إ . سيجالوف
س. سترونجين

الخرسانة المسلحة

ترجمة
المهندس الدكتور
داود سليمان كروى المنير

طبعة ثانية

الاتحاد السوفييتى — موسكو

Э. Е. СИГАЛОВ, С. Г. СТРОНГИН

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

« Стройиздат » — Москва

на арабском языке

تمهيد

لقد وضع هذا الكتاب بحيث يطابق المواصفات الجديدة لتصميم منشآت الخرسانة المسلحة إلى جانب مطابقته للحلول التصميمية والطرق الحديثة فى الحساب .

ويعكس الكتاب على صفحاته إنجازات المدرسة السوفييتية فى حقل تصميم منشآت الخرسانة المسلحة السابقة الصنع (precast) ، والسابقة الإجهاد (prestressed).

والجديد هنا من حيث الأسلوب ، هو ذلك العرض المحبوك لمسائل تصميم وحساب القطع المصنوعة من الخرسانة المسلحة العادية والسابقة الإجهاد ، والذى يطابق الآراء الحديثة المتعلقة بطبيعة الخرسانة المسلحة و بمواصفات التصميم .

وتحتوى الفصول الستة الأولى من الكتاب على معطيات تجريبية — نظرية تتعلق بعمل قطع الخرسانة المسلحة تحت تأثير الأحمال ، وعلى المبادئ الأساسية لحسابها وتصميمها . إن هذا القسم من الكتاب والفصل السابع الذى يليه ، المكرس لدراسة مبادئ تصميم المنشآت الخرسانية المسلحة الحديثة ، يمنحان الطالب الاستعداد الضرورى لدراسة الفصول التالية ، ابتداء من الفصل الثامن حتى الفصل الثالث عشر ، حيث تبحث تصاميم الخرسانة المسلحة للمبانى والمنشآت .

والفصول التى وضعها إ . سيجالوف هى : السادس ، الثامن ، التاسع ، العاشر والثالث عشر . وقام س . سترونجين بوضع الفصول التالية : الثانى ، الثالث ، الرابع ، الخامس والحادى عشر . أما المقدمة وكل من الفصل الأول ، السابع ، الثانى عشر والبند الرابع عشر ، فقد وضعها المؤلفان معاً .

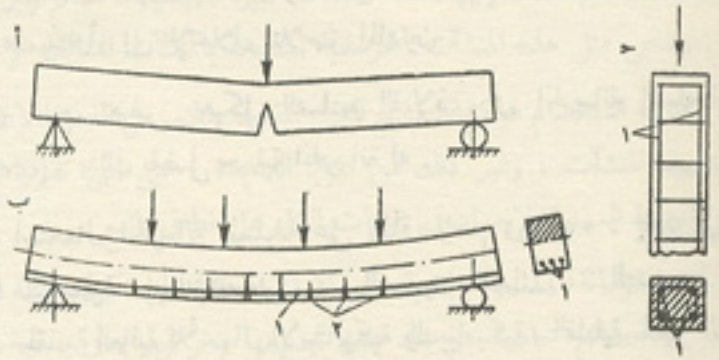
مقدمة

١ – ماهية الخرسانة المسلحة

الخرسانة المسلحة – هى خرسانة مدعمة بهيكل تسليح فولاذى (steel framework) وتتلخص الفكرة الأساسية لتكوين الخرسانة المسلحة ، فى استخدام الخرسانة لتحمل الانضغاط (compression) ، واستخدام الهيكل الفولاذى لتحمل الشد (tension) .

إن مقاومة الخرسانة للإجهادات الضاغطة جيدة ، وهى تفوق كثيراً ، مقاومتها لإجهادات الشد. لذلك تكون السعة الحملية (carrying capacity) للمنشآت الخرسانية التى تتعرض للشد أثناء التحميل صغيرة جداً .

وهكذا نرى أن العتبة الخرسانية (الكمرة) تتحطم عند تحميل صغير نسبيًّا ، نتيجة لتولد الشقوق فى منطقة الشد ، عند عدم الاستفادة من مقاومة (strength) منطقة الانضغاط (شكل ١ – أ) .



الشكل ١ – عمل القطع الخرسانية والخرسانية المسلحة تحت تأثير الحمل
١ – قضبان التسليح الفولاذية ، ٢ – الشقوق

أما السعة الحملية للعتبة الخرسانية المسلحة بهيكل تسليح فولاذى فى منطقة الشد فهى تفوق كثيراً السعة الحملية للعتبة الخرسانية المناظرة . ذلك لأن الهيكل الفولاذى يستوعب إجهادات الشد بعد ظهور الشقوق فى خرسانة منطقة الشد (شكل ١ — ب) .

وهيكل التسليح الفولاذى مقاومة جيدة ليس للشد فحسب ، بل وللانضغاط كذلك . لذا ، فمن المعقول أيضاً استخدام الهيكل الفولاذى لتقوية الخرسانة المضغوطة . إن احتواء الخرسانة على كمية قليلة من هياكل التسليح يزيد من السعة الحملية للقطعة المضغوطة بشكل ملموس . ويعتبر العمود الخرسانى المسلح (شكل ١ — ج) مثالا لهذا التصميم .

يتحقق العمل الموحد (combined work) للخرسانة وهيكل التسليح الفولاذى ، بفضل الاقتران المثمر لبعض خواص تلك المواد :

١) تلتصق الخرسانة عند تصلدها ، بهيكل التسليح الفولاذى التصاقاً قوياً ويحدث التشوه فى المادتين معاً بتأثير الحمل عليهما .

٢) قيمتا معاملى التمـــدد الطولى (linear expansion) لكل من الخرسانة وهيكل التسليح الفولاذى متقاربتان (للخرسانة ٠,٠٠٠٠١٥ وللفولاذ ٠,٠٠٠٠١٢) ، وتغير درجة الحرارة حتى ١٠٠° م لا يؤدى إلى ظهور إجهادات ابتدائية ملموسة أو إلى الإخلال بتلاصق المادتين .

٣) عدم تعرض هيكل التسليح الفولاذى فى الخرسانة المسلحة للتأكل (corrosion) ، وذلك بفضل حماية الخرسانة له .

إن استعمال الخرسانة المسلحة على نطاق واسع فى البناء ، يعود إلى خواصه التالية : التحملية (durability) ، الصمود للنيران ، الصمود للمؤثرات الجوية ، المقاومة العالية للأحمال الاستاتيكية والديناميكية ، القابلية لحجز الانبعاثات ذات الفاعلية الإشعاعية (radioactive emanation) ، إمكانية استخدام المواد الخام المحلية لتحضير الخرسانة (الأحجار والحصى والرمل) مع قلة تكاليف الاستثمار .

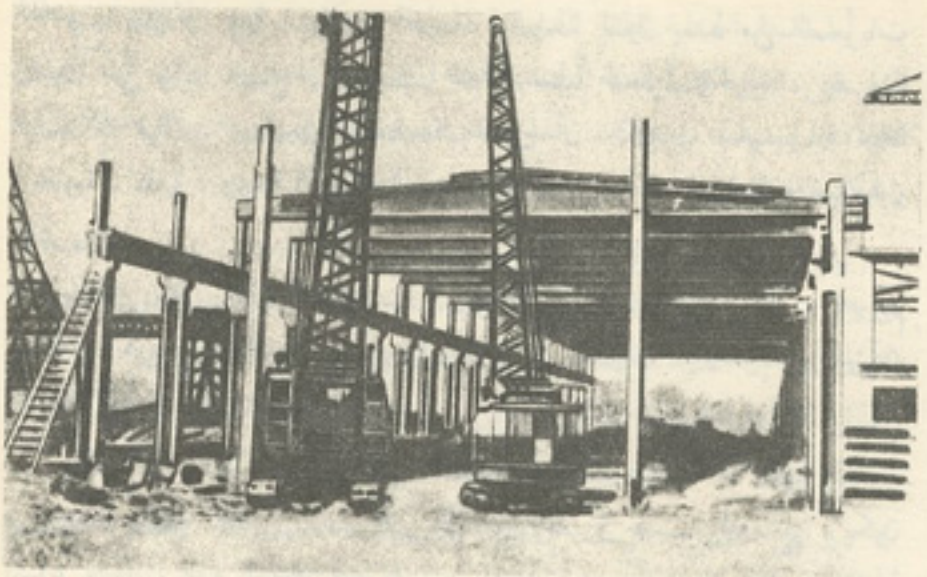
ومع ذلك ، فإن استخدام الخرسانة المسلحة يقترن بعدد من الصعوبات الناجمة عن وزنها الثقيل ، وموصليتها العالية نسبياً للصوت والحرارة ، وضرورة استخدام قوالب (forms) لحفظ البناء إلى أن تكتسب الخرســـانة متانة (مقاومة) كافية ، وتدفئة الخرسانة التى تتجمد عند درجات الحرارة المنخفضة وغير ذلك .

ويمكن تذليل هذه الصعوبات ، عن طريق تحسين نوعية قوالب تصميم المنشآت الخرسانية المسلحة وتكنولوجيا إنتاجها فى المصانع ، واستخدام المنشآت السابقة الإجهاد .

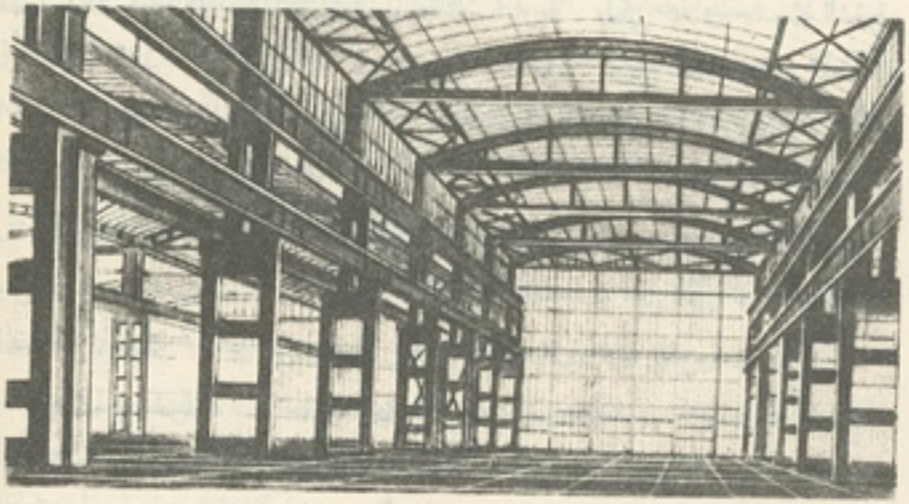
وكما ذكر سابقاً ، فعند تحميل القطعة الخرسانية المسلحة ، تظهر الشقوق فى خرسانة منطقة الشد . وعند تأثير الأحمال المقررة حسب التصاميم ، يكون اتساع فتحات هذه الشقوق فى كثير من المنشآت صغيراً ، ولا يقلل من مزايا استثمارها . وفى الحالات التى تتطلب أن تكون المنشآت فيها لاإنفاذية (impermeability) وإذا كانت مزودة بهيكل تسليح عالى المقاومة ، أو كانت موجودة فى وسط معاد أو بيئة معادية (aggressive medium) ، فإن ظهور الشقوق أو اتساع فتحاتها قد يؤدى إلى فقد المنشآت المزايا الاستثمارية . ولكى نتلافى حدوث الشقوق فى منطقة الشد ، أو كى نحد من اتساع فتحاتها ، نقوم عند إنتاج المنشآت الخرسانية المسلحة بإحداث إجهادات انضغاط كبيرة ، بطريقة شد (توتير) هيكل التسليح . وتدعى مثل هذه المنشآت الخرسانية المسلحة بالمنشآت السابقة الإجهاد .

إن إمكانية استخدام هيكل التسليح العالى المقاومة والمثمر من الناحية الاقتصادية ، وزيادة جسوءة المنشآت ، وغير ذلك من المزايا العديدة ، هى التى تقرر استخدام الخرسانة المسلحة السابقة الإجهاد فى عمليات البناء على نطاق واسع .

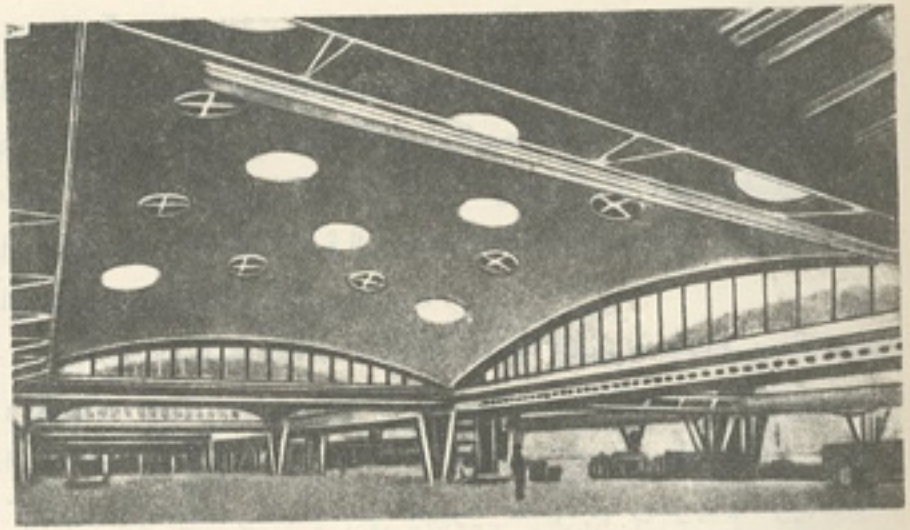
ومنشآت الخرسانة المسلحة بالنسبة لطريقة تشييدها إما أن تكون سابقة الصنع ، أى منتجة فى مصانع خاصة يتم بعد ذلك تجميعها (تركيبها) فى ساحة البناء ، أو تكون مصبوبة فى موقع البناء ، أو تكون مؤلفة (composite) ، أى تحتوى على قطع خرسانية سابقة الصنع مع أجزاء من الخرسانة المصبوبة .



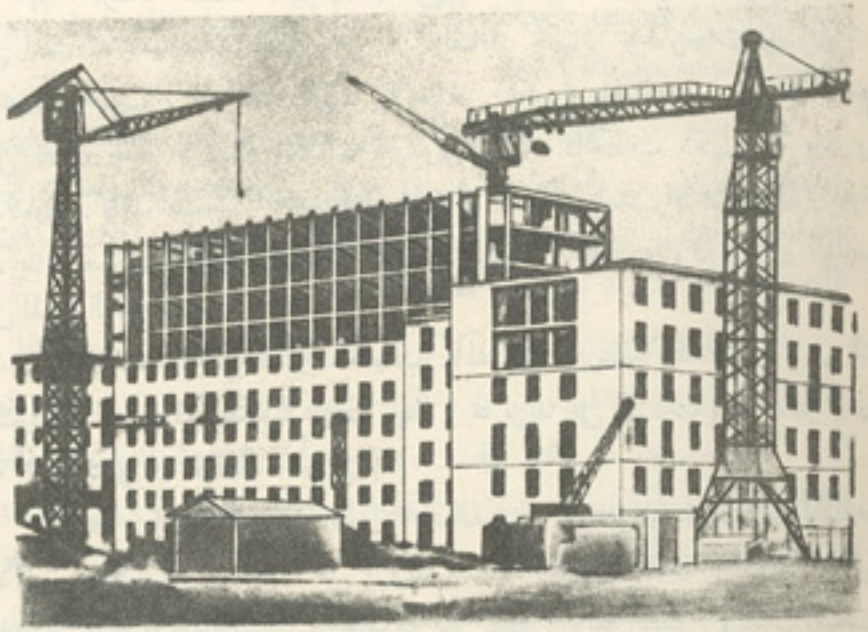
- ب -



الشكل ٢ – المنشآت الخرسانية المسلحة لمبنيين صناعيين يتألف كل منهما من طابق واحد
(ا) بسقف عتبي ، (ب) بسقف عقدي



الشكل ٢ ، حـ – سقف فراغي من الخرسانة المسلحة



الشكل ٣ – المنشآت الخرسانية المسلحة لعمارة سكنية متعددة الطوابق

والمنشآت الخرسانية من القطع السابقة الصنع ، كفيلة بتصنيع عملية البناء (industrialisation) على مستوى عال ، نظراً لاستخدام المكنات والآليات ذات الإنتاجية العالية فى عمليتى إنتاج وتركيب القطع . كما أن الجهد المبذول فى ساحة البناء يقل بمقدار ثلاث إلى أربع مرات إذا ما قورن بتشييد المنشآت الخرسانية المصبوبة ، وتقل المدة التى يستغرقها البناء وكذلك المواد المستهلكة لإعداد الإسقالة (scaffolding) وتحضير القوالب .

ويقترن استخدام منشآت الخرسانة المسلحة المصبوبة بإعداد مساند خشبية (الإسقالة) وقوالب لتثبيت هياكل التسليح وصب الخرسانة ، ولا يجوز نزع المساند الخشبية والقوالب ، إلا بعد أن تكتسب الخرسانة المتانة الكافية . ويجب كذلك تدفئة خرسانة هذه المنشآت المصبوبة عند إقامتها فى درجات حرارة سالبة . ولذلك يندر استخدام المنشآت الخرسانية المصبوبة فى الوقت الحاضر . أما فى المنشآت ذات الأشكال غير النموذجية أو المعقدة ، فمن الأنسب استخدام الخرسانة المصبوبة .

إن الخرسانة المسلحة تعتبر المادة الرئيسية المستخدمة فى إقامة أنواع متعددة من المنشآت الصناعية (شكل ٢) ، كالقناطر والعنابر والجاراجات والسايلوات (مخازن الحبوب) وخزانات الوقود والأحواض الكبيرة والمداخن . كما تستخدم على نطاق واسع فى بناء المنشآت الهيدروتكنيكية كالمحطات الكهربائية والمترو والكبارى . ولقد أصبحت الخرسانة المسلحة فى السنوات العشر الأخيرة مادة رئيسية فى بناء العمارات السكنية (شكل ٣) ، والبنايات العامة ، وكذلك فى العديد من المبانى الزراعية .

