملولبة ؛ ٤ – مسمار انفعال ؛ ٥ – شرائط معدنية تلحم بعد وضع القطع المباعدة فى اماكنها ؛ ٦ – قطع مباعدة

٣ – تقوية القطع الانشائية بواسطة التركيب الاضافى

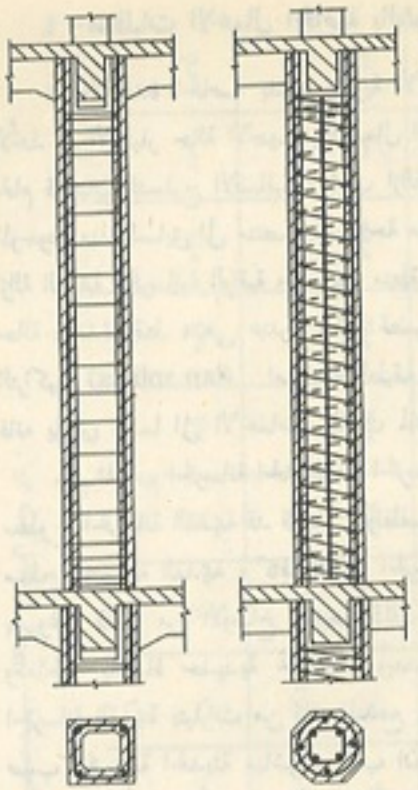
ان تقوية ودعم بلاطات الارضيات المضلعة المصبوبة والبلاطات السابقة الصنع ، الممدودة على العتبات الخرسانية المسلحة او الفولاذية ، تتم بانشاء بلاطة مصبوبة جديدة ملاصقة للخرسانة القديمة . وبعد نزع طبقات الارضية القديمة والطبقة العليا المهدمة للخرسانة القديمة ، توضع على سطح البلاطة قضبان التسليح الجديدة مع طبقة من الخرسانة الجديدة المصبوبة فوقها بثخن لا يقل عن ٣ سم (شكل ٨–٨ ، أ) . وبذلك تعتبر البلاطة المقواة بهذا التركيب الاضافى ، بمثابة بلاطة واحدة متراصة . واذا كانت البلاطة القديمة مغطاة بطبقة من الدهونات المتراكمة عليها بمرور الزمن او كانت مشبعة بالاوساخ المختلفة التى تحول دون التلاصق الجيد للخرسانة الجديدة مع الخرسانة المصبوبة حديثا ، عندئذ يجب ان لا يقل ثخن البلاطة الجديدة عن ٥ سم ، مع وضع قضبان تسليح فى الباع وعند المساند (شكل ٨–٨ ، ب) . وعند استخدام طريقة التقوية هذه ، يتوزع تأثير الحمل الفعال بين البلاطتين القديمة والحديثة ، بصورة تتناسب تناسبا طرديا مع جسوءتيهما وتتم تقوية بلاطات الارضيات السابقة الصنع ، بنفس الطريقة المذكورة ايضا (شكل ٨–٨ ، جـ) . ويمكن تقوية ودعم العتبات والعوارض ، بان تلحم مع فولاذ التسليح



شكل ٨ – ٨ . طرق تقوية البلاطات الخرسانية المسلحة بالتركيب الاضافى



شكل ٨ – ٩ . القطعات التفصيلية للتسليح عند تقوية العتبات الخرسانية المسلحة بالتركيب الاضافى



شكل ٨ – ١٠ . تقوية الاعمدة بالتركيب الاضافى

المكشوف التى ازيلت عنه الطبقة الخرسانية الواقية ، قضبان فولاذية طولية اضافية ، مع تغطيتها بعد ذلك بطبقة سطحية من الملاط الاسمنتى او بفرش طبقة من الخرسانة المسفوعة فوقها (شكل ٨ – ٩ ، أ) . ويمكن الحصول على زيادة كبيرة فى السعة الحملية للقطع الانشائية بزيادة ابعاد المقطع العرضى من الاسفل مع وضع قضبان تسليح اضافية (شكل ٨ – ٩ ، ب) . وتلحم القضبان المنحنية والاطواق الفولاذية العرضية الاضافية مع القضبان الفولاذية القديمة .

ان الاعمدة تقوى بانشاء اغلفة تقوية ، مسلحة بقضبان طولية او اطواق او قضبان حلزونية . ويجب ان لا يقل ثخن غلاف الدعم عن ٥ سم فى حالة الصب بواسطة القوالب المؤقتة ، وعن ٣ سم فى حالة السفع والتغطية بالاسمنت (شكل ٨ – ١٠) . ولتقوية اعمدة المبانى المتعددة الطوابق وامرار القضبان الطولية الاضافية فى بلاطة الارضية ، تستحدث فتحات خاصة لذلك ، كما تستحدث اماكن تعريض فى حدود منطقة تقاطع العتبات مع الاعمدة .

٤ – متطلبات الاعمال الخاصة بالتقوية

ان الاعمدة الخاصة بدعم وتقوية الانشاءات الخرسانية المسلحة يجب ان تجرى مع الأخذ فى الاعتبار حالة الاجهاد والانفعال التى تتعرض لها تحت تأثير الاحمال . وفى مواضع لحام قضبان التسليح الاضافية ، يجب ازالة الطبقة الخرسانية الواقية وتعرية القضبان الطولية الموجودة منذ السابق الى منتصف مساحة مقطعها العرضى . ويجب ان نأخذ فى الاعتبار ، ان ازالة الطبقة الخرسانية الواقية من جهة منطقة الشد ، لا تؤثر بشكل ملموس على المقاومة فى حالة واحدة فقط ، هى عندما تكون قضبان تسليح الانشاء القديم ، خالية من الوصلات التراكبية (lap splices) . اما ازالة الطبقة الخرسانية الواقية من جانب منطقة الانضغاط ، فانه يؤدى دائما الى الانخفاض المؤقت لمقاومة الانشاء .

ويتم تلاحم الخرسانة الحديثة مع الخرسانة المصبوبة حديثا ، تلاحما جيدا ، عندما تكون سطوح الخرسانة القديمة قد قشطت ونظفت جيدا . ولاجل تحقيق ذلك ، يجب ان تزال من سطح الخرسانة القديمة ، كافة القطع الخرسانية المعطوبة والمهدمة المتبقية وتزال الاتربة العالقة به وغير ذلك من الاوساخ . وبعد ذلك يجب تخشين (تخديش سطح الخرسانة القديمة ومعالجته بفرشاة حديدية خاصة . وبعد وضع وترتيب قضبان التسليح ، يغسل سطح الخرسانة القديمة بتيارات من الماء المندفع بالضغط ، ويبقى ذلك السطح مبللا بالماء . وقبل صب الخرسانة الحديثة مباشرة ، يجب ان تزال كافة المياه المتجمعة فى بعض مناطق سطح الخرسانة القديمة . وبعد اتمام عملية الصب ، يجب ترطيب الخرسانة الحديثة بالماء لمدة ٧ أيام على التوالى ، ترطيبا جيدا .