إن الاستعاضة عن منشآت الصلب بالمنشآت الخرسانية المسلحة ، توفر لنا كثيراً من المعادن المستهلكة لأغراض البناء (بما يزيد على الضعف) ، الأمر الذى له أهمية كبرى فى الاقتصاد الوطنى .

إن تطور الصناعة الثقيلة فى الاتحاد السوفييتى وبناء قاعدة ضخمة لصناعة الآلات والمكنات ، ساعدا على تزويد صناعة البناء بالمكنات والمعدات الآلية اللازمة لإنتاج وتركيب المنشآت الخرسانية من القطع السابقة الصنع . وبذلك وضعت بداية مرحلة جديدة فى تطور الطرق الصناعية للبناء .

ويحتل الاتحاد السوفييتى الآن المرتبة الأولى فى العالم بالنسبة لمستوى إنتاج القطع الخرسانية المسلحة السابقة الصنع فقد بلغ الإنتاج السنوى للقطع الخرسانية السابقة الصنع ٥٥ مليون متر مكعب فى سنة ١٩٦٥ ، مما يزيد على ما كان عليه فى سنة ١٩٥٥ بعشر مرات .

٢ – نبذة تاريخية مختصرة

إن نشوء وتطور المنشآت الخرسانية المسلحة ، كفرع من فروع صناعة البناء ، يرتبط بتطور القوى المنتجة وعلاقات الإنتاج فى المجتمع ارتباطاً وثيقاً .

ولقد بدأ استخدام المنشآت الخرسانية المسلحة فى النصف الثانى من القرن التاسع عشر ، تبعاً لتطور الصناعة والمواصلات . فظهرت أولى المنشآت الخرسانية المسلحة فى الفترة الواقعة بين سنتى ١٨٦٠ – ١٨٨٠ ، وكانت تتمثل فى أبسط أنواع البلاطات (slabs) والعتبات والأعمدة . أما فى روسيا ، فقد بدئ باستخدام الخرسانة المسلحة منذ سنة ١٨٨٦ .

ولقد ساعدت أبحاث العالمين الفرنسيين كونسيديير (Considere) وهينيبيك (Hennebique) ، والباحث الألمانى مورش (Mörsch) ، والعلماء الروس بودولسكى ولوليت وبيريديرى وغيرهم من العلماء ، على نشوء الأسس النظرية الأولى للخرسانة المسلحة وتطبيقاتها العملية .

وفى نهاية القرن التاسع عشر ، تركزت الملامح العامة لطريقة حساب الخرسانة المسلحة بالإجهادات المسموح بها ، التى تعتمد على حساب المواد المرنة بالطرق التى كانت معروفة فى ذلك الوقت . وتوفرت أولى الشروط التكنيكية الخاصة بإقامة المنشآت الخرسانية المسلحة فى الفترة الواقعة بين سنتى ١٩٠٤ – ١٩٠٨ فى كل من ألمانيا وفرنسا وروسيا .

ومنذ بداية الثلاثينيات بدأت الخرسانة المسلحة تشغل مكاناً بارزاً فى الإنشاءات الصناعية ، مخلفة وراءها المنشآت الفولاذية . وفى تلك الفترة ، استخدمت الخرسانة

المسلحة المصبوبة بصورة واسعة ، وفى بعض المنشآت الضخمة استخدمت الخرسانة المسلحة السابقة الصنع والمنتجة فى موقع العمل . وقد أسست فى البلاد معاهد ومختبرات للبحث العلمى تجرى فيها الأبحاث الخاصة بنظرية حساب وتصميم منشآت الخرسانة المسلحة .

وفى الثلاثينيات كانت فكرة الإجهاد المسبق للخرسانة المسلحة — التى ظهرت قبل ذلك فى نهاية القرن الماضى — قد اكتسبت أهمية عملية ، وذلك بفضل أبحاث المهندس الفرنسى الشهير ى . فريسينيه (E. Freyssinet) .

وفى الفترة الواقعة بين ١٩٣١ — ١٩٣٣ قام العالم السوفييتى أ. لوليت بوضع المبادئ الأساسية لنظرية جديدة تتعلق بحساب قطع الخرسانة المسلحة الواقعة فى حالة انحناء والقطع المنضغطة مركزيًّا (centrally compressed) وذلك على أساس إجهادات (قوى) الانهيار (failure stresses) التى تعكس العمل الحقيقى للخرسانة المسلحة كمادة مرنة — لدنة .

وفى مختبر الخرسانة المسلحة التابع للمعهد المركزى للأبحاث العلمية الخاصة بالمبانى الصناعية أجريت أبحاث تجريبية موسعة بإشراف العالم السوفييتى أ . جفوزديف ، أدت إلى تطوير تلك النظرية وإعداد شروط تكنيكية ومواصفات جديدة لتصميم منشآت الخرسانة المسلحة نشرت فى سنة ١٩٣٨ .

كما ساهم كل من العلماء السوفيت أ . جفوزديف ، ب . باسترناك ، ف . موراشوف ، س . دميتريف ، ف . ميخايلوف وى . ستاليروف وغيرهم ، مساهمة كبيرة فى وضع نظرية الخرسانة المسلحة .

إن المنشآت الخرسانية المسلحة قد تطورت تطوراً سريعاً ، لا سيما فى السنوات العشر الماضية . وفى المشاريع الصناعية والمدنية التى تنفذ فى جميع أنحاء الاتحاد السوفييتى ، فإن المنشآت الخرسانية المسلحة من القطع السابقة الصنع المنتجة فى المصانع ، هى التى تستخدم بصورة عامة . هذا ويتسع نطاق استخدام القطع السابقة الإجهاد والمنشآت الفراغية الفعالة (spatial) التى تدعى بالمنشآت القشرية (shells) ، وكذلك المنشآت من الخرسانة الخفيفة . كما تعار أهمية كبيرة لتحسين تكنولوجية صنع القطع السابقة الصنع وطرق تركيبها .

وقد ضبطت طريقة تصميم المنشآت الخرسانية المسلحة على أساس الأبحاث التجريبية النظرية الواسعة ، وأدرجت فى جداول « مواصفات تصميم منشآت الخرسانة والخرسانة المسلحة » .

إن التطور المقبل للمنشآت الخرسانية المسلحة يجب أن يساعد على تعجيل وتيرة البناء وتحسين نوعيته ، والذى يتسع مداه اتساعاً مطرداً . كما أصبح من الضرورى ، إقامة أحسن أنواع المنشآت التى يتم إنتاجها العام فى المصانع الآلية (الممكننة) ، وباستخدام الوحدات الآلية الكاملة لإقامة العمارات والمنشآت وزيادة الأثر الاقتصادى لصناعة البناء .

الفصل الأول

معلومات أساسية عن الخرسانة وهيكل التسليح والخرسانة المسلحة

البند الأول ـ الخرسانة

١ ـ تركيب الخرسانة

إن الأسمنت والماء يشكلان عجينة أسمنتية ، نتيجة للفعل المتبادل بينهما (interaction) الذى يؤدى إلى حدوث اتحاد كيميائى بين معادن الأسمنت والماء (كرد فعل لإماهة الأسمنت — hydration) . والجزء الأكبر من المادة المتكونة ، عبارة عن كتلة هلامية القوام تدعى بالجل (gel) ويكون الجزء الآخر ذا تركيب بلورى . ويتم تجمد العجينة الأسمنتية بحكم ظروف الرطوبة والحرارة ـ إذ تنفذ البلورات خلال كتلة الجل ، ثم تلتحم مع بعضها وبذلك يصبح الجل أكثر كثافة وتماسكا (consistent) ، وينكمش حجمه .

وعند مزج الخليط الخرسانى ، تغلف العجينة الأسمنتية حبيبات الركام (aggregates) ونتيجة للتجمد تتماسك حبيبات الركام فى كتلة متراصة واحدة . وتدعى العجينة الأسمنتية المتجمدة بالأسمنت المتحجر .

إن كمية الماء اللازمة لتحضير خليط الخرسانة ، تحدد حسبما تقتضيه سهولة عملية الصب . ويدخل قسم قليل فقط من كمية الماء هذه — حوالى ٢٠ ٪ من وزن الأسمنت — فى اتحاد كيميائى مع الأسمنت ، أما القسم الباقى فيعتبر زائداً . ويمتزج الماء بالجل ، كما أنه يملأ جزئيًا المسام الدقيقة (الأوعية الشعرية) للخرسانة المتجمدة مصحوباً بكمية من الهواء ، ثم يتبخر تدريجيًا .

وهكذا ، فإن الخرسانة من حيث تركيبها ، هى عبارة عن كتلة غير متجانسة تتكون من حبيبات مختلفة الحجوم والأشكال من الركام موضوعة دون التقيد بنظام خاص ، ومتماسكة بالأسمنت المتحجر . وتحتوى الخرسانة على مسام وفراغات مملوءة بالماء والهواء . إن تركيب الخرسانة هذا ، يحدد صفاتها الفيزيائية — الميكانيكية الخاصة . كما تؤدى الظواهر الفيزيائية — الكيميائية ، التى تحدث أثناء عملية تجمد الخرسانة (كالتبلور وتقلص حجم الجل ، وتبخر الماء الزائد وغيرها) إلى تغيّر خواص الخرسانة بمرور الزمن .

٢ — انكماش الخرسانة (Shrinkage)

الإجهادات الابتدائية (Initial stresses)

يقل حجم الخرسانة عند انجمادها فى الهواء ، ويزداد حجمها عند انجمادها فى الماء . إن تقلص حجم الخرسانة عند انجمادها فى الهواء يدعى الانكماش ، وازدياد حجمها عند انجمادها فى الماء يدعى بالتضخم (swelling) . وتشير معطيات التجارب إلى أن مقدار انكماش الخرسانة ، أكبر من مقدار تضخمها بمرتين أو بثلاث مرات .

ويعود انكماش الخرسانة أساساً إلى تقلص حجم الجل المتجمد ، وفقدان الماء الزائد نتيجة للتبخر . إن تركيب الخرسانة والوسط الذى تنجمد فيه ، يؤثران على قيمة الانكماش . ويزداد الانكماش بزيادة كميات الأسمنت والماء فى كل وحدة حجم (unit volume) من الخرسانة ، ويقل الانكماش بزيادة رطوبة الوسط . كما تزداد شدة الانكماش فى المرحلة الأولى للانجماد وخلال السنة الأولى . وطبقاً لمعطيات التجارب ، يصل التشوه الحجمى لانكماش الخرسانة (volumetric deformation) إلى قيمة مقدارها $\varepsilon_{sh} = ٠,٠٠٠٣$ فأكثر .

إن الركام يمنع التشوه المطلق (free deformation) للأسمنت المتحجر ، مما يؤدى إلى ظهور إجهادات ابتدائية داخل الخرسانة . وعند حساب المنشآت

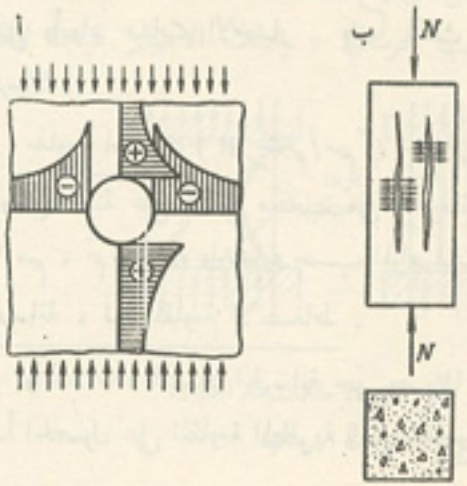
مباشرة لا تؤخذ هذه الإجهادات فى الاعتبار ، ولكنها تؤثر على خصائص حساب مقاومة الخرسانة .

ولتقليل الإجهادات الابتدائية تعالج الخرسانة فى أثناء عملية انجمادها بعدد من المعالجات التكنولوجية ، كتبليل سطحها ، وزيادة رطوبة الوسط عند التدفئة (التدفئة فى جو رطب) وغيرها ، كما تجهز المنشآت مقدماً بمفاصل انكماش (shrinkage joints) .

٣ — مقاومة الخرسانة (Strength of concrete)

ماركات الخرسانة (Grades of concrete)

إن الأحمال الخارجية (external loads) تؤدى إلى تكون حالة إجهاد مركبة داخل الخرسانة (composite stresses) ، وهى تتوقف على تركيب الخرسانة ، وكذلك على التشوهات المختلفة للأسمنت المتحجر وحبيبات الركام . وتتركز الإجهادات (stress concentration) حول المسام (شكل ١ — ١ ، أ) وتظهر إجهادات شد فى الاتجاه العمودى على خط تأثير القوة الخارجية الضاغطة



الشكل ١ — ١. رسم تخطيطى يبين عمل الخرسانة على الانضغاط

(line of pressure) . ولما كان عدد المسامات والفراغات كبيراً جداً ، لذا تتراكم الإجهادات الموجودة حول المسامات المتجاورة . ونتيجة لذلك ، تظهر فى العينة الخرسانية المعرضة للانضغاط المحورى (axial compression) إجهادات انضغاط طولية وإجهادات شد عرضية .

وعند مقدار معين من الأحمال الخارجية ، وبتأثير إجهادات الشد العرضية تظهر فى الخرسانة شقوق دقيقة (ميكرونية) هى شقوق الانفصال . وبزيادة الأحمال تتصل هذه الشقوق الدقيقة ببعضها وتشكل شقوقاً واضحة يكون اتجاهها موازياً لاتجاه القوى المؤثرة أو منحرفاً عنه قليلا (شكل ١ — ١ ، ب) . ثم تتسع فتحات هذه الشقوق كثيراً ، وتبدأ العينة بالانهيار نتيجة التصدع العرضى للخرسانة .

إن عدم وجود نظام (قانون) خاص لترتيب حبيبات الخرسانة المتجمدة ، وكذلك لتوزيع المسامات وحجومها ، يؤدى إلى تباين دلائل مقاومة العينات المختبرة المعدة من نفس الخرسانة .

وتزداد مقاومة الخرسانة بمرور الزمن ، كما أن رفع درجة حرارة الوسط ورطوبته يعجل من عملية انجماد الخرسانة .

وتختلف مقاومة الخرسانة باختلاف القوى المؤثرة : الانضغاط والشد والقص (shear) . وتعتمد مقاومة الخرسانة على عمرها وظروف انجمادها ، وكذلك على شكل وأبعاد عينات الاختبار . وتبعاً لذلك تميز عدة خصائص مختلفة لمقاومة الخرسانة .

مقاومة المكعب (R كجم/سم^2) — وهى المقاومة المؤقتة للانضغاط (أقصى مقاومة) لعينة على شكل مكعب من الخرسانة . إن مقاومة مكعب طول ضلعه ٢٠ سم ، تم إعداده واختباره حسب المواصفات القياسية ، تدعى بالماركة المصممة للخرسانة ، تبعاً لمقاومة الانضغاط .

وتحدد مدة انجماد الخرسانة حتى وصولها إلى الماركة المصممة ، انطلاقاً من مبدأ الحصول على المقاومة المطلوبة للخرسانة مع حلول اللحظة التى يتوقع فيها تحميل

الإنشاء بالأحمال المقررة حسب التصاميم . وتقدر هذه المدة بـ ٢٨ يوماً ، كقاعدة عامة بالنسبة للعمارات والمنشآت المقامة من الخرسانة المصبوبة فى موقع الإنشاء .

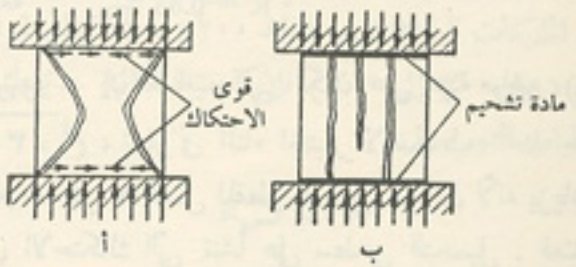
وحسب المواصفات القياسية للبناء فى الاتحاد السوفييتى تم تحديد الماركات التالية ، المصممة من الخرسانة تبعاً لمقاومة الانضغاط :

ا — للخرسانة الثقيلة (إذا بلغ وزنها الحجى ١٨٠٠ كجم/م^3 فأكثر) : ١٠٠ ، ١٥٠ ، ٢٠٠ ، ٣٠٠ ، ٤٠٠ ، ٥٠٠ ، ٦٠٠ .

ب — للخرسانة الخفيفة (إذا كان وزنها الحجمى أقل من ١٨٠٠ كجم/م^3) : ٣٥ ، ٥٠ ، ٧٥ ، ١٠٠ ، ١٥٠ ، ٢٠٠ ، ٢٥٠ ، ٣٠٠ .

ويتم اختيار ماركة الخرسانة المستخدمة فى هذا النوع أو ذاك من المنشآت ، على أساس الاعتبارات التكنيكية والاقتصادية . وهكذا ، فبالنسبة للمنشآت المعرضة لجهود انضغاط كبيرة (كالأعمدة والعقود وقطع الجملون المضغوطة) ، يكون من الأفضل استخدام خرسانة من الأصناف العالية نسبياً (من ٢٠٠ إلى ٤٠٠ فأكثر) وذلك لأن سعتها الحملية (carrying capacity) تتناسب مع مقاومة الخرسانة . وبالنسبة للقطع المنحنية دون سابق إجهاد (كالعتبات والبلاطات) ، يكون استخدام ماركات الخرسانة الأكثر انخفاضاً (من ١٥٠ إلى ٢٠٠) ، أفضل من الناحية الاقتصادية . وفى المنشآت السابقة الإجهاد تستخدم ماركات الخرسانة التى تتراوح بين ٣٠٠ و ٥٠٠ ، تبعاً لنوع هيكل التسليح .