الملحق I

المقاومات التصميمية للخرسانة طفيفة بالميجاباسكال (MPa)

نوع المقاومة	نوع الخرسانة	مركبة الخرسانة التصميمية لمقاومة الانضغاط							
		١٥٠	٢٠٠	٢٥٠	٣٠٠	٤٠٠	٤٥٠	٥٠٠	٦٠٠	٧٠٠	٨٠٠
انضغاط محوري (مقاومة المؤشور الخرساني للتهشم) R_{pr}	خرسانة ثقيلة مسامية	٧	٩	١١	١٣٫٥	١٥٫٥	١٧٫٥	١٩٫٥	٢٣٫٥	٢٧٫٥	٣١
	خرسانة ذات احلاظ مسامية	٧	٩	١١	١٣٫٥	١٥٫٥	١٧٫٥	١٩٫٥	٢٣٫٥	٢٧٫٥	٣١
شد محوري R_{ten} *	خرسانة ثقيلة خرسانة ذات احلاظ مسامية	٣٫٥	٤٫٥	٥٫٥	٦٫٥	٧٫٥	٨٫٥	٩٫٥	١١٫٥	١٣٫٥	١٥٫٥
		١٫٥	٢	٢٫٥	٣	٣٫٥	٤	٤٫٥	٥٫٥	٦٫٥	٧٫٥
		١٫٥	٢	٢٫٥	٣	٣٫٥	٤	٤٫٥	٥٫٥	٦٫٥	٧٫٥

ملحوظة : بالنسبة لانواع الخرسانة الناتجة من احدث الاوبما ، تضرب قيم المقاومات التصميمية للشد R_{ten} فى معامل قيمته ٠٫٧ .

الملحق II

عوامل خدمة الخرسانة الثقيلة والانواع الاخرى من الخرسانة ذات الاحلاط المسامية

الاسباب الداعية لادخال عوامل الخدمة فى الحساب والتصميم	رمز عامل الخدمة	قيمة العامل	نوع المقاومة التصميمية التى تضرب فى العامل
مدة تأثير الاحمال (عند حساب المقاومة) :			
أ) عند حساب الاحمال الساكنة ، الاحمال الطويلة والقصيرة الاجل ، الاحمال المتحركة (ما عدا الاحمال المؤثرة لمدة قصيرة نسبيا مثل احمال المراقيع المتنقلة ، احمال الريح ، الاحمال الناجمة اثناء عملية الانتاج والشحن) وكذلك الاحمال الخاصة الناجمة عن انفعالات التربة الضابطة والتربة الجمودية ، لانواع الخرسانة التالية :			
الخرسانة الطبيعية التصلب والخرسانة المعالجة بالحرارة ، اذا كانت الانشاءات ستستخدم فى ظروف مؤاتية لزيادة مقاومة الخرسانة (عندما لا يزيد المحتوى الرطوبى للهواء	m_{c1}	1	R_{pr}, R_{ten}
على ٧٥٪، وتصلب الخرسانة تحت الماء	m_{c1}	0,85	R_{pr}, R_{ten}
فى الحالات الاخرى غير الواردة اعلاه			
ب) عند حساب الاحمال الساكنة ، الاحمال الطويلة الاجل ، الاحمال المتحركة القصيرة الاجل وكذلك الاحمال الاضطرارية الخاصة	m_{c1}	1,1	R_{pr}, R_{ten}
الاحمال كثيرة التكرار (عند حساب التحمل)	m_{c2}	راجع الفصل الثامن، الجزء الاول	R_{pr}, R_{ten}
عمليات التجمد والذوبان الدورية	m_{c3}	0,7-1	R_{pr}
الانضغاط (الاجهاد) المسبق عند انتاج القطع الانشائية المسلحة بما يلى :			
بالاسلاك فولاذية	m_{c4}	1,2	R_{pr}
بقضبان فولاذية	m_{c4}	1,2	R_{pr}
صب القطع الانشائية فى الوضع الرأسى (الالواح الهيكلية السابقة الصنع، الاعمدة المصبوبة فى الموقع وغيرها) عندما لا يزيد تخن طبقة الخرسانة المصبوبة على ١٫٥ م	m_{c7}	0,85	R_{pr}
الاعمدة الخرسانية المسلحة المصبوبة فى الموقع ، التى يقل طول الضلع الاكبر فى مقطعها العرضى عن ٣٠ سم	m_{c8}	0,85	R_{pr}
وصلات القطع الانشائية السابقة الصنع عندما يقل تخن الوصلة عن خمس الضلع الاصغر للمقطع العرضى ، ويقل عامة عن ١٠ سم	m_{c9}	1,15	R_{pr}
عند معاملة (معالجة) القطع الانشائية الخرسانية بالبخار تحت ضغط عال ، اى عند انضاج الخرسانة بالبخار	m_{c10}	0,85	R_{pr}

الملحق III

قيم المقاومة الاساسية للخرسانة مقاسة بالميجابسكال (MPa)

نوع المقاومة الاساسية	نوع الخرسانة	ماركة الخرسانة المصممة لمقاومة الانضغاط									
		١٥٠	٢٠٠	٢٥٠	٣٠٠	٣٥٠	٤٠٠	٤٥٠	٥٠٠	٦٠٠	٧٠٠	٨٠٠
الانضغاط المحورى (مقاومة المونشور الخرسانى للتبعير) R^b_{pr}	خرسانة ثقيلة	٨٫٥	١١٫٥	١٤٫٥	١٧	٢٠	٢٢٫٥	٢٥٫٥	٢٨	٣٤	٣٩	٤٥
	خرسانة ذات احلاط مسامية	٨٫٥	١١٫٥	١٤٫٥	١٧	٢٠	٢٢٫٥	–	–	–	–	–
الشد المحورى R^b_{ten}	خرسانة ثقيلة	٠٫٩٥	١٫١٥	١٫٣	١٫٥	١٫٦٥	١٫٨	١٫٩	٢	٢٫٢	٢٫٣٥	٢٫٥
	خرسانة ذات احلاط مسامية	٠٫٩٥	١٫١٥	١٫٣	١٫٥	١٫٦٥	١٫٨	–	–	–	–	–

ماركة الخرسانة المصممة لمقاومة الشد

نوع المقاومة الاساسية	نوع الخرسانة	P-10	P-15	P-20	P-25	P-30	P-35	P-40
الشد المحورى R^b_{ten}	خرسانة ثقيلة	٠٫٧٨	٠٫٧	١٫٥٦	١٫٩٥	٢٫٣٥	٢٫٧	٣٫١
	خرسانة ذات احلاط مسامية	٠٫٧٨	٠٫٧	١٫٥٦	١٫٩٥	٢٫٣٥	–	–

ملحوظة : بالنسبة للخرسانة المنتجة من اسمنت الالومينا ، تضرب قيمة المقاومات الاساسية للشد R^b_{ten} فى معامل قيمته ٠٫٧ .

قيم معايير المرونة الابتدائي للخرسانة $E_c \cdot 10^{-3}$ مقاسة بالميجابسكال (MPa) ، عند الانضغاط والشد

نوع الخرسانة	ماركة الخرسانة المصممة لمقاومة الانضغاط									
	١٥٠	٢٠٠	٢٥٠	٣٠٠	٣٥٠	٤٠٠	٤٥٠	٥٠٠	٦٠٠	٧٠٠	٨٠٠
خرسانة ثقيلة طبيعية التصلب خرسانة ذات احلاط مسامية ، عندما تبلغ قيمة الكثافة المتوسطة (طن /م^3) ما بين :	٢١	٢٤	٢٦٫٥	٢٩	٣١	٣٣	٣٤٫٥	٣٦	٣٨	٣٩	٤٠
١٫٤	١٠٫٥	١١٫٥	١٢٫٥	١٣٫٥	١٤٫٥	–	–	–	–	–	–
١٫٨	١٣٫٥	١٥	١٦٫٥	١٧٫٥	١٨٫٥	١٩	–	–	–	–	–
٢٫٢	١٧	١٨٫٥	٢٠	٢١٫٥	٢٢٫٥	٢٣٫٥	–	–	–	–	–

ملحوظة : ان القيم الجدولية لمعايير المرونة الابتدائي للخرسانة الثقيلة ، ينخفض بالنسب التالية : بنسبة ١٠ ٪ عند الانضاج بالحرارة وبنسبة ٢٥ ٪ عند الانضاج بالبخار تحت ضغط عال .