وعند اختبار الانضغاط لمكعب خرسانى ، يحدث الانهيار نتيجة لتصدع



الشكل ١ — ٢ . تأثير قوى الاحتكاك عند اختبار (فحص) المكعبات الخرسانية

الخرسانة فى الاتجاه العمودى على خط تأثير إجهادات الشد العرضية . وطبيعة انهيار المكعبات الخرسانية عند اختبار انضغاطها ، مبينة فى الشكل (١ – ٢ ، أ). إن ميل شقوق التصدع بالنسبة لقاعدتى المكعب ، يتوقف على قوى الاحتكاك بين فكّى المكبس ، وبين سطحى تحميل المكعب (bearing surfaces) ، والتى تمنع التوسع المطلق للتشوهات العرضية . ويقل تأثير قوى الاحتكاك المضادة كلما ابتعدنا عن سطحى تحميل المكعب واقتربنا من منتصف ارتفاعه . فإذا تخلصنا من قوى الاحتكاك بتشحيم (greasing) سطحى التحميل ، فإن الشقوق ستكون عمودية (شكل ١ – ٢ ، ب) وينهار المكعب تحت تأثير حمل أقل . كما أنه كلما قل حجم المكعب ، زاد تأثير قوى الاحتكاك .

وعند تحديد الماركة المصممة لعينة قياسية (standard specimen) أبعادها ٢٠ × ٢٠ × ٢٠ سم ، تستخدم الصيغة التالية :

$$R = \frac{N_f}{F}$$

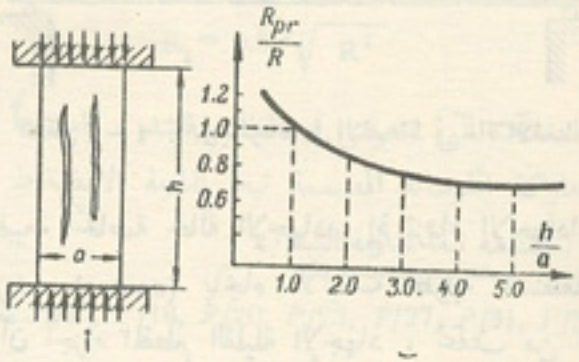
حيث : N_f – حمل الانهيار (كجم)

F – مساحة المقطع العرضى للمكعب (سم^2) ، فللمكعب الذى تكون أبعاده ١٥ × ١٥ × ١٥ سم ، نستخدم الصيغة :

$R = 0.9 \frac{N_f}{F}$ ، وللمكعب الذى تكون أبعاده ١٠ × ١٠ × ١٠ سم ، نستخدم الصيغة : $R = 0.85 \frac{N_f}{F}$.

مقاومة الموشور – إن العينات التى تكون على هيئة مواشير (prism) كما فى الشكل (١ – ٣ ، أ) ، تنهار فى أثناء اختبار الانضغاط ، عند حمل أقل نسبياً من حمل المكعبات التى لها نفس المقطع العرضى ، ذلك لأنه بزيادة ارتفاع العينة يقل تأثير قوى الاحتكاك التى تنشأ على سطحى التحميل . فعندما تكون نسبة ارتفاع الموشور h إلى طول ضلع قاعدته a ، أكبر من أربعة ، أى $\frac{h}{a} > 4$ ، فإن

الاحتكاك لا يؤثر عملياً على مقدار المقاومة المؤقتة أو المقاومة القصوى (شكل ١ – ٣، ب) . إن مقاومة الموشور R_{pr} هى بمثابة صفة لمقاومة الخرسانة فى



الشكل ١ – ٣ . تعيين مقاومة الموشور الخرسانى

المنشآت المعرضة فى أثناء عملها للانضغاط المحورى كالأعمدة وقطع الجملون المضغوطة وغيرها) .

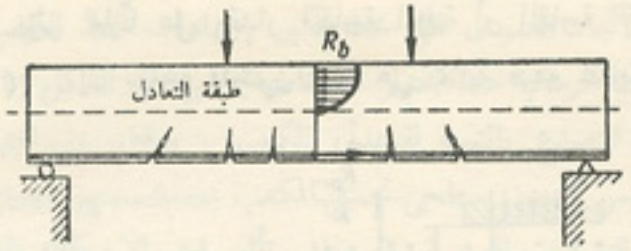
وعلى أساس المعطيات التجريبية وضعت العلاقة التالية بين مقاومتى الموشور والمكعب :

$$R_{pr} = \frac{1300 + R}{1450 + 3R} R$$

إن الحساب بهذه الصيغة ينطبق جيداً مع نتائج اختبار الموشور بالنسبة للخرسانة ذات الماركات الواطئة نسبيا (لحد ٢٠٠) . أما بالنسبة للخرسانة ذات الماركات الأعلى (من ٣٠٠ إلى ٦٠٠) فإن الصيغة التالية ، تعطى نتائج أكثر انطباقاً مع المعطيات التجريبية :

$$R_{pr} = 0.7 R$$

مقاومة الانضغاط فى حالة الانحناء – تختلف مقاومة خرسانة منطقة الانضغاط فى القطع المنحنية من الخرسانة المسلحة (شكل ١– ٤) ، عن مقاومة الموشور ،



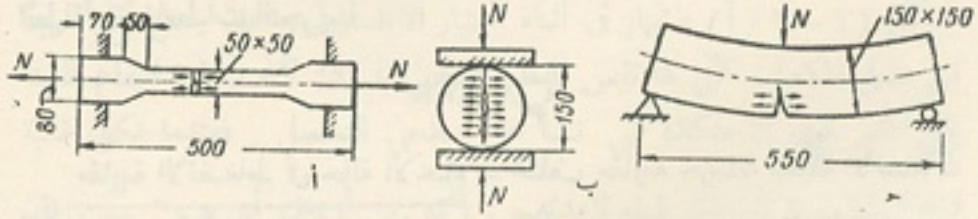
الشكل ١ – ٤ . عمل الخرسانة عل الانضغاط فى حالة الانحناء

وذلك نتيجة للطبيعة الخاصة لحالة الإجهاد : إذ تزداد الإجهادات العمودية من محور التعادل (neutral axis) باتجاه الألياف الطرفية للمنطقة المضغوطة من المقطع ، كما أن أجزاء المقطع القليلة الإجهاد ، تخفف من تشوهات الأجزاء المعرضة لإجهادات أكبر ، وتزيد من مقاومتها للانضغاط . وقد تم بواسطة التجربة ، وضع العلاقة التالية لتحديد المقاومة المؤقتة لانضغاط الخرسانة (R_b) فى حالة الانحناء :

$$R_b = 1.25\ R_{pr}$$

وتعبر قيمة R_b عن صفات مقاومة الخرسانة فى منطقة انضغاط القطع المنحنية ، والمعرضة لانضغاط لامركزى (eccentric compression) وشد لامركزى (eccentric tension) .

مقاومة الشد — يمكن تحديد مقاومة الخرسانة المؤقتة للشد R_t ، بطريقة اختبار تصدع العينات التى تكون أشكالها على هيئة العينة المبينة فى الشكل (١ — ٥ ، أ) ، أو بطريقة سحق الأسطوانات (crushing) كما فى الشكل (١ — ٥ ، ب) ،



الشكل ١ – ٥ . الرسم التخطيطى لاختبار العينات لتحديد مقاومة الخرسانة للشد

أو باختبار انحناء العينات الخرسانية (bending test) كما فى الشكل (١ — ٥ ، جـ) .

وقد تم تحديد العلاقة الوضعية التالية بين قيمة R_t ومقاومة الخرسانة R فى المكعب :

$$R_t = 0.5\ \sqrt[3]{R^2}$$

وبالنسبة للمنشآت التى تتعرض فى الغالب للشد ، واستناداً إلى حجج خاصة بالإضافة إلى ماركة الخرسانة المصممة تبعاً لمقاومة الانضغاط يمكن أن نعين ماركة الخرسانة المصممة تبعاً لمقاومة الشد :

P/11, *P*/15, *P*/18, *P*/20, *P*/23, *P*/27, *P*/31, *P*/35,

وهذه الماركة تبين خواص المقاومة المؤقتة (المقاومة القصوى) للشد المحورى فى الخرسانة (كجم/سم^2) .

المقاومة عند القص (shear strength) والتجزئة (split) — فى حالة القص تتجزأ القطعة الخرسانية إلى قطعتين ، وذلك فى المحل الذى سلطت عليه قوة القص . والقص البحت (pure shear) نادراً ما يحدث فى المنشآت الخرسانية . وهو يقترن عادة بتأثير عزم الانحناء (bending moment) والقوى العمودية . ويمكن تحديد المقاومة المؤقتة للقص فى الخرسانة بواسطة الصيغة الوضعية التالية :

$$R_{sh} = 0.7\ \sqrt{R_{pr}\ R_t}$$

أو

$$R_{sh} \cong 2\ R_t$$

مقاومة الخرسانة للأحمال المتكررة عدة مرات — عند تأثير الأحمال المتكررة عدة مرات (عدة ملايين المرات طوال مدة استخدام الإنشاء) ، تقل مقاومة الخرسانة . وتبعاً لنوع حالة الإجهاد ، فإن المقاومة المؤقتة للخرسانة (R_{en}) ، والتى تدعى بحد الاحتمال (endurance limit) قد تقل إلى حد $R_{en} = 0.5\ R_{pr}$ أو $R_{en} = 0.5\ R_b$.

وقد تم بموجب المواصفات ، تعيين قيم مقاومة الانضغاط المحورى فى الخرسانة

(متانة المنشور) ، ومقاومة الضغط فى حالة الانحناء ومقاومة الشد ، لكل ماركة من الماركات المصممة للخرسانة ، وتدعى هذه القيم بالمقاومات النوعية أو المعيارية (specified resistance) . ويرمز إليها بالاس « s » : R^s_t و R^s_b و R^s_{pr} . إن قيم المقاومات المعيارية المستخرجة بواسطة الصيغة المذكورة أعلاه ، مبينة فى الجدول (١ — ١) .

وعند اختبار عينات التحكّم (control specimens) ، تظهر انحرافات عن القيم المبينة فى الجدول (١ — ١) من حيث الزيادة أو النقصان نتيجة لعدم تجانس الخرسانة . وعند حساب المنشآت يؤخذ فى الاعتبار احتمال ميل المقاومة إلى النقصان .

٤ — قابلية تشوه الخرسانة — Deforming ability of concrete

إن طبيعة تشوه الخرسانة تحت تأثير الأحمال تعتمد على تركيبها الخاص . والتشوه الكلى للخرسانة (ε_c) هو عبارة عن مجموع التشوه المرن ε_{el} (elastic deformation) ، الذى يعود بعد إزالة الحمل ، والتشوه اللدن ε_{pl} (plastic deformation) ، الذى يبقى عملياً ، ولا يعود بعد إزالة الحمل ، أى أنه « تشوه باق » (residual) :

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{el} + \varepsilon_{pl} \qquad (١ — ١)$$

إذن ، فالخرسانة عبارة عن مادة مرنة — لدنة (elasto-plastic) . ويظهر التشوه المرن « el » مباشرة بعد تأثير الحمل ، أما التشوه اللدن « pl » فيتطور بمرور الزمن .

وإذا تعرضت العينات لأحمال تدريجية (على عدة مراحل) وقياس التشوه مرتين بالنسبة لكل مرحلة من مراحل التحميل — مرة عند لحظة تأثير الحمل ، وأخرى بعد مرور مدة معينة على تأثيره — فإننا نحصل عندئذ على خط متدرج (شكل ١ — ٦ ، ا) فى الرسم البيانى للعلاقة بين التشوهات والإجهادات (ε — σ) . إن التشوهات المقاسة فى لحظة تأثير الحمل ، هى تشوهات مرنة ترتبط مع

جدول ١ — ١

المقاومات المعيارية للخرسانة (كجم/سم²)						
الماركات الخرسانية المصممة لمقاومة الانضغاط						
٦٠٠	٥٠٠	٤٠٠	٣٠٠	٢٠٠	١٥٠	١٠٠
الماركات الخرسانية المصممة لمقاومة الشد						
P/35	P/31	P/27	P/23	P/18	P/15	P/11
٤٢٠	٣٥٠	٢٨٠	٢١٠	١٤٥	١١٥	٨٠
٥٢٠	٤٤٠	٣٥٠	٢٦٠	١٨٠	١٤٠	١٠٠
٣٠	٢٨	٢٥	٢١	١٦	١٣	١٠

حالة الإجهاد

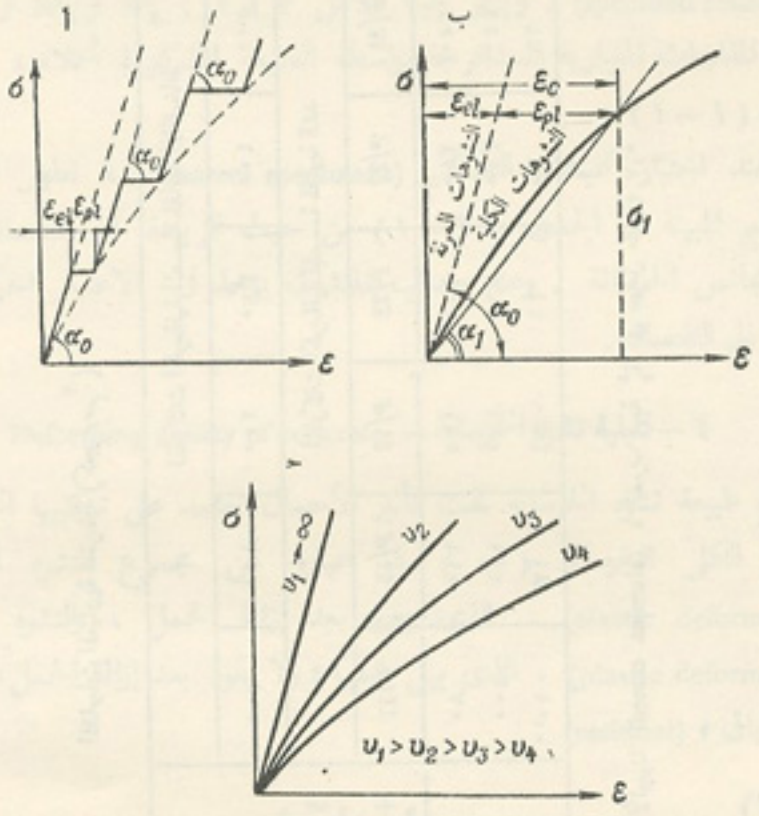
الانضغاط المحوري (متانة المنشور) R^s_{pr}

الانضغاط فى حالة الانحناء R^s_b

الشد R^s_t

ملاحظة : بالنسبة للخرسانة التى تحتوى على أسمنت الألومينا (alumina cement) ، تضرب قيمة R^s_t فى معامل مقداره ٠,٧ .

الإجهادات بعلاقة خطية ، وتشكل على الرسم البيانى زاوية ميل ثابتة α_0 (constant angle) . أما التشوهات التى تتطور بمرور الزمن عند تحميل القطعة ،



الشكل ١ – ٦ . الرسوم البيانية لتشوهات الخرسانة عند التحميل لمدة قصيرة
(ا) عند التحميل لمرة واحدة على مراحل مستقلة ، (ب) الرسم البيانى العام $\sigma - \varepsilon$ ، (ح) العلاقة بين $\sigma - \varepsilon$ وسرعة التشوه .

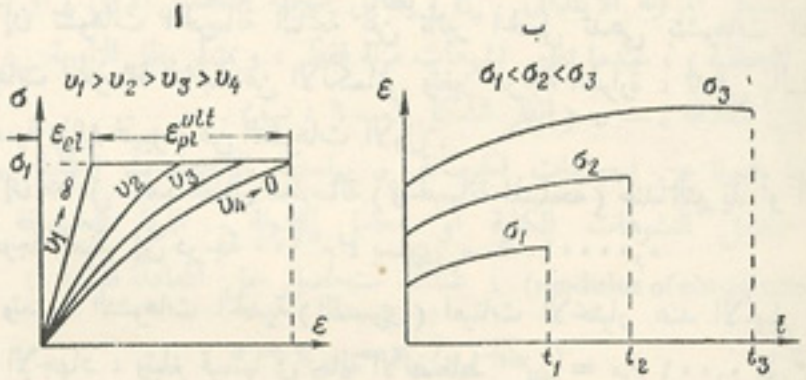
فهى تشوهات لدنة ، تكون على هيئة مساحات أفقية على الرسم البيانى . وعندما يكون عدد مراحل التحميل كبيراً بما فيه الكفاية ، فالعلاقة $\sigma - \varepsilon$ تمثل بمنحنى أملس (شكل ١ – ٦ ، ب) .

إن حصة التشوهات اللدنة تزداد بزيادة الإجهادات . وبزيادة سرعة تحميل العينة (لحد نفس الإجهاد المعين بالذات) ، تقل التشوهات اللدنة ، وعند التحميل

اللحظى (momentary loading) ؛ (الذى يتم عمانيًا بسرعة كبيرة جداً) تصبح تشوهات الخرسانة مرنة . ويوضح الشكل (١ – ٦ ، ج) منحنيات العلاقة $\sigma - \varepsilon$ بالنسبة لمختلف سرع التحميل $\upsilon_1 > \upsilon_2 > \upsilon_3 > \upsilon_4$ عند تأثير الحمل اللحظى مرة واحدة (single momentary loading) .

أما عند تأثير الحمل لفترة طويلة (التحميل المستمر) ، فإن التشوهات اللدنة للخرسانة تزداد بمرور فترة طويلة من الزمن ، ثم تتلاشى بعد وصولها إلى القيمة القصوى (الحدية) ε_{pl}^{ult} (ultimate value) .

وتشير التجارب إلى أن التشوهات النهائية للخرسانة ، ستكون بمرور الزمن متساوية ، دون اعتمادها على سرعة التحميل υ التى حصلنا بواسطتها على الإجهاد ، (شكل ١ – ٧ ، ا) .



الشكل ١ – ٧ . الرسوم البيانية لتشوهات الخرسانة عند التحميل لمدة طويلة (مستمرة)
(ا) العلاقة بين تشوهات الزحف وسرعة التشوه ، (ب) العلاقة بين التشوهات وبين مدة التحميل ومقدار الإجهادات .