المقاومات الاساسية والتصميمية ومعايرات مرونة القضبان الفولاذية والاسلاك الفولاذية العادية

صنف فولاذ التسليح	المقاومة الاساسية لفولاذ التسليح R_s^b ، (MPa)	المقاومة التصميمية لفولاذ التسليح (MPa)			معايير مرونة فولاذ التسليح E_s (MPa)
		المعرض للشد		المعرض للانضغاط	
		أ) طول التربيب ب) عرضي ومحني عند حساب الالتحام في المقطع المائل R_s	عرضي ومحني عند حساب مقاومة قوة القص $R_{s.t}$	$R_{s.com}$	
فولاذ املس مدلفن على الساخن من الصنف A-I	٢٤٠	٢١٠	١٧٠	٢١٠	٢١٠ ٠٠٠
فولاذ محزز المقطع مدلفن على الساخن ، من الصنف A-II	٣٠٠	٢٧٠	٢١٥	٢٧٠	٢١٠ ٠٠٠
كالسابق ، من الصنف A-III	٤٠٠	٣٤٠	٢٤٠ (٢٧٠)	٣٤٠	٢٠٠ ٠٠٠
كالسابق ، من الصنف A-IV ، مع التصليد الحراري للصنف AT-IV	٦٠٠	٥٠٠	٤٠٠	٤٠٠	٢٠٠ ٠٠٠
كالسابق ، من الصنف AT-V والصنف AT-V المصلد بالحرارة	٨٠٠	٦٤٠	٥١٠	٤٠٠	١٩٠ ٠٠٠
كالسابق ، من الصنف AT-VI المصلد بالحرارة	١٠٠٠	٨٠٠	٦٤٠	٤٠٠	١٩٠ ٠٠٠
اسلاك فولاذية عادية ملساء من الصنف B-I ، من النوع المستخدم في الشبكات والهياكل الملحومة	٥٥٠	٣١٥	٢٢٠ (١٩٠)	٣١٥	٢٠٠ ٠٠٠
اسلاك فولاذية عادة محززة المقطع من الصنف Bp-I بقطر يساوي :					
٣ – ٤ مم	٥٥٠	٣٥٠	٢٦٠٠ (٢٨٠)	٣٥٠	١٧٠ ٠٠٠
٥ مم	٥٢٥	٣٤٠	٢٥٠٠ (٢٧٠)	٣٤٠	١٧٠ ٠٠٠

ملحوظة : ان قيم ($R_{s.t}$) الموجودة بين قوسين ، خاصة بحالة استخدام الفولاذ في الهياكل الفولاذية المربوطة .

المقاومات الاساسية والتصميمية ومعايرات مرونة الاسلاك الفولاذية والكبلات السلكية المجدولة العالية المقاومة

صنف فولاذ التسليح	القطر (مم)	المقاومة الاساسية للفولاذ R_s^b، (MPa)	المقاومة التصميمية لفولاذ التسليح (MPa)		معايير مرونة فولاذ التسليح E_s (MPa)
			القضبان المعرضة للشد	القضبان المعرضة للانضغاط	
			أ) القضبان الطولية ، ب) القضبان العرضية والمنية عند حساب مقاومة الانحناء في المقطع المائل R_s	القضبان العرضية والمنية عند حساب مقاومة القص $R_{s.tr}$	$R_{s.com}$
اسلاك فولاذية عالية	٣	١٩٠٠	١٢٣٠	٩٨٠	٤٠٠	٢٠٠٠٠٠
المقاومة ملساء من الصنف	٤	١٨٠٠	١١٦٠	٩٣٠	لكافة انواع	
B-II	٥	١٧٠٠	١١٠٠	٨٨٠	فولاذ التسليح	
	٦	١٦٠٠	١٠٣٠	٨٣٠	مع وجود تلاصق	
	٧	١٥٠٠	٩٧٠	٧١٠	جيد مع الخرسانة	
	٨	١٤٠٠	٩٠٠	٧٣٠		
اسلاك فولاذ عالية المقاومة	٣	١٨٠٠	١١٦٠	٩٣٠		٢٠٠٠٠٠
محززة المقطع من الصنف	٤	١٧٠٠	١١٠٠	٨٨٠		
Bp-II	٥	١٦٠٠	١٠٣٠	٨٣٠		
	٦	١٥٠٠	٩٧٠	٧٧٠		
	٧	١٤٠٠	٩٠٠	٧٢٠		
	٨	١٣٠٠	٨٤٠	٦٧٠		
جدائل وكبلات مؤلفة من	٤٫٥	١٩٠٠	١٢٣٠	٩٨٠		١٨٠٠٠٠٠
٧ اسلاك فولاذية من الصنف	٦	١٨٥٠	١١٩٠	٩٥٠		
K-7	٧٫٥	١٨٠٠	١١٦٠	٩٣٠		
	٩	١٧٥٠	١١٣٠	٩٠٠		
	١٢	١٧٠٠	١١٠٠	٨٨٠		
	١٥	١٦٥٠	١٠٦٠	٨٥٠		

الملحق VI المساحات التصميمية للمقاطع العرضية وكتلة القضبان الفولاذية والاصناف المسلسلة لفولاذ التسليح الداخل على الساعن ، ذي المقطع المحزز ، والاسلاك الفولاذية العادية والعالية المقاومة

القطر (مم)	المساحات التصميمية للمقطع العرضي (سم^2) عندما يبلغ عدد القضبان										الكتلة (كجم/م)	القطر (مم)	الاصناف المسلسلة لفولاذ التسليح الداخل على الساعن المحزز المقطع من الاصناف							الاصناف المسلسلة للاسلاك الفولاذية	
	١	٢	٣	٤	٥	٦	٧	٨	٩	١٠			A-II	A-III	A-IV	A-V	A-VI	A-VII	A-VIII	عادية	عالية المقاومة
٣	٠٫٧١	٠٫١٤	٠٫٢١	٠٫٢٨	٠٫٣٥	٠٫٤٢	٠٫٤٩	٠٫٥٧	٠٫٦٤	٠٫٧١	٠٫٠٥٥ (٠٫٠٥١)	٣	–	–	–	–	–	–	–	×	×
٤	٠٫١٢٦	٠٫٢٥	٠٫٣٨	٠٫٥٠	٠٫٦٣	٠٫٧٦	٠٫٨٨	١٫٠١	١٫١٣	١٫٢٦	٠٫٠٩٨ (٠٫٠٩٠)	٤	–	–	–	–	–	–	–	×	×
٥	٠٫١٩٦	٠٫٣٩	٠٫٥٩	٠٫٧٩	٠٫٩٨	١٫١٨	١٫٣٧	١٫٥٧	١٫٧٧	١٫٩٦	٠٫١٥٤ (٠٫١٣٩)	٥	–	–	–	–	–	–	–	×	×
٦	٠٫٢٨٣	٠٫٥٧	٠٫٨٥	١٫١٣	١٫٤٢	١٫٧٠	١٫٩٨	٢٫٢٦	٢٫٥٥	٢٫٨٣	٠٫٢٢٢	٦	–	×	–	–	–	–	–	×	×
٧	٠٫٣٨٥	٠٫٧٧	١٫١٥	١٫٥٤	١٫٩٢	٢٫٣١	٢٫٦٩	٣٫٠٨	٣٫٤٦	٣٫٨٥	٠٫٣٠٢	٧	–	×	–	–	–	–	–	×	×
٨	٠٫٥٠٣	١٫١	١٫٥١	٢٫٠١	٢٫٥١	٣٫٠٢	٣٫٥٢	٤٫٠٢	٤٫٥٣	٥٫٠٣	٠٫٣٩٥	٨	–	×	–	–	–	–	–	×	×
٩	٠٫٦٣٦	١٫٢٧	١٫٩١	٢٫٥٤	٣٫١٨	٣٫٨٢	٤٫٤٥	٥٫٠٩	٥٫٧٢	٦٫٣٦	٠٫٤٩٩	٩	–	×	–	–	–	–	–	–	–
١٠	٠٫٧٨٥	١٫٥٧	٢٫٣٦	٣٫١٤	٣٫٩٣	٤٫٧١	٥٫٥	٦٫٢٨	٧٫٠٧	٧٫٨٥	٠٫٦١٧	١٠	×	×	×	×	×	×	×	–	–
١٢	١٫١٣١	٢٫٢٦	٣٫٣٩	٤٫٥٢	٥٫٦٥	٦٫٧٩	٧٫٩٢	٩٫٠٥	١٠٫١٨	١١٫٣١	٠٫٨٨٨	١٢	×	×	×	×	×	×	×	–	–
١٤	١٫٥٣٩	٣٫٠٨	٤٫٦٢	٦٫١٦	٧٫٦٩	٩٫٢٣	١٠٫٧٧	١٢٫٣١	١٣٫٨٥	١٥٫٣٩	١٫٢٠٨	١٤	×	×	×	×	×	×	×	–	–
١٦	٢٫٠١١	٤٫٠٢	٦٫٠٣	٨٫٠٤	١٠٫٠٥	١٢٫٠٦	١٤٫٠٧	١٦٫٠٨	١٨٫١٠	٢٠٫١١	١٫٥٧٨	١٦	×	×	×	×	×	×	×	–	–
١٨	٢٫٥٤٥	٥٫٠٩	٧٫٦٣	١٠٫١٨	١٢٫٧٢	١٥٫٢٧	١٧٫٨١	٢٠٫٣٦	٢٢٫٩٠	٢٥٫٤٥	١٫٩٩٨	١٨	×	×	×	×	×	×	×	–	–
٢٠	٣٫١٤٢	٦٫٢٨	٩٫٤١	١٢٫٥٦	١٥٫٧١	١٨٫٨٥	٢١٫٩٩	٢٥٫١٤	٢٨٫٢٨	٣١٫٤٢	٢٫٤٦٦	٢٠	×	×	×	×	×	×	×	–	–
٢٢	٣٫٨٠١	٧٫٦	١١٫٤	١٥٫٢٠	١٩٫٠٠	٢٢٫٨١	٢٦٫٦١	٣٠٫٤١	٣٤٫٢١	٣٨٫٠١	٢٫٩٨٤	٢٢	×	×	×	×	×	×	×	–	–
٢٥	٤٫٩٠٩	٩٫٨٢	١٤٫٧٣	١٩٫٦٣	٢٤٫٥٤	٢٩٫٤٥	٣٤٫٣٦	٣٩٫٢٧	٤٤٫١٣	٤٩٫٠٩	٣٫٨٥٣	٢٥	×	×	×	×	×	×	×	–	–
٢٨	٦٫١٥٨	١٢٫٣٢	١٨٫٤٧	٢٤٫٦٣	٣٠٫٧٩	٣٦٫٩٥	٤٣)	٤٩٫٢٦	٥٥٫٤٢	٦١٫٥٨	٤٫٨٣٤	٢٨	×	×	×	×	×	×	×	–	–
٣٢	٨٫٠٤٢	١٦٫٠٨	٢٤٫١٣	٣٢٫١٧	٤٠٫٢١	٤٨٫٢٥	٥٦٫٣٠	٦٤٫٣٤	٧٢٫٣٨	٨٠٫٤٢	٦٫٣١٣	٣٢	×	×	×	×	×	×	×	–	–
٣٦	١٠٫١٨	٢٠٫٣٦	٣٠٫٥٤	٤٠٫٧٢	٥٠٫٩	٦١٫٠٨	٧١٫٢٦	٨١٫٤٤	٩١٫٥٢	١٠١٫٨٠	٧٫٩٩	٣٦	×	×	×	×	×	×	×	–	–
٤٠	١٢٫٥٦	٢٥٫١٢	٣٧٫٦٨	٥٠٫٢٤	٦٢٫٨	٧٥٫٣٦	٨٧٫٩٢	١٠٠٫٤٨	١١٣٫٠٤	١٢٥٫٦٠	٩٫٨٧	٤٠	×	×	×	×	×	×	×	–	–

ملحوظة : ١) تدل العلامة × على القضبان والاسلاك المدلفة ، ٢) الارقام الموجودة بين قوسين تدل على كتلة الاسلاك صنف Bp-1.

الملحق VII

الاصناف المتسلسلة والمساحات التصميمية للمقطع العرضى للشبكات المؤلفة من القضبان الملحومة