إن قابلية الخرسانة لزيادة تشوهاتها تحت تأثير الأحمال الطويلة الأمد ، تدعى بزحف الخرسانة (concrete creep) . وتشير التجارب إلى أن تشوهات الزحف بزيادة الإجهادات وزيادة المدة التى تتعرض فيها الخرسانة لتأثير الحمل (شكل ١ – ٧ . ب) . كما تزداد تشوهات الزحف للخرسانة عند تساوى جميع الظروف الأخرى ، كلما قل عمرها وقلت رطوبة الوسط ، وزادت نسبة وزن

الماء إلى وزن الأسمنت $\frac{W}{C}$. وقد تكون التشوهات اللدنة للخرسانة أكبر من التشوهات المرنة بمرتين أو ثلاث مرات أو أكثر .

وتدل معطيات التجارب ، على أن قيمة ϵ_{pl}^{ult} تتحقق فقط ، عندما تبلغ مدة تعرض القطعة لتأثير الحمل عدة سنوات . وغالباً ما يكون زحف الخرسانة على أشده فى الأشهر الأربعة أو الستة الأولى .

إن زحف الخرسانة يؤثر تأثيراً ملموساً على عمل المنشآت الخرسانية المسلحة عند تعرضها للأحمال ، وهذا يؤخذ فى الاعتبار عند حساب وتصميم المنشآت .

ونلفت النظر هنا ، إلى أن تشوهات الزحف تزداد سوية مع انكماش الخرسانة . لكن الزحف يزداد باتجاه تأثير الإجهاد ، بينما يؤدى الانكماش إلى تشوه القطعة بأجمعها (تشوهات حجمية) .

إن تشوهات الخرسانة الناتجة عن تأثير الحمل تدعى بتشوهات القوى . وتشوهات الخرسانة الناتجة عن الانكماش وتغير درجة الحرارة ، تدعى بالتشوهات الحجمية وذلك لتمييزها عن التشوهات الأولى .

إن معامل التمدد الطولى للخرسانة (والخرسانة المسلحة) عند التبريد أو التسخين من درجة الصفر إلى درجة ١٠٠°م ، يساوى α_t = ٠,٠٠٠٠١ .

وتعتمد التشوهات الحدية (القصوى) لعينات الاختبار عند الانهيار ، على حالة الإجهاد ، وتبلغ قيمتها فى حالة الانضغاط ϵ_c^{ult} = من ٠,٠٠١ إلى ٠,٠٠٣ (قابلية الانضغاط القصوى) ، وفى حالة الشد $\epsilon_{c.t}^{ult}$ = من ٠,٠٠٠١ إلى ٠,٠٠٠١٥ (قابلية الشد القصوى) . وهكذا نرى أن قابلية الانضغاط القصوى للخرسانة تزيد على قابلية الشد القصوى بما يتراوح بين عشر مرات وعشرين مرة .

وإذا تعرضت الخرسانة عدة مرات لعمليتى التحميل والإفراغ (loading and unloading) ، فإن التشوهات اللدنة تتراكم بالتدريج . وبعد أن يزداد عدد مرات التحميل بما فيه الكفاية ، تصل التشوهات اللدنة إلى قيمتها الحدية (القصوى) ولا تظهر بعد ذلك . إن الخرسانة تبدأ عملها كمادة مرنة ، إذا لم تزد الإجهادات عن حد الاحتمال R_{en} .

وبعد عدة دورات من التحميل ، وعند إجهادات تكون فيها $\sigma_c > R_{en}$ تؤدى الأحمال المتكررة إلى زيادة مطلقة فى التشوهات اللدنة وانهيار العينة .

معامل (معاير) تشوه الخرسانة (modulus of deformation)

فى الخرسانة ، كما فى أية مادة مرنة ــ لدنة ، تكون العلاقة بين الإجهادات والتشوهات ، علاقة غير خطية (انظر الشكل ١ ــ ٦ ، ب) .

ويمكننا التعبير عن إجهادات الخرسانة σ_c بواسطة التشوهات المرنة ϵ_{el} ، ومعامل المرونة الابتدائى للخرسانة E_c ( ) ، حسب قانون هوك :

$$\sigma_c = E_c \epsilon_{el} \qquad (١ - ٢)$$

إن معامل المرونة الابتدائى E_c يطابق مرحلة التحميل الأولى (أو سرعة التحميل اللحظية) ، عندما تظهر تشوهات مرنة فقط ، ويمثل بظل الزاوية α_o فى الرسم البيانى للعلاقة $\epsilon - \sigma$ (انظر الشكل ١ ــ ٦ ، ب) .

وإذا عبرنا عن إجهادات الخرسانة σ_c بواسطة الإجهادات الكلية ϵ_c ، واتخذنا معامل التشوهات الكلية أو معامل اللدونة ــ المرنة للخرسانة E_c (modulus of elasto-plasticity) ، عندئذ سنحصل على المعادلة التالية :

$$\sigma_c = E_c' \epsilon_c = E_c' (\epsilon_{el} + \epsilon_{nl}) \qquad (١ - ٣)$$

ويتضح من الشكل (١ ــ ٦ ، ب) أن E_c' هو عبارة عن ظل زاوية ميل القاطع (secant) ، المرسوم من بداية الأحداثيات إلى النقطة التى تطابق الإجهاد المعلوم :

$$E_c' = \frac{\sigma_c}{\epsilon_c} = \tan \alpha_1$$

وبتغير الإجهادات σ_c وتغير الوقت t ، تتغير زاوية ميل القاطع α_1 . لذا فإن معامل اللدونة المرنة للخرسانة هو عبارة عن كمية متغيرة (variable quantity) .

ويمكن التعبير عن معامل اللدونة المرنة للخرسانة E_c' بواسطة المعادلتين

(١ – ٢) و (١ – ٣) ، وذلك بمساواة طرفيهما الأيمنين ، لأنهما يعبران عن نفس القيمة الواحدة للإجهادات فى الخرسانة σ_c التى تساوى :

$$E_c \epsilon_{el} = E'_c (\epsilon_{el} + \epsilon_{pl})$$

ومنها ينتج أن :

$$E'_c = \frac{\epsilon_{el}}{\epsilon_{el} + \epsilon_{pl}} E_c = \nu E_c \qquad (١ - ٤)$$

إن المعامل ν يعبر عن النسبة بين التشوهات المرنة ، والتشوهات الكلية للخرسانة ويدعى بمعامل التشوهات المرنة . وإذا عملت الخرسانة كمادة مرنة ، فإن ϵ_{pl} = صفر ، وν = ١ ، وإذا ظهرت فى الخرسانة تشوهات لدنة كبيرة فإن قيمة ν تقترب من الصفر . وتتراوح قيمة ν . حسب معطيات التجارب ، بين٠,٢ و١ ، للخرسانة عند الانضغاط .

ويعبر عن معامل اللدونة المرنة للخرسانة عند الشد $E'_{c.t}$ بواسطة المعامل الابتدائى للمرونة E_c والمعامل ν_t ، الذى تشير التجارب إلى أن قيمته تساوى تقريباً ٠,٥ ، فى حالة الإجهادات القصوى R_t .

وتكون العلاقة بين الإجهادات القصوى للخرسانة وبين التشوهات الكلية المطابقة لها فى حالة الشد ، على الشكل التالى :

$$R_t = \epsilon^{ult}_{c.t} \; E'_{c.t} = \epsilon^{ult}_{c.t} \times 0.5 \; E_c$$

ومنها ينتج أن :

$$\epsilon^{ult}_{c.t} = \frac{2 R_t}{E_c} \qquad (١ - ٥)$$

وتؤخذ قيمة معامل المرونة الابتدائى للخرسانة E_c بحيث تكون مساوية للنسبة $\frac{\sigma_c}{\epsilon_c}$ ، عندما يكون مقدار الإجهادات $\sigma_c \leqslant 0.2 \; R^s_{pr}$ ، ويمكن كذلك تحديد هذه القيمة بواسطة الصيغ الوضعية كما يلى :

جدول ١ – ٢

قيم معامل المرونة الابتدائى للخرسانة عند الانضغاط والشد E_c (كجم/سم^2)

مارکة الخرسانة المصممة لقاوية الانضغاط	١٠٠	١٥٠	٢٠٠	٣٠٠	٤٠٠	٥٠٠	٦٠٠
الخرسانة الثقيلة	١٩٠٠٠٠	٢٣٠٠٠٠	٢٦٥٠٠٠	٣١٥٠٠٠	٣٥٠٠٠٠	٣٨٠٠٠٠	٤٠٠٠٠٠
الخرسانة الخفيفة	٨٠٠٠٠	١٠٠٠٠٠	١١٥٠٠٠	١٣٥٠٠٠	–	–	–

للخرسانة الثقيلة

$$E_c = \frac{1000000}{1.7+360/R}$$

وللخرسانة الخفيفة

$$E_c = 11000\sqrt{R}$$

إن قيم معامل المرونة الابتدائى للخرسانة ، عند الانضغاط والشد تبعاً لماركة الخرسانة المصممة ، مبينة فى الجدول (١ — ٢) .

٥ — بعض الأنواع الخاصة من الخرسانة

عند إقامة الأسوار أو الحواجز المحيطة بالمنشآت ، إلى جانب الخرسانة العادية التركيب (الثقيلة والخفيفة) ، تستخدم الخرسانة الخالية من الرمل والمحتوية على مسام كبيرة ، كما تستخدم أنواع مختلفة من الخرسانة التى تضم فى داخلها خلايا (كالخرسانة المسامية porous concrete ، والسيليكات المسامية porous silicate ، وخرسانة الغاز* — gas concrete وغيرها). وفى بعض الأنواع الخاصة من الخرسانة (كالخرسانة المقاومة للحرارة — heat resistant concrete ، والخرسانة التى لا تتأثر بالحوامض — acid proof concrete وغيرها) ، يمكن استخدام الزجاج السائل بمثابة مادة قابضة (astringent) .

وفى السنوات الأخيرة أعيرت أهمية كبرى لتحضير الخرسانة البوليمرية (polymeric concrete) أو الخرسانة الملدنة (plasticized concrete) التى يدخل فى تركيبها بعض المواد الصناعية (synthetics) ، وذلك بمثابة مواد قابضة .

ومع المواد القابضة للأسمنت تضاف إلى الخرسانة مواد بوليمرية أخرى ، وتدعى بالخرسانة البوليمرية الأسمنتية . وتتميز الخرسانة البوليمرية بمقاومتها العالية

* يضاف إلى الخرسانة عند تحضيرها بعض المواد التى تتفاعل مع الماء الداخل فى تركيب الخرسانة وتولد فقاعات غازية تؤدى إلى تكوين فجوات فى داخل الخرسانة بعد انجمادها — المعرب .

للتآكل ومقاومتها المرتفعة للشد ، وقلة المدة اللازمة لانجمادها . ولكن استخدام هذه الأنواع من الخرسانة فى المنشآت لايزال محدوداً ، وذلك بسبب زحف المادة الكبير (وارتفاع أسعارها نسبياً) .

البند الثانى — هيكل التسليح الفولاذى

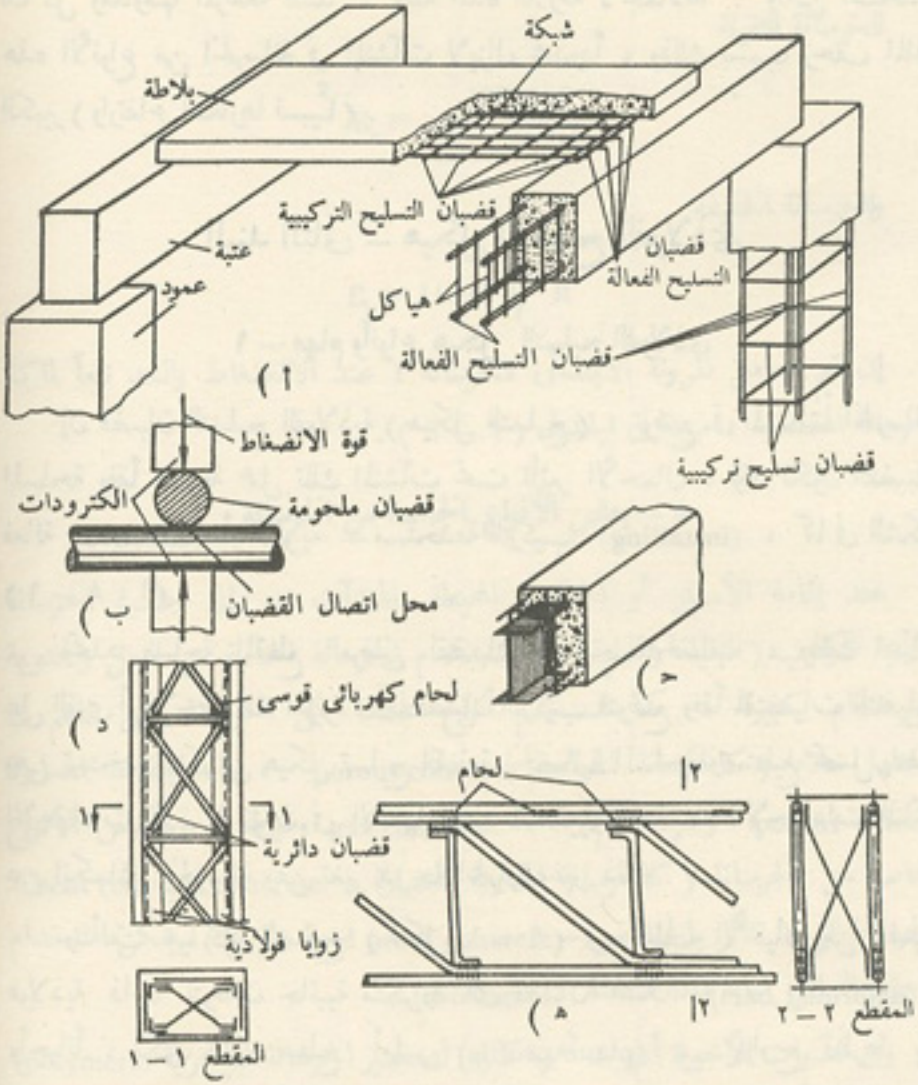
١ — مهام وأنواع هيكل التسليح الفولاذى

إن قضبان التسليح الفولاذية (هيكل التسليح) ، توضع فى المنشآت الخرسانية المسلحة وفقاً لطبيعة عمل تلك المنشآت تحت تأثير الأحمال ، وقد تكون القضبان فعالة (effective) أو ثانوية — مستخدمة للتركيب (installing) ، كما فى الشكل (١ — ٨ ، أ) .

وتحدد مساحة المقطع العرضى لقضبان التسليح بالحساب ، وذلك اعتماداً على القوى أو الإجهادات المؤثرة . أما قضبان التركيب فتوضع وفقاً لمقتضيات التنفيذ . وهى تستخدم لتكوين هيكل تسليح القطعة الخرسانية المسلحة وتستطيع تحمل بعض الإجهادات التى لا تؤخذ فى الاعتبار عند التصميم عادة ، كالإجهادات الناتجة عن انكماش الخرسانة وعن تغير درجة الحرارة وغير ذلك .

وتتألف هياكل التسليح (شكل ١ — ٩) فى أغلب الأحيان من قضبان فولاذية ذات نتوءات جانبية متكررة أى قضبان مشكلة (deformed bars) . وأحياناً ، تكون ذات سطح أملس (plane profile) ، يتراوح قطرها بين ٣ و ٤٠ مم (هيكل تسليح قابل للانثناء — flexible) . إن النتوءات (lugs) الموجودة على سطح القضيب ذى النتوءات الجانبية ، تزيد من التصاقه (bond) بالخرسانة ، وتقلل من اتساع فتحات الشقوق فى خرسانة منطقة الشد .

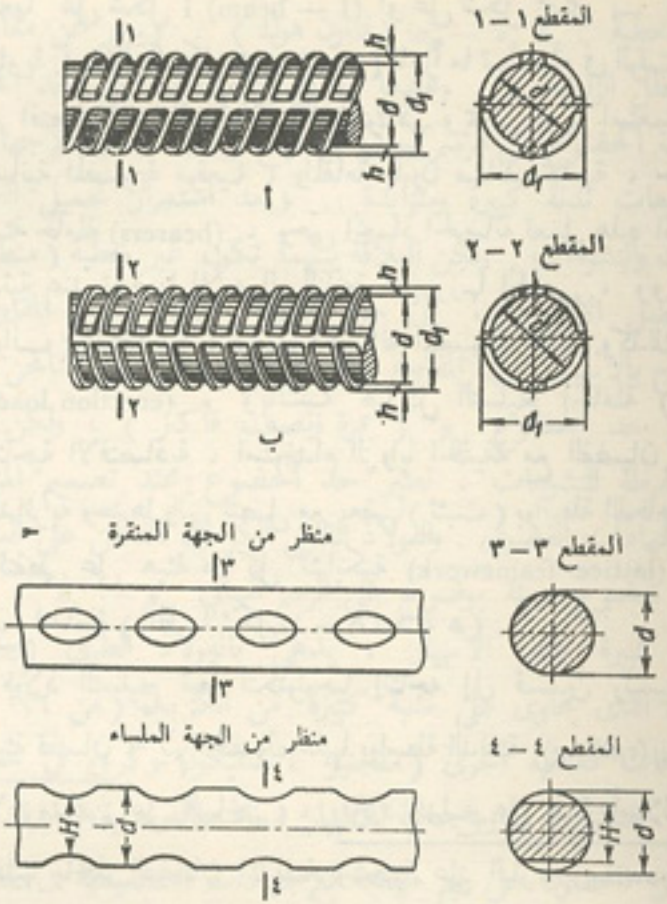
ولغرض التسليح تستخدم فى كثير من الأحيان الشبكات والهياكل الملحومة . التى تثبت قضبانها فى أماكن تقاطعها ، بواسطة اللحام الكهربائى بالتلامس النقطى (spot-contact welding) . ويتم اللحام بواسطة مكنات لحام



شكل ١ – ٨ . طرق تسليح القطع الخرسانية المسلحة

(أ) التسليح بالهياكل والشبكات (هياكل تسليح مرنة) ، (ب) الرسم التخطيطى لحام قضبان التسليح بطريقة اللحام النقطى بالمقاومة ، (حـ) تسليح العتبة بهياكل تسليح جاسئة ، (د) تسليح العمود بهيكل تسليح حامل ، (هـ) هيكل تسليح حامل ملحوم – لعتبة – مكون من قضبان دائرية .