ماركة الشبكة الفولاذية	المساحة التصميمية للمقطع العرضى لكتلة القضبان الطولية (سم^2) عندما يبلغ العرض B (م)											القضبان المستعرضة (سم^2) لكل متر طول
	٩٠٠	١٠٠٠	١٣٠٠	١٤٠٠	١٥٠٠	١٧٠٠	٢٣٠٠	٢٥٠٠	٢٧٠٠	٢٩٠٠	٣٥٠٠	
٢٠٠ / ٣ / ٢٥٠ / ٣	٠٫٤٣	٠٫٥	–	٠٫٥٧	٠٫٦٤	٠٫٧١	٠٫٩٢	٠٫٩٩	١٫٠٧	١٫١٤	–	٠٫٢٨
١٥٠ / ٣ / ٢٥٠ / ٣	٠٫٥٠	٠٫٥٧	–	٠٫٧١	٠٫٧٨	٠٫٨٥	١٫١٤	١٫٢٨	١٫٣٥	١٫٤٢	–	٠٫٢٨
١٠٠ / ٤ / ٢٥٠ / ٣	٠٫٧٦	٠٫٨٨	–	١٫٠١	١٫١٣	١٫٢٦	١٫٥٤	١٫٧٦	١٫٨٩	٢٫٠٢	–	٠٫٢٨
١٥٠ / ٤ / ٢٥٠ / ٣	٠٫٨٨	١٫٠١	–	١٫٢٦	١٫٣٩	١٫٥١	٢٫٠٢	٢٫٢٧	٢٫٣٩	٢٫٥٢	–	٠٫٢٨
١٠٠ / ٥ / ٢٥٠ / ٤	١٫١٨	١٫٣٧	–	١٫٥٧	١٫٧٦	١٫٩٦	٢٫٥٥	٢٫٧٤	٢٫٩٤	٣٫١٤	–	٠٫٣
١٥٠ / ٦ / ٢٥٠ / ٤	١٫٩٨	٢٫٢٦	–	–	٣٫١١	–	٤٫٠٣	٥٫٠٩	٥٫٣٨	٥٫٦٦	–	٠٫٣
١٠٠ / ٦ / ٢٥٠ / ٤	٢٫٨٣	٣٫٤	–	–	٤٫٠٣	–	٦٫٧٩	٧٫٣٦	٧٫٩٢	٨٫٤٩	–	٠٫٣
١٥٠ / ٩ / ٢٥٠ / ٥	٤٫٤٥	٥٫٠٩	–	–	٧	–	١٠٫١٨	١١٫٤٥	١٢٫٠٨	١٣٫٧٢	–	٠٫٧٨
١٠٠ / ٩ / ٢٥٠ / ٥	٦٫٣٦	٧٫٥٣	–	–	١٠٫١٨	–	١٥٫٢٦	١٦٫٥٤	٢٦٫٨١	١٩٫٠٨	–	٠٫٧٨
٢٥٠ / ٣ / ٢٠٠ / ٤	٠٫٣٦	٠٫٤٣	٠٫٤٣	–	–	٠٫٥٧	٠٫٧٨	–	–	٠٫٩٩	١٫١٤	٠٫٣
٢٥٠ / ٣ / ١٥٠ / ٤	٠٫٣٦	٠٫٤٣	٠٫٤٣	–	–	٠٫٥٧	٠٫٧٨	–	–	٠٫٩٩	١٫١٤	٠٫٨٤
٢٥٠ / ٤ / ١٥٠ / ٥	٠٫٣	٠٫٣٦	٠٫٧٦	–	–	١٫٠١	١٫٣٩	–	–	١٫٧٦	٢٫٠٢	١٫٣١
٢٥٠ / ٤ / ٢٠٠ / ٨	٠٫٣	٠٫٣٦	٠٫٧٦	–	–	١٫٠١	١٫٣٩	–	–	١٫٧٦	٢٫٠٢	٢٫٥٢
٢٥٠ / ٥ / ١٥٠ / ٩	٠٫٩٨	١٫١٨	١٫١٨	–	–	١٫٥٧	٢٫٠٦	–	–	٢٫٧٤	٣٫١٤	٤٫٢٤
٢٠٠ / ٣ / ٢٠٠ / ٣	–	٠٫٥	٠٫٥٧	٠٫٥٧	٠٫٦٤	٠٫٧١	٠٫٩٢	٠٫٩٩	١٫٠٧	١٫١٤	١٫٣٥	٠٫٣٦
١٥٠ / ٣ / ١٥٠ / ٣	–	٠٫٥٧	٠٫٧١	٠٫٧١	٠٫٧٨	٠٫٨٥	١٫١٤	١٫٢٨	١٫٣٥	١٫٤٢	١٫٧	٠٫٤٧
١٠٠ / ٣ / ١٠٠ / ٣	–	٠٫٨٥	٠٫٩٩	١٫٠٧	١٫١٤	١٫٢٨	١٫٧	١٫٨٥	١٫٩٩	٢٫١٣	٢٫٥٦	٠٫٧١
٢٠٠ / ٥ / ٢٠٠ / ٥	–	١٫٣٧	١٫٥٧	١٫٥٧	١٫٧٦	١٫٩٦	٢٫٥٥	٢٫٧١	٢٫٩٤	٣٫١٤	٣٫٧٢	٠٫٩٨
١٠٠ / ٥ / ١٠٠ / ٥	–	٢٫٣٥	٢٫٧٤	٢٫٩٤	٣٫١٤	٣٫٥٣	٤٫٧	٥٫١	٥٫٤٩	٥٫٨٨	٧٫٢١	١٫٩٦
١٥٠ / ٧ / ١٥٠ / ٧	–	٣٫٠٨	٣٫٨٥	٣٫٨٥	٤٫٣١	٤٫٣١	٦٫١٦	٦٫٩٣	٧٫٣٢	٧٫٧	٩٫٤١	٢٫٥٧
١٠٠ / ٧ / ١٠٠ / ٧	–	٤٫٥٢	٥٫٣٩	٥٫٨٨	٦٫١٦	٩٫٣١	٩٫٩٣	١٠٫٠١	١٠٫٧٨	١١٫٥٥	١٣٫٨١	٣٫٨٥
٢٠٠ / ٨ / ٢٠٠ / ٨	–	–	–	–	–	–	–	٦٫٥٤	–	–	–	٢٫٥٢
٢٠٠ / ٩ / ٢٠٠ / ٩	–	–	–	–	–	–	–	٨٫٢٧	–	–	–	٣٫١٨
١٥٠ / ٩ / ١٥٠ / ٩	–	–	–	–	–	–	–	١٠٫١٨	–	–	–	٤٫٢٤
١٠٠ / ٨ / ١٠٠ / ٨	–	–	–	–	–	–	–	١٣٫٠٧	–	–	–	٥٫٠٣
١٠٠ / ٩ / ١٠٠ / ٩	–	–	–	–	–	–	–	١٥٫٢٦	–	–	–	٦٫٣٦

الملحق VIII

الاصناف المتسلسلة للكبلات السلكية الفولاذية من الصنف K-7

القطر الاسمى للكبل (م)	قطر الاسلاك (م)	مساحة المقطع العرضى للكبل السلكى (سم^2)	الكتلة النظرية لكل متر طول للكبل (N)
٤٫٥	٢٫٥	٠٫١٢٧	١
٦	٣	٠٫٢٢٧	١٫٧٣
٧٫٥	٤٫٥	٠٫٣٥٤	٢٫٧٩
٩	٥	٠٫٥٠١	٤٫٠٢
١٢	٦	٠٫٩٠٥	٧٫١٤
١٥	٩	١٫٤١٦	١١٫٢٦

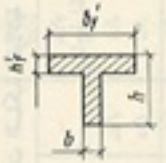
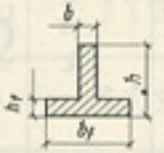
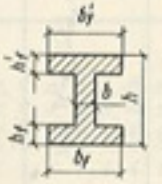
ملحوظة : ان القطر الاسمى للكبل السلكى الفولاذى من الصنف K-7 ، يعادل ثلاثة اضعاف قطر السلك الفولاذى .

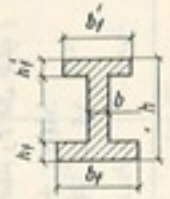
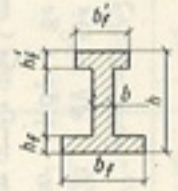
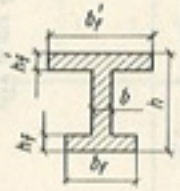
الملحق IX

العلاقات النسبية بين اقطار القضبان الملحومة والمسافات الصغرى بين القضبان فى الشبكات والهياكل الملحومة المنتجة باللحام النقطى بالمقاومة

قطر القضيب الوحيد الاتجاه (م)	٣	٦	٨	١٠	١٢	١٤	١٦	١٨	٢٠	٢٢	٢٥	٢٨	٣٢	٤٠
القطر الاصغر المسموح به للقضيب الموضوع فى الاتجاه الثانى (م)	٣	٣	٣	٤	٥	٥	٦	٦	٠٦	٨	٨	١٠	١٠	١٢
المسافة الصغرى المسموح بها بين محاور القضبان ذات الاتجاه الواحد (م)	٥٠	٥٠	٧٥	٧٥	٧٥	٧٥	٧٥	١٠٠	١٠٠	١٠٠	١٥٠	١٥٠	١٥٠	٢٠٠
المسافة الصغرى المسموح بها بين محاور القضبان الطولية المزنة فى صفين فى الهيكل الفولاذى (م)	–	٣٠	٣٠	٣٠	٤٠	٤٠	٤٠	٤٠	٥٠	٥٠	٥٠	٦٠	٧٠	٨٠

قيم المعامل ν اللازم لتحديد عزم المقاومة المرن اللدن
للمقطع العرضي في منطقة الشد $W_{cr} = \nu W_0$

خواص المقطع العرضي	ν	شكل المقطع العرضي
مقطع مستطيل	١,٧٥	
مقطع شكل – T مع وقوع الشفة في منطقة الانضغاط	١,٧٥	
مقطع شكل – T مع وقوع الشفة في منطقة الشد :		
أ) عندما $b_f/b \leqslant 2$ بغض النظر عن h_f/h	١,٧٥	
ب) عندما $b_f/b > 2$ ، $h_f/h \geqslant 0,2$	١,٧٥	
جـ) عندما $b_f/b > 2$ ، $h_f/h < 0,2$	١,٥٠	
مقطع شكل – I مماثل (مقطع صندوق) :		
أ) عندما $b'_f/b = b_f/b \leqslant 2$ بغض النظر $h_f/h = h_f(h)$	١,٧٥	
ب) عندما $2 < b'_f/b = b_f/b \leqslant 6$ بغض النظر عن النسبة $h_f/h = h_f/h$	١,٥٠	
جـ) عندما $h'_f/h = h_f/h \geqslant 0,2$ ، $b'_f/b = b_f/b > 6$	١,٥٠	
د) عندما $6 < b_f/b = b_f/b \leqslant 15$ و $h_f/h = h_f/h < 0,2$	١,٢٥	
هـ) عندما $h'_f/h = h_f/h < 0,1$ ، $b_f/b = b_f/b > 15$	١,١٠	

خواص المقطع العرضي	ν	شكل المقطع العرضي
مقطع شكل – I غير مماثل يحقق لشرط $b'_f/b \leqslant 3$:		
أ) عندما $b_f/b \leqslant 2$ بغض النظر عن h_f/h	١,٧٥	
ب) عندما $2 < b_f/b \leqslant 6$ بغض النظر عن h_f/h	١,٥٠	
جـ) عندما $b_f/b > 6$ ، $h_f/h > 0,1$	١,٥٠	
مقطع شكل – I غير مماثل يحقق الشرط $3 < b'_f/b < 8$:		
أ) عندما $b_f/b \leqslant 4$ بغض النظر عن h_f/h	١,٥٠	
ب) عندما $b_f/b > 4$ ، $h_f/h \geqslant 0,2$	١,٥٠	
جـ) عندما $b_f/b > 4$ ، $h_f/h < 0,2$	١,٢٥	
مقطع شكل – I غير مماثل يحقق الشرط $b'_f/b \geqslant 8$:		
أ) عندما $h_f/h > 0,3$	١,٥٠	
ب) عندما $h_f/h \leqslant 0,3$	١,٢٥	

عزوم الانحناء وقوى القص فى العتبات المتصلة المتساوية الابواع (عند تأثير الاحمال الموزعة بانتظام والاحمال المركزة)

عند تأثير الاحمال الموزعة بانتظام – $M(\alpha g + \beta p)l^2;\quad Q = \nu g + \delta p)l$

عند تأثير الاحمال المركزة – $M = \alpha G + \beta p;\quad Q = \nu G + \delta P$

العتبات الثنائية الباع

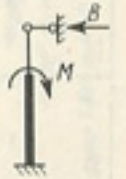
الرسم التخطيطى للاحمال	عزوم الابواع		عزوم المساند	قوى القص			
	M_1	M_2	M_b	Q_A^l	Q_B^l	Q_B^r	Q_C
A B C	٠٫٠٧	٠٫٠٧	−٠٫١٢٥	٠٫٣٧٥	−٠٫٦٢٥	٠٫٦٢٥	−٠٫٣٧٥
	٠٫٠٩٦	−٠٫٠٢٥	−٠٫٠٦٣	٠٫٤٣٧	−٠٫٥٦٣	٠٫٠٦٣	٠٫٠٦٣
	٠٫١٥٦	٠٫١٥٦	−٠٫١٨٨	٠٫٣١٢	−٠٫٦٨٨	٠٫٦٨٨	−٠٫٣١٢
	٠٫٢٠٣	−٠٫٠٤٧	−٠٫٠٩٤	٠٫٤٠٦	−٠٫٥٩٤	٠٫٠٩٤	٠٫٠٩٤
	٠٫٢٢٢	٠٫٢٢٢	−٠٫٣٣٣	٠٫٦٦٧	−١٫٣٣٤	١٫٣٣٤	−٠٫٦٦٧
	٠٫٢٧٨	−٠٫٠٥٦	−٠٫١٦٧	٠٫٨٣٣	−١٫١٦٧	٠٫١٦٧	٠٫١٦٧
	٠٫٢٦٦	٠٫٢٦٦	−٠٫٤٦٩	١٫٠٤٢	−١٫٩٥٨	١٫٩٥٨	−١٫٠٤٢
	٠٫٣٨٣	−٠٫١١٧	−٠٫٢٣٤	١٫٢٦٦	−٠٫٧٣٤	٠٫٢٣٤	٠٫٢٣٤

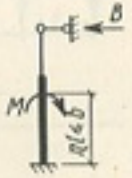
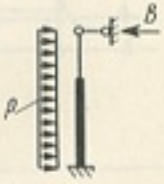
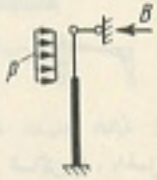
العتبات الثلاثية الابواع

الرسم التخطيطى للاحمال	عزوم الابواع		عزوم المساند		قوى القص					
	M_1	M_2	M_B	M_C	Q_A	Q_B^l	Q_B^r	Q_C^l	Q_C^r	Q
M_1 M_2 M_3 A B C D	٠٫٠٨	٠٫٠٢٥	−٠٫١	−٠٫١	٠٫٤	−٠٫٦	٠٫٥	−٠٫٥	٠٫٦	−٠٫٤
	٠٫١٠١	−٠٫٠٥	−٠٫٠٥	−٠٫٠٥	٠٫٤٥	−٠٫٥٥	٠	٠٫٥٥	٠٫٥٥	−٠٫٤٥
	−٠٫٠٢٥	٠٫٠٧٥	−٠٫٠٥	−٠٫٠٥	٠٫٠٥	−٠٫٠٥	٠٫٥	−٠٫٥	٠٫٥	٠٫٠٥
	–	–	−٠٫١١٧	−٠٫٣٣٣	٠٫٣٨٣	−٠٫٦١٧	٠٫٥٨٣	−٠٫٤١٧	٠٫٣٣٣	٠٫٠٣٣
	–	–	−٠٫٠٦٧	−٠٫٠١٧	٠٫٠٤٣٣	−٠٫٠٦٧	٠٫٠٨٣	−٠٫٠٨٣	−٠٫٠١٧	−٠٫٠١٧
M_1 M_2 M_3	٠٫٢٤٤	٠٫٠٦٧	−٠٫٢٦٧	−٠٫٢٦٧	٠٫٧٣٣	−١٫٢٦٧	١	−١	١٫٢٦٧	−٠٫٧٣٣
A B C D	٠٫٢٨٩	−٠٫١٣٣	−٠٫١١٣	−٠٫١٣٣	٠٫٨٦٦	−١٫١٣٣	٠	٠	١٫١٣٣	−٠٫٨٦٦
	−٠٫٠٤٤	٠٫٠	−٠٫١٣٣	−٠٫١٣٣	−٠٫١٣٣	−١٫١٣٣	١	−١	٠٫١٣٣	٠٫١٣٣
	–	–	−٠٫٣١١	−٠٫٠٨٩	٠٫٨٩	−١٫٣١١	١٫٢٢٢	−٠٫٧٧٨	٠٫٠٨٩	٠٫٠٨٩
	–	–	−٠٫١٧٨	−٠٫٠٤٤	٠٫٨٢٢	−٠٫١٧٨	٠٫٢٢٢	٠٫٢٢٢	−٠٫٠٤٤	−٠٫٠٤٤

أ) صيغ لتصميم الاعمدة المؤلفة من فرعين

(انظر الشكل – أ ادناه)

مخطط التحميل	رد فعل المسند B
	$B_\varphi = 3E_c I_b / l^2(1 + k + k_1)$
	$B_\Delta = 3E_c I_b / l^3(1 + k + k_1)$
	$B = 3M(1 - \alpha^2)/2l(1 + k + k_1)$
	$B = T(1 - \alpha + k_1)/(1 + k + k_1)$

مخطط التحميل	رد فعل المسند B
	$B = 3M(1 + k/\alpha)/2\ l(1 + k + k_1)$
	$B = 3M\eta(2 - \eta)/2\ l(1 + k + k_1)$
	$B = 3pl[1 + \alpha k + 1{,}33(1 + \alpha)k_1]/8(1 + k + k_1)$
	$B = pl[3(1 + \alpha k) - (3 + \alpha)(1 - \alpha)^3 + k_1]/8(1 + k + k_1)$

الرموز الاصطلاحية : $k_1 = (1 - a)^3 I_b / 8n^2 l$ ؛ $k = \alpha^3(I_b/I_t - 1)$ ؛ $\alpha = a/l$ ؛

$I_b = Fc^2/2$.