خاصة . وتتلخص العملية بإمرار تيار كهربائى فى مكان تقاطع القضبان المطلوب لحمها ، مع القيام بضغطها (انظر الشكل ١ – ٨ ، ب) فنتيجة للمقاومة



شكل ١ – ٩ . قضبان تسليح ذات نتوءات جانبية

(أ) قضبان فولاذية نوع A – II ، (ب) قضبان فولاذية نوع A – III ، (حـ) أسلاك عالية المقاومة

التلامسية (contact resistance) الكبيرة ، يقوم التيار الكهربائى بتسخين المعدن فى موضع اللحام ، إلى أن يصبح لدنا . وعندما نستخدم الضغط ، تحدث عملية التحام متين للقضبان فى نقطة تقاطعها .

وفى الشبكات والهياكل المربوطة ، تستخدم أسلاك رفيعة لربط القضبان فى أماكن تقاطعها .

إن هياكل التسليح الجاسئة (rigid reinforcement) ، التى تكون على هيئة

عتبات مقاطعها على شكل I (I — beam) أو على شكل مجرى ـــ (channel) أو على شكل زاوية L (انظر الشكل ١ — ٨، جـ) نادراً ما تستخدم فى الوقت الحاضر، ذلك لأنها غير اقتصادية من ناحية استهلاك الفولاذ. ويمكن تبرير استعمالها فقط فى المنشآت الخرسانية المصبوبة موقعياً، والمقامة بدون مساند خشبية، حيث تكون الهياكل الحاسئة حاملة (bearers)، وحتى انجماد الخرسانة تعمل هذه الهياكل عمل المنشآت المعدنية عند تعرضها للأحمال الناتجة عن وزنها الخاص، ووزن الألواح الخشبية (القوالب) المرفقة بها، ووزن الخرسانة المصبوبة حديثاً وكذلك عن وزن التركيبات (erection load). وبالنسبة لهياكل التسليح الحاملة (الجاسئة) يفضل من الناحية الاقتصادية، استخدام الزوايا الخفيفة مع القضبان الدائرية، أو القضبان الدائرية وحدها والتى تتصل مع بعضها (تثبت) بواسطة اللحام الكهربائى القوسى أو النقطى على هيئة هياكل تشابكية (lattice framework)، تدعى بهياكل التسليح الحاملة (انظر الشكل ١ — ٨، د، هـ).

ويقسم فولاذ التسليح تبعاً لتكنولوجيا إنتاجه إلى قسمين رئيسيين: فولاذ تسليح على هيئة قضبان، يتم الحصول عليها بواسطة الدلفنة (rolling) فى مصانع الصلب (فولاذ مدلفن على الساخن)، وفولاذ تسليح على هيئة أسلاك (wires) يتم الحصول عليها بأخذ القضبان المدلفنة وسحبها على البارد (cold-drawing)، وتدعى بالأسلاك المسحوبة على البارد.

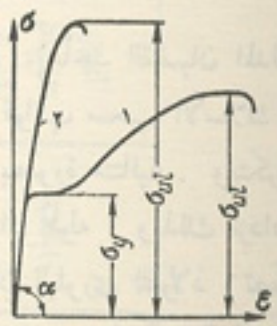
إن قضبان التسليح الفولاذية، التى توضع فى المنشآت دون إجهادها تدعى بالقضبان غير المجهدة. أما القضبان التى يتم إجهادها عند إعداد المنشآت (فى المنشآت السابقة الإجهاد)، فتدعى بالقضبان المجهدة.

٢ — الخواص الميكانيكية لفولاذ التسليح وتصنيفه

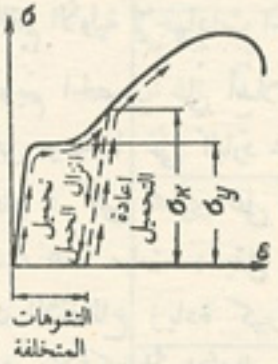
إن تصرف قطعة اختبار من الفولاذ المدلفن على الساخن، تحت تأثير الحمل، يمثله الرسم البيانى الموضح بالشكل (١ — ١٠، المنحنى 1). فقبل الوصول إلى إجهادات قريبة من حد الخضوع σ_y، ترتبط الإجهادات σ_s والتشوهات

ε_s بعلاقة خطية: $\sigma_s = E_s \varepsilon_s$ (قانون هوك). ويعبر عن معامل المرونة E_s هندسياً بظل الزاوية α. وعندما تصل الإجهادات إلى حد الخضوع σ_y، تظهر منطقة الخضوع على الرسم البيانى بوضوح: عندما تكون الإجهادات دائمية، تظهر تشوهات لدنة كبيرة ومتزايدة. وبعد استمرار تحميل العينة، تزداد الإجهادات والتشوهات. ولكن العلاقة بينهما تكون غير خطية (منطقة اللدونة). وعندما تصل الإجهادات إلى حد المقاومة المؤقتة σ_{ul} (المقاومة القصوى) يبدأ النموذج بالانهيار. إن المقاومة المؤقتة للفولاذ المدلفن على الساخن σ_{en}، أكبر بكثير من حد الخضوع σ_y (بمرة ونصف فأكثر)، ولكن كى نتجنب الزيادة المفرطة للتشوهات، نعتبر حد الخضوع عند تصميم المنشآت مساوياً لقيمة الإجهادات القصوى. والفولاذ القليل الكربون المدلفن على الساخن، الذى له منطقة خضوع مبينة بوضوح على الرسم البيانى $\sigma_s - \varepsilon_s$، والذى تكون استطالته كبيرة عند الانهيار، يدعى بالفولاذ الطرى (mild steel)، أما الفولاذ الذى يحتوى على نسبة كبيرة من الكربون (من ٠,٦ إلى ٠,٨ ٪) وعلى إضافات معدنية أخرى (منجنيز، سليكون وكروم فى حدود ٠,٦ إلى ١,٦ ٪)، فتكون له مقاومة عالية للانهيار، واستطالة نسبية صغيرة.

ويمكن الحصول على قيم مرتفعة للإجهادات التصميمية فى قضبان التسليح



شكل ١ — ١٠. الرسم البيانى $\sigma - \varepsilon$ لقضبان التسليح
١ — الفولاذ الطرى، ٢ — الفولاذ الصلد



شكل ١ — ١١. مبدأ تقوية الفولاذ المدلفن على الساخن بالسحب على البارد

الفولاذية المدلفنة على الساخن ، بتقويتها عن طريق المعالجة الحرارية أو بسحبها على البارد (التشغيل على البارد) .

فعند المعالجة الحرارية (التسخين ثم التبريد السريع بطرق تكنولوجية خاصة)، يتصلد الفولاذ مما يؤدى إلى ارتفاع حد الخضوع لدرجة كبيرة . وبعض أنواع الفولاذ التى تمت تقويتها بالمعالجة الحرارية ، تنتقل تدريجيًا إلى منطقة اللدونة ، دون أن تكون لها منطقة خضوع واضحة على الرسم البيانى ε — σ . وفى هذه الحالة ، تعتبر الإجهادات التى تولد استطالة متخلفة (متبقية) فى حدود ٠,٢ ٪ ، بمثابة حد خضوع اصطلاحى (حد الضمان) .

وعند التقوية بالتشغيل على البارد ، تنشأ فى قضبان الفولاذ إجهادات σ_k تفوق حد الخضوع σ_y . حينئذ تظهر تشوهات متخلفة (شكل ١ — ١١) ، وتحدث تغييرات فى بنيان النسق البلورى للفولاذ (تصليد على البارد) ، مما يؤدى إلى تقوية قضبان التسليح . وعندما يتعرض الفولاذ بعد ذلك للشد ، وحيث إن التشوهات اللدنة قد استخلصت ، فإن العلاقة بين الإجهادات والتشوهات تبقى علاقة خطية حتى الوصول إلى إجهادات تساوى σ_k ، وتكون بهذا الشكل بمثابة حد خضوع جديد ومرتفع . وهكذا نتوصل إلى الاستفادة من خواص متانة الفولاذ فى المنشآت ، بصورة تامة . وإذا كان قضيب الفولاذ المقوى بالتشغيل على البارد ، سيتعرض للانضغاط فى المستقبل ، فإن مساحة الخضوع تظهر عند القيم الأولية لإجهادات الخضوع σ_y .

ويتم الحصول على أسلاك التسليح الفولاذية ، بأخذ القضبان المدلفنة على الساخن وسحبها على البارد خلال ألواح تثبيت قوالب سحب الأسلاك (draw-plates) ، التى تحتوى على فتحات تقل سعتها بصورة متتالية . وبتكرار عملية السحب عدة مرات ، يقل قطر القضيب ويزداد طوله . وبذلك تزداد مقاومة السلك للانقطاع زيادة كبيرة نتيجة لتغير البنيان البلورى للفولاذ (تصليد على البارد) . ولا تكون لأسلاك التسليح الفولاذية مساحة خضوع على الرسم البيانى ε — σ ، وهى تعتبر من أنواع الفولاذ الصلد (شكل ١ — ١٠ ، المنحنى ٢) . إن الميزة

جدول ١ — ٣

الخواص الميكانيكية لقضبان الفولاذية المدلفنة على الساخن

نوع فولاذ التسليح	أقطار القضبان (مم)	حد الخضوع (كجم/سم٢)	المقاومة المؤقتة (المقاومة القصوى) للانقطاع (كجم/سم٢)	الاستطالة النسبية (٪)	زاوية الثنى على البارد ε — قطر الشياق d — قطر القضيب
		لا أقل			
A-I	٦ — ٤٠	٢٤٠٠	٣٨٠٠	٢٥	١٨٠° عندما يكون $\varepsilon = \frac{d}{2}$
A-II	١٠ — ٩٠	٣٠٠٠	٥٠٠٠	١٩	١٨٠° عندما يكون $\varepsilon = 3d$
A-III	٦ — ٤٠	٤٠٠٠	٦٠٠٠	١٤	٩٠° عندما يكون $\varepsilon = 3d$
A-IV	١٠ — ٣٢	٦٠٠٠	٩٠٠٠	٦	٤٥° عندما يكون $\varepsilon = 5d$
A-IIdr	١٠ — ٩٠	٤٥٠٠	٥٠٠٠	٨	٩٠° عندما يكون $\varepsilon = 3d$
A-IIIdr	٦ — ٤٠	٥٥٠٠	٦٠٠٠	٦	٤٥° عندما يكون $\varepsilon = 5d$

الأساسية للفولاذ الصلد ، هى مقاومته المؤقتة للانقطاع .

ولفولاذ التسليح خاصية تدعى بالاسترخاء (relaxation) : فعند ثبوت التشوهات ε_s ، تقل الإجهادات σ_s بمرور الزمن . إن الفولاذ الصلد له أكبر قابلية للاسترخاء . أما بالنسبة للفولاذ الطرى المدلفن على الساخن ، فتكون قابليته للاسترخاء ضعيفة ، ولا تؤخذ فى الاعتبار عادة ، عند التصميم .

تقسم قضبان التسليح الفولاذية المدلفنة على الساخن ، تبعاً للخصائص الميكانيكية المدرجة فى الجدول (١ — ٣) إلى عدة أنواع يشار إليها بالعلامة الاصطلاحية « A » . إذا كان الفولاذ من النوع الممتّن بالتشغيل على البارد ، يلحق بتسميته الدليل « dr » ، أما إذا كان من النوع الممتّن بالطرق الحرارية ، فيلحق بتسميته الدليل « th » .

وتطابق كل نوع من تلك الأنواع ، ماركات معينة من الفولاذ ، لها كافة الخصائص الميكانيكية المطلوبة . فالقضبان الفولاذية من النوعين A-I و A-II تصنع من الفولاذ الكربونى العادى (النوع A-I يصنع من الفولاذ st-3 ، والنوع A-II من الفولاذ st-5 وغيره) ، والقضبان الفولاذية من النوعين A-III و A-IV ، تصنع من الفولاذ المنخفض السبائكية (النوع A-III يصنع من الفولاذ ذى الماركات : 35 ГС ، 25 Г2С ، 18 Г2С ، والنوع A-IV يصنع من الفولاذ ذى الماركات : 30 ХГ2С ، 20 ХГ2Ц ، 80 С) .

وتبلغ قيمة الإجهاد المتحكم فيها لتقوية القضبان الفولاذية من النوع A-II dr. بالتشغيل على البارد ، حداً قدره ٤٥٠٠ كجم/سم^2 ، وعند هذا الحد يجب ألا تزيد الاستطالة على ٥,٥ ٪ وإذا ما تحكم فى الاستطالة فحسب فيجب أن تكون ٥,٥٪ . وتبلغ قيمة الإجهاد المتحكم فيها بالنسبة للفولاذ من النوع A-III dr. حداً قدره ٥٥٠٠ كجم/سم^2 ، وتعتمد الاستطالة على ماركة الفولاذ : فتبلغ الاستطالة ٤,٥٪ بالنسبة للفولاذ ماركة 35 ГС ، و٣,٥ ٪ بالنسبة للفولاذ ماركة 25 Г2С .

إن أنواع القضبان الفولاذية الممتنة بالحرارة تتراوح بين A_{th}-III و A_{th}-VII .

وتقسم أسلاك التسليح الفولاذية إلى نوعين :

النوع الأول B - I — ويضم أسلاك التسليح الفولاذية المصنوعة من الفولاذ المنخفض الكربون والمسحوبة على البارد ، وتدعى بأسلاك التسليح العادية .

النوع الثانى B-II — ويضم أسلاك التسليح الفولاذية المصنوعة من الفولاذ العالى الكربون والمسحوبة على البارد ، وتدعى بأسلاك التسليح العالية المقاومة .

ولتمييز الأسلاك الفولاذية ذات النتوءات الجانبية ، نضيف الدليل « r » إلى اسم النوع الذى تنتمى إليه .

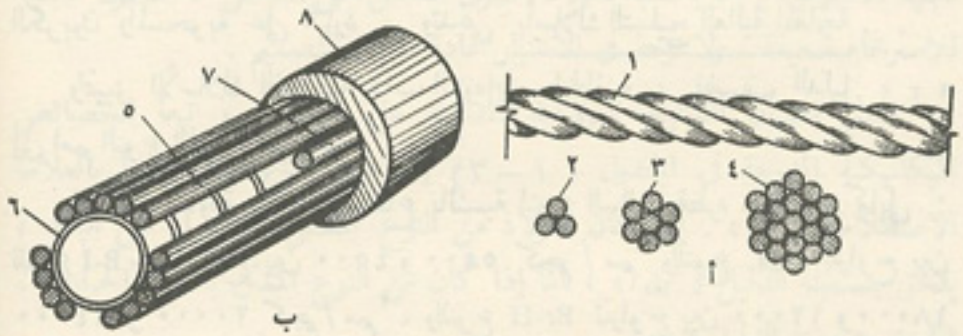
إن أقل مقاومة مؤقتة للانقطاع بالنسبة لنوع السلك وقطره ، تكون كمايلى : للنوع B-I — تتراوح بين ٤٥٠٠ و ٥٥٠٠ كجم / سم^2 وللنوع B-II تتراوح بين ١٤٠٠٠ و ٢٠٠٠٠ كجم/ سم^2 ، وللنوع Br-II تتراوح بين ١٢٠٠٠ و١٨٠٠٠ كجم / سم^2 .

كما يجب ألا تقل الاستطالة النسبية عند الانقطاع (تبعاً للقطر) عن القيمة التالية : للنوع B-II بين ٢ و ٤ ٪ ، وللنوع Br-II بين ٤ و ٦ ٪ .

والأسلاك الفولاذية غير المجهدة تستخدم عادة فى المنشآت ، على هيئة شبكات ملحومة . وقد تستخدم الأسلاك بمثابة أسلاك تسليح مجهدة إما بطريقة مباشرة ، وإما عندما تنتج بأشكال خاصة منها : الجدائل السلكية (strands) والحزم (bundles) والحبال (ropes) .

وتتكون الجدائل السلكية من مجموعة من الأسلاك ، مفتولة مع بعضها بحيث يستبعد فكها (شكل ١ — ١٢ ، ا) . وتختلف الجدائل تبعاً لعدد الأسلاك الداخلة فى تركيبها ، فقد تتألف من ثلاثة أسلاك ، أو من سبعة ، أو من تسعة عشر سلكاً . وفى الجدائل المؤلفة من سبعة أسلاك يكون السلك الوسطى مستقيماً ثم ترتب الأسلاك الستة حوله ، ويتم فتلها . وفى الجدائل المؤلفة من تسعة عشر سلكا ، يضاف إلى ما سبق اثنا عشر سلكاً توضع بالترتيب حول المحيط الخارجى. إن قطر الجديلة المؤلفة من سبعة أسلاك يساوى مجموع أقطار ثلاثة من الأسلاك الداخلة فى تركيب الجديلة ، وقطر الجديلة المؤلفة من تسعة عشر سلكا يساوى مجموع أقطار خمسة أسلاك .

إن الحزم السلكية تتألف من ١٤ أو١٨ أو ٢٤ سلكاً مستقيماً ، ترتب دائرياً حول حلزون ، وتثبت نهاياتها بتركيبة تثبيت خاصة (anchor fitting) كما



شكل ١ – ١٢

(أ) تركيب جدائل التسليح الفولاذية
١ – منظر عام لجديلة مؤلفة من سبعة أسلاك
٢ – مقاطع لجديلة من ٣ أسلاك
٣ – مقطع لجديلة من ٧ أسلاك
٤ – مقطع لجديلة من ١٩ سلكاً

(ب) تركيب حزم التسليح الفولاذية
٥ – أسلاك الحزمة
٦ – حلزون
٧ – دحداح (سلك قصير)
٨ – مثبتة

فى الشكل (١ – ١٢ ، ب) . ويصل القطر الخارجى للحزمة إلى ٣٣ و٣٩ و ٤٨ مم . وتوجد على محيط الحزمة ثلاثة فواصل فراغية بين الأسلاك ، وذلك لكى تمتلئ الفجوة الداخلية للحزمة ، وتمتلئ كذلك القناة التى توضع الحزمة بداخلها عادة ، بالملاط الأسمنتى المضغوط (تحت الضغط) . وتوضع فى تركيبتى التثبيت الطرفيتين قطع سلكية قصيرة ، وذلك لسد الفراغ الناجم عن انعدام الأسلاك الثلاثة .