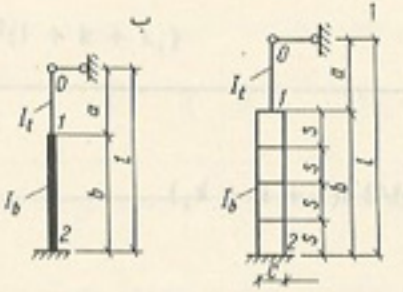
حيث F – مساحة المقطع العرضي لفرع العمود ، n – عدد الالواح الفيكلية للعمود المؤلف من فرعين .

اما الرموز الاصطلاحية الاخرى فهي موضحة في الشكل أ .

ب) صيغ تصميم الاعمدة المصمتة ذات الفرع الواحد

(انظر الشكل ب ادناه)

عند تحديد قيمة رد الفعل B للاعمدة المصمتة ذات النوع الواحد ، يجب ان تؤخذ القيمة $k_1 = 0$ ، في كافة الصيغ الواردة اعلاه ، الخاصة بالاعمدة ذات الفرعين ، اما بالنسبة لعزم القصور الذاتي I_b للقسم السفلي من العمود الواقع تحت سكة الرفاع المتنقل فانه يحدد بنفس طريقة تحديده بالنسبة للمقطع العرضي المصمت .



الملحق XIII

الجداول الحسابية الخاصة بتصميم الاطر المتعددة الطوابق

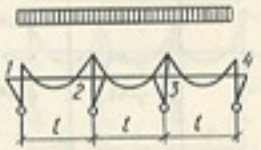
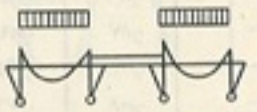
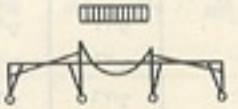
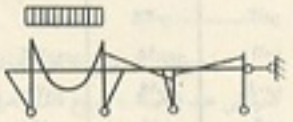
ان عزوم المساند للعوارض التابعة للاطار الانشائي الثلاثي الابواع ، تحدد بواسطة الصيغة التالية : $M = (\alpha g + \beta p)l^2$. وتعتمد قيم المعاملين α و β على مخطط تحميل العارضة بالحمل الساكن g ، والحمل المتحرك p ، وتعتمد كذلك على نسبة الجسوءات الطولية المثرية للقوائم ، الملاصقة لوصلة الاطار من الاسفل i_b ، والجسوءات الطولية المثرية للقوائم الملاصقة للوصلة المذكورة من الاعلى i_b ، والجسوءات الطولية المثرية للعوارض i_g :

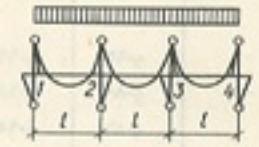
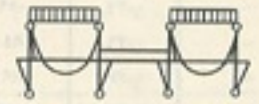
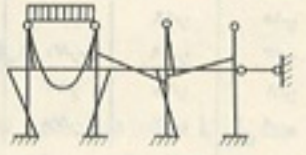
$$i_b = B_b/l_b;\ i_t = B_t/l_t;\ i_g = B_g/l$$

حيث l_b و l_t – تمثلان الطولين الكليين للقسمين العلوي والسفلي للقوائم على التوالي (ارتفاع الاطار الانشائي المتعدد الطوابق) .

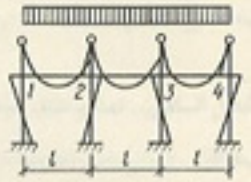
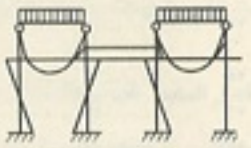
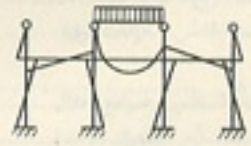
ان عزوم الابواع للعوارض ، تحدد هنا بواسطة قيم عزوم المساند .

الاطار الانشائي للطابق العلوي

الرسوم التخطيطية للاحمال والرسوم البيانية للعزوم	$\frac{i_b}{i_g}$	عزوم المساند			
		M_{12}	M_{21}	M_{23}	M_{32}
	٠٫٢٥	٠٫٠٢٥	٠٫٠٩٩	٠٫٠٩٣	–
	٠٫٥	٠٫٠٣٨	٠٫٠٩٨	٠٫٠٨٩	–
	١	٠٫٠٥٢	٠٫٠٩٥	٠٫٠٨٦	
	١٫٥	٠٫٠٥٩	٠	٠٫٠٨٥	
	٠٫٢٥	٠٫٠٣٢	٠٫٠٥٩	٠٫٠٣٤	–
	٠٫٥	٠٫٠٤٧	٠٫٠٦٤	٠٫٠٢٦	–
	١	٠٫٠٦١	٠٫٠٦٩	٠٫٠١٧	–
	١٫٥	٠٫٠٦٧	٠٫٠٧٢	٠٫٠١٣	–
	٠٫٢٥	٠٫٠٠٧	٠٫٠٠٤	٠٫٠٥٩	–
	٠٫٥	٠٫٠٠٩	٠٫٠٣٤	٠٫٠٦٤	–
	١	٠٫٠٠٩	٠٫٠٢٦	٠٫٠٦٩	–
	١٫٥	٠٫٠٠٨	٠٫٠٢١	٠٫٠٧٢	–
	٠٫٢٥	٠٫٠٣	٠٫٠٦٩	٠٫٠٤٩	٠٫٠١٥
	٠٫٥	٠٫٠٤٥	٠٫٠٧١	٠٫٠٣٩	٠٫٠١٣
	١	٠٫٠٥٩	٠٫٠٧٣	٠٫٠٢٨	٠٫٠١١
	١٫٥	٠٫٠٦٦	٠٫٠٧٥	٠٫٠٢٢	٠٫٠٠٩

الرسوم التخطيطية للاحمال والرسوم البيانية للعزوم	$\frac{i_b}{i_g}$	عزوم المساند M_{12}	M_{21}	M_{23}	M_{32}
	٠٫٥	٠٫٣٨	٠٫٩٨	٠٫٨٩	–
	١	٠٫٥٢	٠٫٩٥	٠٫٨٦	–
	٢	٠٫٦٣	٠٫٩٢	٠٫٨٥	–
	٣	٠٫٦٨	٠٫٨٩	٠٫٨٤	–
	٠٫٥	٠٫٤٧	٠٫٦٤	٠٫٢٦	–
	١	٠٫٦٠	٠٫٦٩	٠٫١٧	–
	٢	٠٫٧٠	٠٫٧٤	٠٫١١	–
	٣	٠٫٧٤	٠٫٧٦	٠٫٠٨	–
	٠٫٥	٠٫٠٩	٠٫٣٤	٠٫٦٤	–
	١	٠٫٠٨	٠٫٢٦	٠٫٦٩	–
	٢	٠٫٠٧	٠٫١٨	٠٫٧٤	–
	٣	٠٫٠٦	٠٫١٣	٠٫٧٦	–
	٠٫٥	٠٫٤٥	٠٫٠٧	٠٫٣٩	٠٫١٣
	١	٠٫٥٩	٠٫٧٣	٠٫٢٨	٠٫١١
	٢٠	٠٫٦٩	٠٫٧٥	٠٫١٩	٠٫٠٨
	٣	٠٫٧٤	٠٫٧٧	٠٫١٤	٠٫٠٦