تنتج الحبال السلكية (الكبلات) الفولاذية من عدة جدائل مفتولة مع بعضها ، وكل جديلة بدورها تفتل من عدد كبير من الأسلاك الرفيعة التى يتراوح قطرها بين ١ و ٣ مم .

جدول ١ – ٤

المقاومات المعيارية (R_s^n ، كجم /سم^2) ومعامل المرونة (E_s ، كجم /سم^2) لفولاذ التسليح

نوع الفولاذ	القطر ، مم	R_s^n ، كجم /سم^2	E_s ، كجم /سم^2
A - I	٦ – ٤٠	٢٤٠٠	٢١٠٠ ٠٠٠
A - II	١٠ – ٩٠	٣٠٠٠	٢١٠٠ ٠٠٠
A - III	٦ – ٤٠	٤٠٠٠	٢٠٠٠ ٠٠٠
A - IV	١٠ – ٣٢	٦٠٠٠	٢٠٠٠ ٠٠٠
A - II dr	١٠ – ٩٠	٤٥٠٠	٢١٠٠ ٠٠٠
A - III dr	٦ – ٤٠	٥٥٠٠	٢٠٠٠ ٠٠٠
B - I عند استخدامه فى إنتاج الشبكات والهياكل الملحومة	٣ – ٥,٥	٥٥٠٠	١٨٠٠ ٠٠٠
	٦ – ٨	٤٥٠٠	
B - II	٣	١٩ ٠٠٠	١٨٠٠ ٠٠٠
	٤	١٨ ٠٠٠	
	٥	١٧ ٠٠٠	
	٦	١٦ ٠٠٠	
	٧	١٥ ٠٠٠	
	٨	١٤ ٠٠٠	
Br - II	٣	١٨ ٠٠٠	١٨٠٠ ٠٠٠
	٤	١٧ ٠٠٠	
	٥	١٦ ٠٠٠	
	٦	١٥ ٠٠٠	
	٧	١٤ ٠٠٠	
	٧	١٣ ٠٠٠	
جدائل مكونة من سبعة أسلاك حسب المواصفات السوفييتية عندما يكون قطر السلك	١,٥	١٩ ٠٠٠	١٨٠٠ ٠٠٠
	٢	١٨ ٠٠٠	
	٢,٥	١٨ ٠٠٠	
	٣	١٧ ٠٠٠	
	٤	١٦ ٠٠٠	
	٥	١٥ ٠٠٠	
الكبلات (الحبال السلكية) عندما يكون قطر السلك	من ١ إلى ٣	١٧ ٠٠٠	١٦٠٠ ٠٠٠
		١٦ ٠٠٠	
		١٥ ٥٠٠	

٣ – المقاومات المعيارية (المعينة) لفولاذ التسليح

تحدد المقاومة المعيارية للفولاذ عند الشد R_s^n ، بالقيمة الصغرى لمقاومة الفولاذ للشد . فبالنسبة لقضبان الفولاذ المدلفنة على الساخن ، تحدد بالقيمة الصغرى لحد الخضوع * ، وبالنسبة للأسلاك الفولاذية وللقطع المنتجة منها ، تحدد بالقيمة الصغرى للمقاومة المؤقتة للانقطاع * .

إن قيم المقاومات المعيارية ومعامل المرونة لفولاذ التسليح مبينة فى الجدول (١ – ٤) .

عند اختبار عينات من فولاذ التسليح لتعيين المقاومة المعيارية R_s^n ، نجد أن قيمة حد الخضوع أو المقاومة المؤقتة للانقطاع ، تكون فى بعض النماذج أصغر قليلا مما هى عليه فى الجدول (١ – ٤) ، الأمر الذى يؤخذ فى الاعتبار عند تصميم المنشآت .

٤ – استخدام فولاذ التسليح فى المنشآت

فى المنشآت الخرسانية المسلحة تستخدم عادة ، القضبان الفولاذية المدلفنة على الساخن من النوعين A-III و A-II ، وذلك بمثابة قضبان تسليح غير مجهدة ، وتستخدم كذلك الأسلاك الفولاذية العادية من النوع B-I ، على هيئة شبكات وهياكل ملحومة يتم إعدادها بواسطة اللحام الكهربائى بالتلامس النقطى (electric spot-contact welding) . ويمكن استخدام فولاذ التسليح من النوع A-I بمثابة هياكل تسليح للتركيب (ثانوية) ، تقام تبعاً لمقتضيات التصاميم ، ويستخدم كذلك بمثابة أطواق (stirrups) للهياكل المربوطة وللقضبان العرضية فى الهياكل الملحومة .

كما أن الأسلاك الفولاذية العالية المقاومة من النوعين B-II و Br-II ، والقطع المنتجة من تلك الأسلاك (وأكثرها فعالية هى الجدائل المؤلفة من سبعة أسلاك) ،

* حسب المواصفات السوفييتية للصنف المعين من الفولاذ .

تستخدم كلها بمثابة فولاذ تسليح مجهد ، فى المنشآت الخرسانية المسلحة السابقة الإجهاد وتستخدم لنفس الغرض القضبان الفولاذية المدلفنة على الساخن من النوعين A-IV و A-III dr. (مع التحكم فى الإجهاد والاستطالة) .

وفى المنشآت الخرسانية المسلحة السابقة الإجهاد ، والتى يسمح فيها بظهور الشقوق ، تستخدم بصفة رئيسية ، القضبان الفولاذية المدلفنة على الساخن من النوعين A-IV و A-III dr. . ويمكن كذلك استخدام القضبان الفولاذية من النوعين A-III و A-III dr مع التحكم فى الاستطالة فقط ، ومن النوع A-II dr. مع التحكم فى الإجهاد والاستطالة ، وكذلك أسلاك الفولاذ العادى .

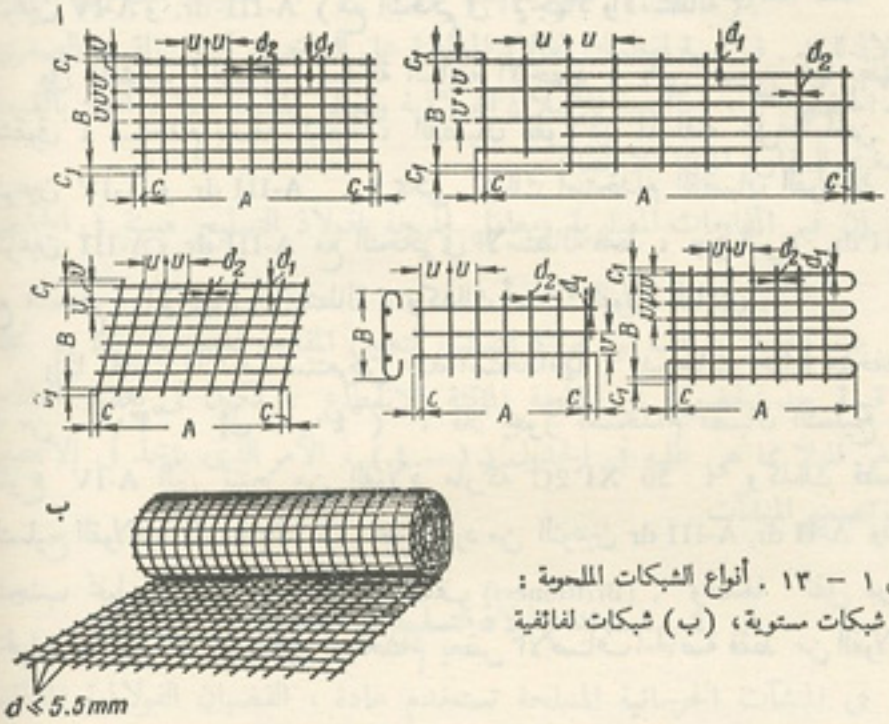
وإذا كانت المنشآت ستتعرض عند استخدامها ، لدرجات حرارة منخفضة (من – ٣٠° إلى – ٤٠°) ، فلا يجوز استخدام قضبان التسليح من النوع A-IV التى تنتج من الفولاذ ماركة 30 ХГ2С ، وكذلك قضبان التسليح الفولاذية الممتنة بالتشغيل على البارد من النوعين A-II dr, A-III dr وذلك لتجنب تحول الفولاذ إلى حالة التقصّف (Brittleness) . وعندما تقل درجة الحرارة عن – ٤٠° م يمكن استخدام بعض الأصناف الخاصة فقط من الفولاذ .

٥ – الشبكات والهياكل الملحومة

تكون الشبكات الملحومة (شكل ١ – ١٣) إما مستوية أو لفائفية . وفى الشبكات اللفائفية ، تكون القضبان فى أحد الاتجاهات ، شغّالة (working) ، والقضبان فى الاتجاه الآخر تكون ثانوية توضع لأجل – التوزيع – التركيب (installing) . إن قطر القضبان الفولاذية التى تتعرض للالتواء أثناء لفّها ، لا يتجاوز ٥,٥ مم . والشبكات المستوية تحتوى على قضبان شغالة فى اتجاه واحد أو فى كلا الاتجاهين . إن الشبكات الملحومة ، اللفائفية أو المستوية المعدّة من الأسلاك والقضبان الفولاذية العادية من النوع A-III ، تنتج صناعياً بمجموعة منوعة (assortment) حسب المواصفات (GOST 8478 — 57) .

وقد اتخذت فى المجموعة المنوعة ، العلامات التالية بالنسبة للشبكات : الشبكات

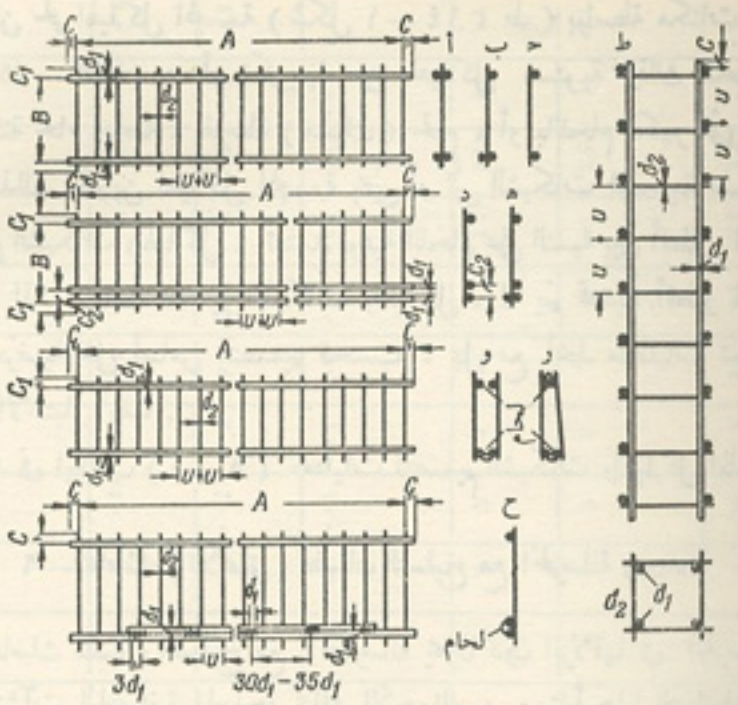
اللفائفية ذات القضبان الطولية الشغالة $d_1 - u_1 / d_2$ ، مثلا 4 / 15 — 5 ، والشبكات اللفائفية ذات القضبان العرضية الشغالة $d_1 / d_2 - u_2$ ، مثلا



شكل ١ — ١٣ . أنواع الشبكات الملحومة :
(أ) شبكات مستوية، (ب) شبكات لفائفية

3/4—10 ، والشبكات المستوية $d_1 - u_1 / d_2 - u_2$ ، مثلا 15—14 / 10 — 5 ، حيث d_1 و u_1 يمثلان القطر (مم) ، والخطوة (سم) بالنسبة للقضبان الطولية ، و d_2 و u_2 يمثلان القطر (مم) ، والخطوة (سم) بالنسبة للقضبان العرضية . وتبلغ خطوة قضبان الشبكات اللفائفية فى الاتجاه غير الشغال ٢٥ سم ، ولا يشار إليها بعلامة

وفى المنشآت الخرسانية المسلحة ، يمكن استخدام أنواع أخرى من الشبكات المحتوية على قضبان مختلفة الأقطار ، وذلك علاوة على استخدام الشبكات التى تنتمى إلى المجموعة المنوعة المعروفة . فى هذه الحالة يجب تحديد حجوم الشبكات والمسافات بين القضبان وأقطار القضبان الملحومة ، مع حساب الإمكانيات التكنولوجية لمكنات اللحام .



شكل ١ — ١٤ . أنواع الهياكل الملحومة

تتألف الهياكل الملحومة (شكل ١ — ١٤) من قضبان طولية وعرضية ، إما أن تكون مستوية أو مجسمة (فراغية) .

ويمكن ترتيب القضبان الطولية للهياكل المستوية ، فى صف واحد (شكل ١ — ١٤ ، أ ، ب ، ج) أو فى صفين (شكل ١ — ١٤ ، د ، هـ) وبالنسبة للقضبان العرضية ، يمكن ترتيبها إما فى جهة واحدة (شكل ١—١٤، ج ، د) أو فى جهتين (شكل ١ — ١٤، أ ب ، هـ) . ويفضل استخدام الهياكل ، ذات القضبان المرتبة فى جهة واحدة . إذ تتحسن عند ذلك ظروف اللحام ويضمن تلاصق أفضل بين الخرسانة وفولاذ التسليح فى المنشآت . وفى حالات معينة ، يتم استخدام الهياكل المزدوجة (شكل ١ — ١٤ ، و ، ز) ، أو الهياكل التى يلحم فيها قضيب شغال إضافة إلى القضيب الطولى الشغال ، وذلك بلحام مختلف (شكل ١ — ١٤، ح) .

ويمكن لحم الهياكل المجسمة (شكل ١ — ١٤ ، ط) بواسطة مكنات خاصة (مثلا MK — 251) ، أو تكوينها من هياكل مستوية وذلك بلحمها مع بعضها بمكنة لحام خاصة ، بقامطة (مشبك) لحام ، أو باللحام الكهربائى القوسى ويمكن كذلك تكوين الهياكل المجسمة بحنى أو ثنى الشبكات الملحومة المستوية . وعند إنتاج الشبكات والهياكل ، تعتمد نوعية اللحام على النسبة بين أقطار القضبان الملحومة . لذا ، فعند تصميم الشبكات والهياكل ، لا يتم تحديد أقطار القضبان الطولية والعرضية على أساس التصميم فحسب ، بل مع أخذ متطلبات تكنولوجيا اللحام فى الاعتبار أيضاً .

وتوجد فى الجدول (١ — ٥) معطيات لتصميم الشبكات والهياكل الملحومة .

٦ — تماسك (تلاصق) قضبان التسليح مع الخرسانة (bond)

إن تماسك قضبان التسليح مع الخرسانة يحول دون انزلاقها فى الخرسانة عند تعرض المنشآت الخرسانية المسلحة لتأثير الأحمال ، وينشأ هذا التماسك نتيجة للعوامل التالية : ١) التماسك الذى ينشأ ذاتيا بفضل الخاصية الغرائية للعجينة الأسمنتية ؛ ٢) قوى الاحتكاك التى تتولد على سطوح القضبان الفولاذية نتيجة لانضغاطها أثناء انكماش الخرسانة ؛ ٣) اشتباك النتوءات (engagement) الموجودة على سطوح القضبان الفولاذية ؛ ٤) وجود تركيبات التثبيت ، أى المثبتات (anchors) فى أطراف القضبان .