الاطار الانشائى للطابق الاول (السفلى)

الرسوم التخطيطية للاحمال والرسوم البيانية للعزوم	$\frac{i_b + 1{,}5i_t}{i_g}$	عزوم المساند M_{12}	M_{21}	M_{23}	M_{32}
	٠٫٥	٠٫٣٠	٠٫٩٩	٠٫٩٢	–
	١	٠٫٤٤	٠٫٩٧	٠٫٨٨	–
	٢	٠٫٥٧	٠٫٩٤	٠٫٨٦	–
	٣	٠٫٦٣	٠٫٩٢	٠٫٨٥	–
	٥	٠٫٦٩	٠٫٩٠	٠٫٨٤	–
	٠٫٥	٠٫٣٨	٠٫٦١	٠٫٣١	–
	١	٠٫٥٣	٠٫٦٦	٠٫٤٢	–
	٢	٠٫٦٥	٠٫٧١	٠٫١٤	–
	٣	٠٫٧٠	٠٫٧٤	٠٫٠١١	–
	٥	٠٫٧٦	٠٫٧٧	٠٫٠٧	–
	٠٫٥	٠٫٠٨	٠٫٣٨	٠٫٦١	–
	١	٠٫٠٩	٠٫٣١	٠٫٦٦	–
	٢	٠٫٠٨	٠٫٢٣	٠٫٧١	–
	٣	٠٫٠٧	٠٫١٨	٠٫٧٤	–
	٥	٠٫٠٧	٠٫١٣	٠٫٧٧	–
	٠٫٥	٠٫٣٦	٠٫٧٠	٠٫٤٥	٠٫١٤
	١	٠٫٥١	٠٫٧٢	٠٫٣٤	٠٫١٢
	٢	٠٫٦١	٠٫٧٤	٠٫٢٤	٠٫٠١٠
	٣	٠٫٧٠	٠٫٧٦	٠٫١٨	٠٫٠٧
	٥	٠٫٧٥	٠٫٧٨	٠٫١٣	٠٫٠٦

ملحوظة : ان عزوم الانحناء الناشئة فى القوائم ، تحدد لكل مخطط من مخططات التحميل ، بواسطة الفرق فى عزوم مساند العوارض عند الوصلة ، بتوزيع ذلك الفرق توزيعا يتناسب طرديا مع الجسوءات الطولية المثبة للقوائم . وفى هذه الحالة ، تؤخذ قيمة الجسوءة الطولية المثبة للقائم فى الطابق الاول ، مساوية للمقدار $i_b/1{,}5$.

المحتويات

ص

الفصل الأول . المبادئ العامة للتصميم الاقتصادى المعقول للمبانى الخرسانية المسلحة ٥

البند الأول . مبادئ تخطيط القطع الانشائية من الخرسانة المسلحة ٥

البند الثانى . مبادئ تصميم القطع الانشائية السابقة الصنع ٩

الفصل الثانى . تصاميم الأرضيات المستوية ٢٥

البند الأول . تصنيف الأرضيات المستوية ٢٥

البند الثانى . الأرضيات العتبية اللوحية السابقة الصنع ٣٦

البند الثالث . الأرضيات المصبوبة المصلعة ذات البلاطات العتبية ٥٤

البند الرابع . الأرضيات المصلعة المصبوبة فى الموقع ذات البلاطات المستندة على محيطها ٦٢

البند الخامس . الأرضيات العتبية المركبة ٧٠

البند السادس . الأرضيات اللاعتبية ٧٢

الفصل الثالث . الأساسات الخرسانية المسلحة ٨٣

البند الأول . معلومات عامة ٨٣

البند الثانى . الأساسات المنفردة تحت الأعمدة ٨٤

البند الثالث . الأساسات الشريطية ٩٩

البند الرابع . الأساسات المتصلة الشاملة ١٢٢

البند الخامس . اساسات المكنات التى تولد احمالا دينامية ١٢٧

الفصل الرابع . تصاميم المبانى الصناعية الوحيدة الطابق ١٣٠

البند الأول . المخططات التصميمية للمبانى الصناعية ١٣٠

البند الثانى . حساب وتصميم الأطار المستعرض ١٥٠

البند الثالث . تصاميم السقوف ١٦٧

البند الرابع . خصائص تصاميم المبانى الهيكلية الوحيدة الطابق المنتجة من الخرسانة المسلحة المصبوبة فى الموقع ١٩٣

ص

الفصل الخامس . السقوف القشرية ١٩٧

البند الأول . معلومات عامة ١٩٧

البند الثانى . الخواص التصميمية للسقوف القشرية المجسمة ٢٠١

البند الثالث . السقوف التى تستخدم فيها الأنشاءات القشرية الأسطوانية والبلاطات المطوية الموشورية ٢٠٤

البند الرابع . السقوف القشرية المستطيلة المسقط الأفقى ، ذات المنحنى الغاوسى الموجب ٢٢٧

البند الخامس . السقوف القشرية المستطيلة المسقط الأفقى ، ذات المنحنى الغاوسى السالب ٢٣٤

البند السادس . القبب ٢٣٧

البند السابع . العقود السقفية الموجة ٢٤٧

البند الثامن . السقوف المعلقة ٢٥٠

الفصل السادس . تصاميم المبانى الهيكلية واللوحية المتعددة الطوابق ٢٥٧

البند الأول . تصاميم المبانى الصناعية المتعددة الطوابق ٢٥٧

البند الثانى . تصاميم المبانى المدنية المتعددة الطوابق ٢٧١

البند الثالث . معلومات حول تصميم الأطر المتعددة الطوابق ٢٧٩

البند الرابع . معلومات حول حساب وتصميم المبانى الهيكلية واللوحية المتعددة الطوابق تبعا لتأثير الاحمال الافقية ٢٩٦

الفصل السابع . تصاميم الانشاءات الهندسية ٣٤٢

البند الأول . الانشاءات الهندسية للمجمعات الصناعية والمدنية ٣٤٢

البند الثانى . خزانات الماء الأسطوانية ٣٤٣

البند الثالث . خزانات الماء المستطيلة ٣٥٥

البند الرابع . ابراج الماء ٣٦٣

البند الخامس . خزانات الوقود ٣٧٠

البند السادس . صوامع الغلال ٣٧٦

البند السابع . الجدران الساندة ٣٨٧

البند الثامن . القنوات والانفاق تحت الارضية والانشاءات المطمورة فى داخل الأرض ٣٩٣

الفصل الثامن . الانشاءات الخرسانية المسلحة المقامة والمستخدمة فى ظروف خاصة ٤٠٤

البند الأول . تصاميم المبانى المقامة فى المناطق الزلزالية ٤٠٤

البند الثانى . خصائص الحلول التصميمية للمبانى المقامة فى المناطق ذات التربة الجمودية ٤١٠

البند الثالث . الانشاءات الخرسانية المسلحة التى تستخدم فى درجات الحرارة الصناعية العالية بصورة منتظمة ٤١٢

البند الرابع . الانشاءات الخرسانية المسلحة المستخدمة فى درجات الحرارة السالبة ٤٢٠

البند الخامس . الانشاءات الخرسانية المسلحة المستخدمة فى ظروف البيئة الاكالة (الحاتة) ٤٢٣

البند السادس . تقوية وتعزيز القطع الانشائية ٤٢٨

الملاحق ٤٣٥