عند نزع أو حشر (دفع) القضيب المثبت فى الخرسانة ، تكون لقوى التماسك قيمة متغيرة على امتداد النهاية (الطرف) المثبتة (fixed end) كما يتضح من الشكل (١ — ١٥ ، أ) . ويمكن الحصول على متوسط إجهاد التماسك τ_{coh} ، بقسمة القوة P على مساحة سطح القضيب $\pi\, dl$:

$$\tau_{coh} = \frac{P}{\pi\, dl}$$

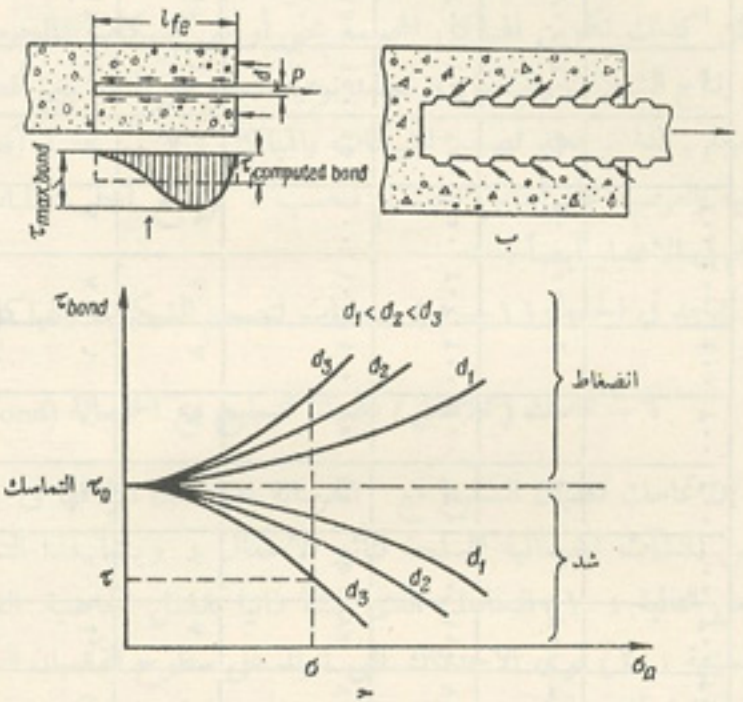
وتعتمد قيمة τ_{coh} فى الأساس ، على تركيب الخرسانة ، وعلى حالة

جدول ١ — ٥ معطيات لتصميم الشبكات والهياكل الملحومة

d_1 — أقطار القضبان الطولية (م)		٣—٤	٥—٧	٨—٩	١٠	١٢	١٤	١٦	١٨	٢٠	٢٢	٢٥	٢٨	٣٢	٣٦	٤٠
d_2 — الأقطار الصغرى للقضبان العرضية (م)	عند ترتيب القضبان الطولية التنوءات الجانبية أو الملساء ، فى اتجاه واحد (دون وجود وصلات)	—	٣٫٥	٤	٤٫٥	٥	٥	٦	٦	٨	٨	١٠	١٢	١٢	١٤	١٦
	عند ترتيب القضبان الطولية ذات التنوءات الجانبية ، فى اتجاهين	—	٦	٦	٨	٨	٨	٨	٨	٨	١٠	١٠	١٢	١٢	١٤	١٦
محاور القضبان (م)	عند ترتيب القضبان الطولية فى اتجاه واحد u_{min} هى المسافات الصغرى بين	٥٠	٥٠	٧٥	٧٥	٧٥	٧٥	١٠٠	١٠٠	١٠٠	١٠٠	١٥٠	١٥٠	٢٠٠	٢٠٠	٢٠٠
	عند ترتيب القضبان الطولية فى الهياكل فى اتجاهين v_{min}	٥٠	٧٥	٧٥	١٠٠	١٠٠	١٥٠	١٥٠	٢٠٠	٢٠٠	٢٥٠	٢٥٠	٣٠٠	٣٠٠	٤٠٠	٤٠٠
c_2 — أصغر مسافة بين القضبان الطولية للهياكل عندما يكون الترتيب فى صفين (م)		٣٠	٣٠	٣٠	٣٠	٤٠	٤٠	٤٠	٤٠	٥٠	٥٠	٥٠	٦٠	٧٠	٨٠	٨٠
u_{max} — أكبر مسافة بين القضبان العرضية عندما تكون الأسلاك الطولية من الفولاذ العادى أو من الفولاذ نوع AIIdr-A-II وفولاذ نوع AIIdr-A-II (م)		٢٥٠	٢٥٠	٣٠٠	٣٠٠	٣٠٠	٣٠٠	٤٠٠	٤٠٠	٤٠٠	٤٠٠	—	—	—	—	—

ملاحظة : علامات أقطار القضبان ، والمسافات بين القضبان مبينة فى الشكلين (١ — ١٣) و (١ — ١٤) .

سطح القضبان الفولاذية . وتبين معطيات التجارب أن τ_{coh} = ٢٥ إلى ٣٥ كجم / سم^2 ، عندما تكون القضبان الفولاذية دائرية ملساء والخرسانة ذات



شكل ١ – ١٥ . تماسك (تلاصق) قضبان التسليح مع الخرسانة

ماركة عادية . وتتوزع الإجهادات τ_{coh} على امتداد النهاية المثبتة $l_{f.e}$ = ١٥ إلى ٢٠ d .

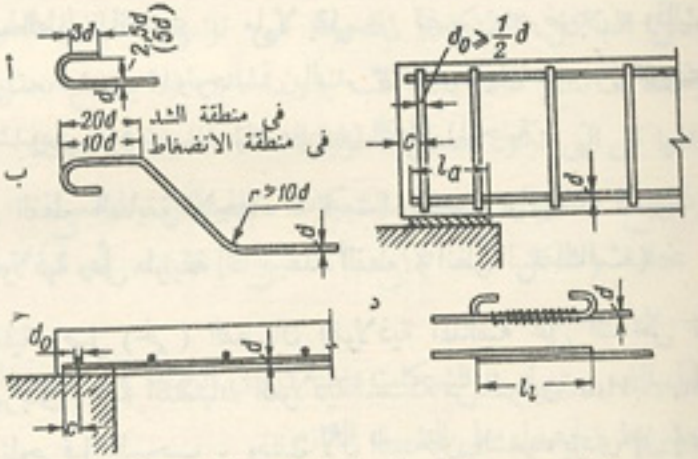
ويكون تماسك القضبان ذات النتوءات الجانبية مع الخرسانة ، أكبر من تماسك القضبان الملساء بمرتين أو ثلاث مرات ، وذلك بفضل النتوءات الموجودة على سطوحها (شكل ١ – ١٥ ، جـ) . وهذا يقلل كثيراً من سعة فتحات الشقوق التى قد تظهر فى خرسانة منطقة الشد فى المنشآت ، كما يساعد على التخلص من استخدام المثبتات الخاصة .

ويعتمد مقدار تماسك هيكل التسليح مع الخرسانة ، فى نفس الماركة الواحدة من الخرسانة بالذات ، على طبيعة القوى المؤثرة ، وعلى مقدار الإجهادات الموجودة

فى القضبان وعلى قطر القضبان (شكل ١ – ١٥ ، ب) . فعند الشد ، يزداد التماسك كلما قلّ قطر القضبان ، وقلّت الإجهادات الموجودة فيها . وعند الانضغاط ، يزداد التماسك كلما زاد قطر القضبان وزادت الإجهادات الموجودة فيها . وتفسير ذلك ، أن القضبان المضغطة ، تتعرض لزيادة التشوهات العرضية ، فينشأ ضغط على الخرسانة المحيطة بها ، وبذلك تزداد قوى الاحتكاك . وفى القضبان المشدودة تكون الظاهرة معكوسة .

٧ – تثبيت (anchorrage) القضبان الفولاذية ووصلها

لكى يكون تثبيت القضبان فى الخرسانة جيداً ومضموناً ، تزود نهايات (أطراف) القضبان الملساء المشدودة فى الهياكل والشبكات المربوطة ، بخطاطيف نصف دائرية (شكل ١ – ١٦ ، أ ، ب) .



شكل ١ – ١٦ . تثبيت قضبان التسليح الملساء غير المجهدة

وبما أن قوة تماسك القضبان المضغوطة ، مع الخرسانة ، أكبر بكثير مما هى عليه فى القضبان المشدودة ، لذا يمكن عدم تزويد نهايات القضبان الملساء المضغوطة فى الهياكل المربوطة ، بخطاطيف ، وذلك بالنسبة للقطع المضغوطة مركزيًا .

وكذلك لا تكون للقضبان الملساء فى الهياكل والشبكات الملحومة عادة ، خطاطيف ، ذلك لأن القضبان التى تلحم معها فى الاتجاه العرضى ، تكون بمثابة مثبتات تحول دون إفلاتها من الخرسانة (شكل ١ — ١٦ ، جـ) .

وفى كافة الحالات ، تترك القضبان ذات النتوءات الجانبية ، دون تزويد نهاياتها بخطاطيف .

إن طول منطقة تثبيت القضبان الشغالة ، يعتمد على نوع الإنشاء وطبيعة عمله تحت تأثير الحمل . وهكذا يجب عقف القضبان الطولية المضغوطة ، لمسافة لا تقل عن ١٥ d ، ابتداء من المقطع الذى يكون القضيب بعده زائداً عن حاجة التصميم ، القضبان الملساء فى الهياكل المربوطة التى لا تحتوى على خطاطيف فى نهاياتها ، لمسافة لا تقل عن ٢٠ d .

وفى الهياكل والشبكات الملحومة من القضبان الملساء ، يجب أن يلحم مع القضيب الطولى المقطوع ، ما لا يقل عن قضيبين عرضيين ، وذلك فى حدود منطقة التثبيت ١٥ d . وتوجد فى البند ١٣ ، معطيات عن تثبيت القضبان الفولاذية المشدودة ، على مساند (supports) القطع المنحنية .

أما فى القطع السابقة الإجهاد ، فيعتمد تصميم تركيبات التثبيت على نوع القضبان الفولاذية وعلى طريقة إنتاج هذه القطع (انظر البند الثالث) .

إن عملية وصل (لحم) القضبان الفولاذية المدلفنة على الساخن تتم بواسطة اللحام الكهربائى . أما القضبان الفولاذية الممتنة من النوعين A-III dr, A-IIdr ، فيجب أن تلحم قبل السحب ، وذلك لأن التسخين الشديد يؤدى إلى إعادة الفولاذ إلى تركيبه الأولى (اختفاء الإصلاد بالتشغيل) .

إن أنواع الوصل الملحومة مبينة فى الجدول (١ — ٦) .

إن أحسن أنواع اللحام من الناحية الاقتصادية هو لحام القضبان التناكبى بالمقاومة . ويتم ذلك بواسطة مكنات لحام خاصة ، لذا ، فإن هذا النوع من اللحام يمكن القيام به فقط عند إنتاج هياكل التسليح فى المصانع . وبغية لحم

القضبان عند تجميعها (فى وصل القطع سابقة الصنع) ، وكذلك لوصل القضبان بالتناكب عند الإنتاج ، تستخدم أنواع مختلفة من اللحام الكهربائى : اللحام القوسى الكهربائى واللحام فى حوض من المعدن المنصهر ، اللحام الدرزى (بالوصل) فى حوض من المعدن المنصهر .

عند لحام القضبان بالتراكب (جدول ١ — ٦ رقم ٤ و ٥) ، فإن الأطراف الملحومة للقضبان تحنى قليلا ، وذلك لكى يكون محورا القضيبين الملحومين على استقامة واحدة ، ولكى لا تظهر عزوم انحناء نتيجة اللامركزية (الاختلاف المركزى) ، عند تعرض القضبان لتأثير الأحمال .

وبالنسبة لقضبان الهياكل المربوطة ، المصنوعة من الفولاذ ذى الأنواع A-I و A-II و A-III و A-IIdr ، عندما لا يتجاوز قطرها ٣٢ مم ، يسمح بعمل وصل تراكبية بدون لحام ، عدا الحالات التى يكون فيها مقطع القطعة مشدوداً كليا (stretched) كما فى الشكل (١ — ١٦ ، د) .

إن وصل الهياكل والشبكات الملحومة التى ترتب قضبانها الطولية الشغالة فى جهة واحدة ، تنتج عادة بالتراكب بدون لحام . ولا يسمح بعمل مثل هذه الوصل فى الهياكل التى تكون قضبانها الطولية الشغالة ، مرتبة فى جهتين .

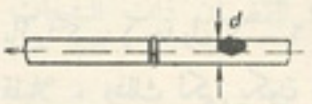
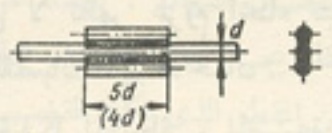
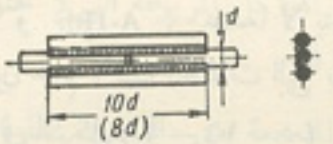
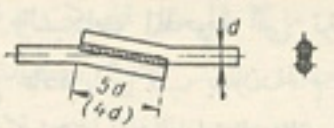
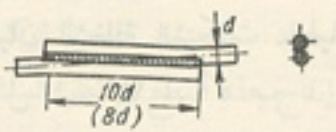
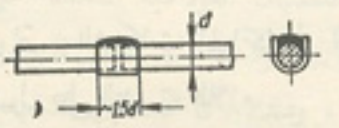
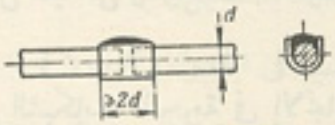
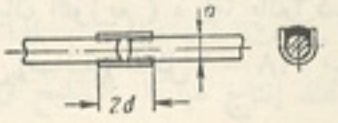
يمكن وضع القضبان الشغالة للشبكات والهياكل الموصولة ، فى عدة مستويات مختلفة (شكل ١ — ١٧ ، أ ، ب ، جـ) . أو فى مستوى واحد (شكل ١ — ١٧ ، د ، هـ) .

إن الطول الضرورى لتمرير الشبكات والهياكل فى الوصلة l_1 ، يحدد بالمواصفات ، انطلاقاً من شروط الحصول على التثبيت اللازم .

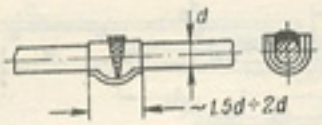
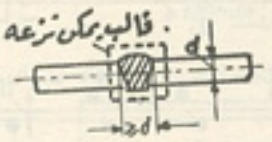
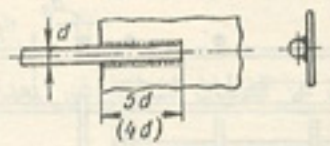
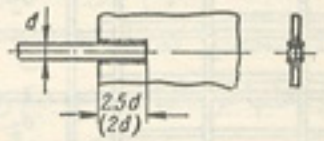
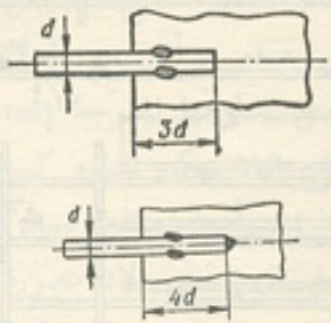
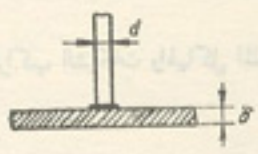
ويجب ترتيب وصل الهياكل والشبكات الملحومة فى المنشآت ، بصورة متفرقة أو متباعدة .

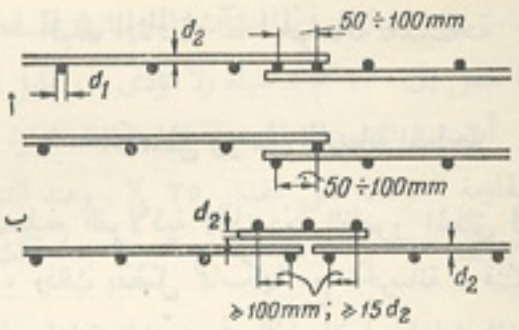
ويتم إعداد وصل الشبكات الملحومة فى الاتجاه غير الشغال ، أى عند لحم القضبان العرضية (قضبان التوزيع) ، إما بالتراكب (شكل ١ — ١٨ ، أ) ، أو بوضع شبكات توصيل إضافية (شكل ١ — ١٨ ، ب) .

جدول ١ — ٦ أنواع الوصل الملحومة لقضبان التسليح الفولاذية

رقم الوصلة	نوع الوصلة وطريقة اللحام	تركيب الوصلة	أنواع الفولاذ	قطر القضيب (مم)
١	وصلة تناكب منتجة من قضبان ملحومة بواسطة اللحام بالمقاومة		A-I, A-II, A-III, A-IV	لا يقل عن ١٠ مم
٢	وصلة ذات شرائح ، منتجة من قضبان ملحومة بالقوس الكهربائى بأربعة خطوط لحام زاوى جانبى		A-I, A-II, A-III	لا يقل عن ٨ مم
٣	كالسابق ، بخطى لحام زاوى جانبى		A-I, A-II, A-III, A-IV	لا يقل عن ٨ مم
٤	وصلة تراكب منتجة من قضبان ملحومة بالقوس الكهربائى ، بخطى لحام زاوى جانبى		A-I	لا يقل عن ٨ مم
٥	كالسابق ، بخط لحام زاوى جانبى واحد		A-I, A-II, A-III	لا يقل عن ٨ مم
٦	وصلة منتجة من لحام القضبان بواسطة اللحام الحوضى الوحيد الإلكترود ، مع سناد على شكل قناة		A-I, A-II, A-III	لا يقل عن ٢٠ مم
٧	وصلة منتجة من لحام القضبان بالقوس الكهربائى بخطوط لحام متعددة الطبقات ، مع سناد على شكل قناة		كذلك	لا يقل عن ٢٠ مم
٨	وصلة منتجة من قضبان ملحومة بواسطة اللحام الحوضى — الدرزى بالمقاومة ، مع سناد على شكل قناة		كذلك	كذلك

تابع جدول ١ — ٦

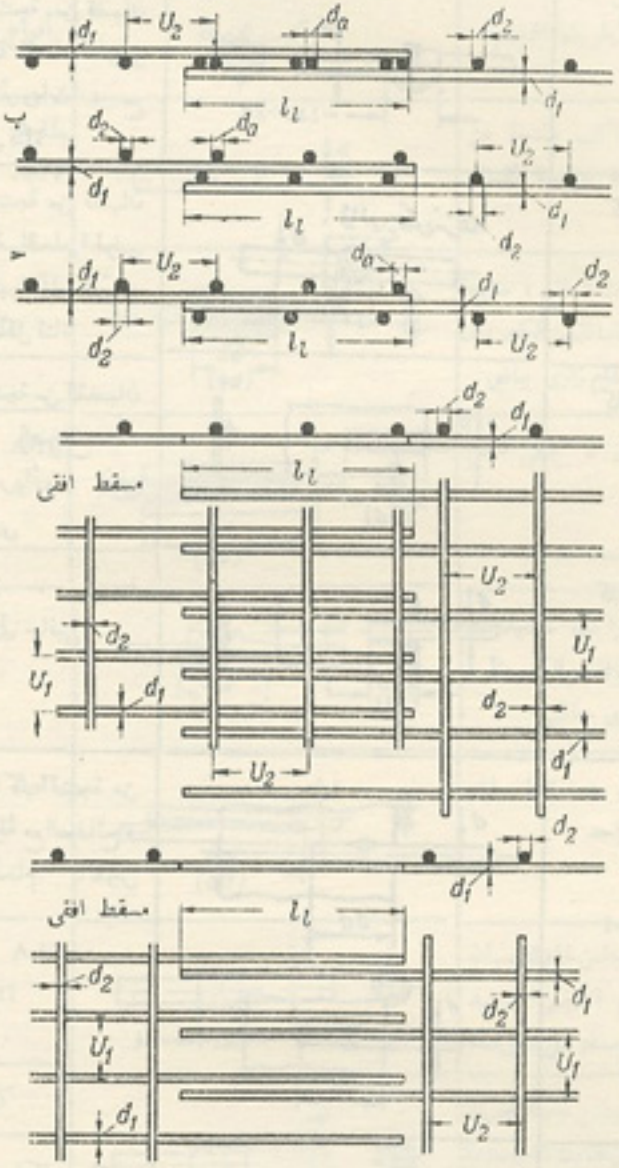
رقم الوصلة	نوع الوصلة وطريقة اللحام	تركيب الوصلة	أنواع الفولاذ	قطر القضيب (مم)
٩	وصلة منتجة من قضبان ملحومة بواسطة اللحام الحوضى المتعدد الإلكترودات ، مع سناد على شكل قناة		كذلك	كذلك
١٠	وصلة منتجة من قضبان ملحومة بواسطة اللحام الحوضى أو اللحام الكهربائى الخبئ ، مع سناد على شكل قناة		كذلك	كذلك
١١	وصلة منتجة من القضبان الملحومة مع الصفائح ، بالقوس الكهربائى ، بخطى لحام زاوى جانبى		كذلك	لا يقل عن ٨ مم
١٢	كالسابق ، بأربعة خطوط لحام زاوى جانبى		كذلك	لا يقل عن ٢٠ مم
١٣	وصلة تراكب منتجة من القضبان الملحومة مع الصفائح ، بنقط من اللحام بالقوس الكهربائى		A-I	من ٨ إلى ١٠ مم ومن ١٢ إلى ١٦ مم
١٤	وصلة على شكل — T ، منتجة من القضبان الملحومة مع الصفائح بواسطة اللحام الكهربائى تحت طبقة من أحد المعادن المصهورة		A-I, A-II, A-III	لا يقل عن ٦ مم ولا يزيد على ٢٨ مم



شكل ١ – ١٨ .وصل الشبكات الملحومة فى اتجاه قضبان التسليح التوزيعية

٨ – معلومات عن قضبان التسليح غير المعدنية

بغية رفع مقاومة التآكل فى قضبان التسليح وزيادة التوفير فى المعدن ، تجرى فى الوقت الحاضر أبحاث واسعة لتحضير قضبان تسليح غير معدنية للمنشآت الخرسانية المسلحة ، يتم الحصول عليها من ألياف زجاجية رفيعة (glass fiber) ، تتحد فى قضيب التسليح بمساعدة مواد بلاستيكية لاصقة من الراتينجات الاصطناعية (synthetic resin) . ولقضبان التسليح المنتجة من الزجاج البلاستيكى ، مقاومة عالية ، ووزن حجمى صغير (أقل من الفولاذ بثلاث مرات) ، وتماسك جيد مع الخرسانة بفضل سطوحها المموّجة (corrugated) . وإلى جانب ذلك ، فإن قابلية الزجاج البلاستيكى للتشوه كبيرة (معامل المرونة أقل بعدة مرات مما هو عليه فى الفولاذ) ، وأسعاره مرتفعة نسبيا . إن مقاومة القضبان الزجاجية البلاستيكية للتآكل ، لم تدرس حتى الآن بصورة كافية .



شكل ١ – ١٧ : وصل تراكب الشبكات والهياكل الملحومة فى اتجاه قضبان التسليح الفعالة

١ ـ انكماش وزحف الخرسانة المسلحة

إن قضبان التسليح الفولاذية تحول دون الظهور المطلق لتشوهات انكماش وزحف الخرسانة ، وذلك بفضل تماسكها مع الخرسانة . فنتيجة للانكماش ، تظهر فى الخرسانة إجهادات شدّ ، وفى القضبان إجهادات انضغاط . وقد تظهر فى القطعة المحتوية على كثير من قضبان التسليح ، شقوق انكماش عند تجمد الخرسانة . وعند تشغيل القطعة المنحنية ، فإن إجهادات الشد فى الخرسانة ، الناتجة عن الانكماش ، تضاف إلى إجهادات الشد الناتجة عن تأثير الحمل ، مما يجعل الشقوق تتكون قبل أوانها بكثير . والانكماش لا يؤثر على مقاومة القطعة الخرسانية المسلحة ، تلك المقاومة التى تم تحديدها فى مرحلة انهيار القطعة .

إن زحف الخرسانة ، الذى يظهر عند تأثير الحمل لمدة طويلة ، يؤدى إلى إعادة توزيع الإجهادات بين الخرسانة وقضبان التسليح . ويؤثر الزحف تأثيراً إيجابيًّا على عمل (تشغيل) القطع القصيرة المضغوطة للخرسانة المسلحة ، مؤمناً الاستفادة التامة من مقاومة الخرسانة وقضبان التسليح ، كما يقلل الزحف السعة الحملية للقطع المضغوطة القابلة للانبعاج أو الانثناء (flexible) ، أما فى القطع المنحنية ، فإن الزحف يؤدى إلى زيادة الانحناء عند تأثير الحمل لمدة طويلة ، كما أن الزحف والانكماش يؤديان إلى فقدان الإجهاد المسبق فى المنشآت السابقة الإجهاد .

٢ ـ تأثير درجة الحرارة على الخرسانة المسلحة

إن الاختلاف البسيط فى قيم معاملات التمدد الطولى للأسمنت المتحجر ولحبيبات الركام فى الخرسانة ، يجعل من بعض المواد قيداً ، يحول دون التمدد (التشوه) الحرارى المطلق للمواد الأخرى عند تغير درجة حرارة الإنشاء . وهذا يؤدى إلى ظهور إجهادات داخلية (متبادلة الاتزان) فى الخرسانة المسلحة .

وهذه الإجهادات الداخلية ، فى المنشآت الخرسانية المسلحة ، الواقعة تحت تأثير درجات حرارة تصل إلى ١٠٠°م ، قليلة ولا تؤدى إلى تقليل المقاومة الميكانيكية للخرسانة المسلحة . أما عند التسخين المستمر إلى درجة حرارة تتراوح بين ٢٠٠ و ٢٥٠°م ، فإن مقاومة الخرسانة تقل بمقدار ٢٥ ٪ . وعند التسخين المستمر إلى درجة حرارة تتراوح بين ٥٠٠ و ٦٠٠°م ، ثم التبريد بعد ذلك ، تنهار الخرسانة انهياراً تامًّا .

إن الأسباب الرئيسية لانهيار الخرسانة عند تعرضها لدرجات حرارة عالية هى :

١) الإجهادات الداخلية الكبيرة ، التى تظهر نتيجة لاختلاف التشوهات الحرارية للأسمنت المتحجر ولحبيبات الركام .

٢) التفاعل الكيميائى لإزالة الماء (dehydration) من معادن الأسمنت ، الذى يؤدى إلى انعزال الجير الحر (free lime) . وبإطفاء الجير عند التبريد (بتأثير الماء الزائد بعد التجمد أو بتأثير رطوبة الهواء) ، تتحطم الخرسانة .

إن تأثير التعرض المستمر لدرجات الحرارة العالية على تماسك قضبان التسليح مع الخرسانة ، يعتمد على نوع جانبية القضبان وعلى درجة التسخين : فعندما تكون القضبان ملساء ، يقل التماسك بحدة ، ابتداء من درجة ٢٥٠°م ، وعندما تصل درجة الحرارة إلى ٥٠٠°م ، ينعدم التماسك تقريباً ، أما عندما تكون القضبان ذات نتوءات جانبية ، فلا يقل التماسك بصورة ملموسة ، حتى عند درجة ٥٠٠°م .

وفى إقامة المنشآت التى تتعرض أثناء عملها لدرجات حرارة عالية (أفران المصانع ومواسير اللهب أو المداخن وغيرها) تستخدم أنواع خاصة من الخرسانة المقاومة للحرارة ، قادرة على الاحتفاظ بخواصها الفيزيائية والميكانيكية ، عند التأثير المستمر لدرجات الحرارة التى تتراوح بين ١٠٠٠ و ١٤٠٠°م .

إن التغيرات فى درجة الحرارة تؤدى إلى ظهور تشوهات عامة فى الإنشاء (استطالة أو قصر) ، تولد بدورها قوى (إجهادات) إضافية فى المنشآت غير

المحددة إستاتيكيا (العقود — arches والإطارات frames وغيرها) . وعندما تكون هذه المنشآت كبيرة الامتداد ، تصبح القوى الإضافية محسوسة ، حتى عند بعض التغيرات العادية القليلة فى درجات الحرارة (فى حدود ٣٠°م) . ولتقليل مقدار القوى الإضافية الناتجة عن تأثير درجة الحرارة ، يقسم الإنشاء إلى عدة أقسام بواسطة مفاصل حرارية ، تتوحد عادة مع مفاصل الانكماش .

٣ — الوزن الحجمى للخرسانة المسلحة

يتألف وزن الخرسانة المسلحة ، من وزن الخرسانة ووزن قضبان التسليح . ويبلغ الوزن الحجمى للخرسانة المسلحة الثقيلة عند رصّ الخليط الخرسانى (الخلطة الخرسانية) بواسطة هزّازة (vibrator) ، حوالى ٢٥٠٠ كجم / م٣ ، وبدون هزازة ٢٤٠٠ كجم / م٣ . وعندما توجد قضبان التسليح بنسبة عالية (أكثر من ٣٪) ، يكون الوزن الحجمى للخرسانة المسلحة ، عبارة عن مجموع وزنى الخرسانة وقضبان التسليح فى وحدة حجم الإنشاء .

٤ — تأكل الخرسانة المسلحة

تعتمد مقاومة القطع الخرسانية المسلحة للتأكل ، على تركيب وكثافة (density) الخرسانة وعلى مدى عدم ملاءمة (عداوة) الوسط . وقد يحدث تأكل الخرسانة ذات الكثافة غير الكافية ، نتيجة لتأثير الماء الراشح ، الذى يذيب الجزء المركب للأسمنت المتحجر — أيدرات أكسيد الكالسيوم . والعلامة الظاهرية لمثل هذا التأكل هى ظهور ندف (flaxes) بيضاء على سطح الخرسانة .

إن مختلف أنواع الحوامض عند دخولها فى تأثيرات متبادلة مع معادن الأسمنت المتحجر ، تؤدى إلى انهيار الخرسانة .

وعند تأكل الخرسانة ، تتأكل عادة قضبان التسليح الملحقة بها كذلك .

كما أن قضبان التسليح قد تتأكل وهى داخل القطعة الخرسانية المسلحة ، عندما تكون الخرسانة من حيث تركيبها غير كثيفة لدرجة كافية ، أو عندما تحتوى

على شقوق ، ويكون الإنشاء واقعاً فى ظروف رطوبة مرتفعة الدرجة ، أو التبلل بالماء بصورة متقطعة . ويكون حجم الصدأ الناتج عن تأكل القضبان الفولاذية ، أكبر كثيراً من حجم الفولاذ الصدئ ، لذلك فإنه يضغط على الخرسانة المحيطة به ويؤدى إلى تمزق الطبقة الواقية ، مع تعرية القضبان جزئيا أو كليا .

ويجب إنتاج المنشآت الخرسانية المسلحة الواقعة فى وسط معاد ، من خرسانة عالية الكثافة (من حيث تركيبها ورصها) ، تحتوى على أسمنت مقاوم للسلفات . وفى الحالات الضرورية ، يجب تزويدها بأغطية واقية (كساء مواجه أو جصّ أو معجون لاصق وغير ذلك) . كما يجب زيادة سمك الطبقة الواقية لقضبان التسليح ، وتزويد قطع الرصّ بأغطية خاصة مقاومة للتأكل .

٥ — الخرسانة المسلحة السابقة الإجهاد .
فكرة وطرق إحداث الإجهاد المسبق

إن المنشآت التى يتم أثناء إنتاجها ضغط الخرسانة اصطناعيا بطريقة شد القضبان الفولاذية ، تسمى بالمنشآت الخرسانية المسلحة السابقة الإجهاد . وبفضل تلك العملية ، تزداد مقاومة التشقق فى الخرسانة ، فى مناطق الإنشاء التى يظهر فيها شد عند تأثير الحمل . وفى النتيجة يمكن استخدام فولاذ عالى المقاومة ، مما يؤدى إلى توفير المعدن وخفض تكاليف الإنشاء .

ولإيضاح حقيقة الإجهاد المسبق ، نذكر بأن الظهور المبكر للشقوق يحدث فى خرسانة منطقة الشد من القطع الخرسانية المسلحة العادية . إن الإجهادات فى القضبان الفولاذية تكون فى اللحظة التى يبدأ عندها ظهور الشقوق قليلة ، وتساوى تقريباً : $\sigma_{s.cr} = ٣٠٠$ كجم / سم٢ . وفى الحقيقة ، فإن قيمة التشوه الأقصى للخرسانة عند الشدّ تساوى $\epsilon_{c.t} = ٠,٠٠٠١٥$ (راجع البند الأول) . وبحكم التماسك ، تظهر تشوهات مماثلة فى القضبان الفولاذية . لذا ، فإن مقدار الإجهادات فيها فى لحظة تكوّن الشقوق فى الخرسانة يساوى :

$$\sigma_{s.cr} = \epsilon_s E_s = \epsilon_{c.t} E_s = 0.00015 \times 2 \times 10^6 = 300 \ \ kg/cm^2$$

وعند الزيادة التالية للأحمال ، تزداد الإجهادات فى القضبان الفولاذية ، وتتفتح الشقوق .

إذا كانت قضبان القطعة من الفولاذ ذى الأصناف العادية (من النوعين A-II و A-III) ، فعند الأحمال التشغيلية (working loads) تكون الإجهادات الموجودة فى القضبان الفولاذية مساوية للمقدار :

σ_s = ١٦٠٠ إلى ٢٥٠٠ كجم/سم^2 ، أى $\frac{\sigma_s}{\sigma_{s,cr}}$ = ٥ إلى ٨ . وعند مثل هذه الزيادة فى إجهادات القضبان ، تكون سعة فتحات الشقوق قليلة ، ولا تخل بمزايا استخدام الإنشاء .

أما إذا زودت القطعة الخرسانية المسلحة بأسلاك فولاذية عالية المقاومة وذات إجهادات تشغيلية قدرها σ_s = ٩٠٠٠ إلى ١٢٠٠٠ كجم / سم^2 وأكثر ، فإن $\frac{\sigma_s}{\sigma_{s,cr}} \cong$ ٣٠ إلى ٤٠ (ذلك لأن قيمة $\sigma_{s,cr}$ تعتمد على قابلية الشد القصوى للخرسانة ، وتساوى كالسابق ٣٠٠ كجم / سم^2) . وعند مثل هذه الزيادة الكبيرة للإجهادات فى القضبان الفولاذية ، تظهر على القطعة فى مرحلة تشغيلها ، شقوق ذات فتحات واسعة جداً (فاغرة) وتبعاً لذلك تنعدم مزايا الاستخدام أو التشغيل الضرورية (الجساءة والتحمل وغيرها) . لذا يمنع استخدام أسلاك الفولاذ العالية المقاومة ، فى تسليح القطع الخرسانية المسلحة العادية . وبالمناسبة ، فإن استخدام تلك الأسلاك الفولاذية لأغراض التسليح مفيد جداً من الناحية الاقتصادية ، وذلك لأن كمية القضبان التى تتطلبها ظروف المتانة ، تقل باطراد مع زيادة مقاومة القضبان . ويقل السعر النوعى * لقضبان الفولاذ كلما زادت مقاومتها . وتبعاً لذلك ، تزداد فائدتها الاقتصادية .

ولما كانت خرسانة منطقة الشدّ ، فى القطع السابقة الإجهاد ، مضغوطة مسبقاً ، فإن إجهادات الشدّ التى تظهر عند التحميل ، ستؤدى فقط إلى تقليل

* السعر النوعى للفولاذ ، هو نسبة سعر الفولاذ للطن الواحد ، إلى مقاومته المحسوبة .

إجهادات الانضغاط التى سبق استحداثها فى الخرسانة . أى تبدأ الخرسانة بالاشتغال على الشدّ ، فقط بعد تلاشى الانضغاط المسبق . وعندما يحين ذلك الوقت ، تكون أحمال التشغيل كلها (أو تقريباً كلها) قد أثرت على القطعة . وبهذا الشكل ، تبتعد اللحظة التى تتكون فيها الشقوق (تزداد مقاومة التشقق) ، وذلك بفضل الإجهاد المسبق .

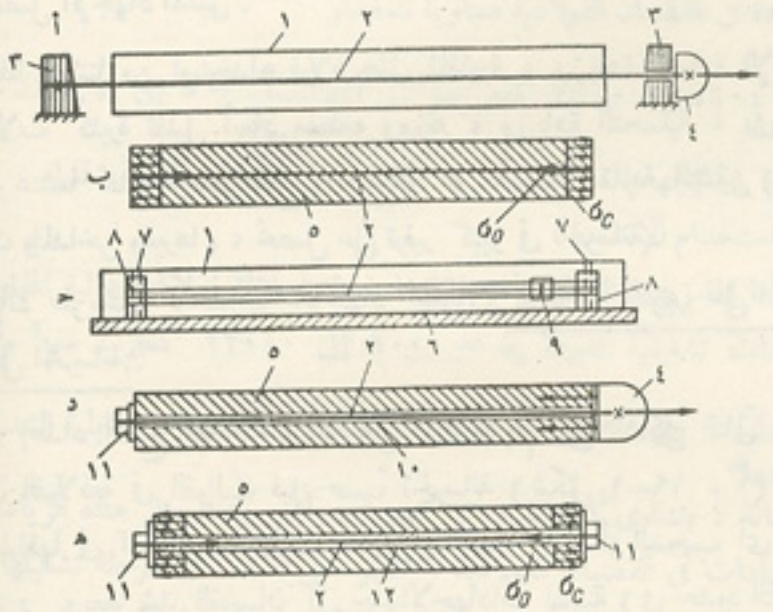
وهذا يمكننا من استخدام فولاذ عالى المقاومة ، وزيادة جساءة الإنشاء ، وفى حالات كثيرة تقليل أبعاد مقطعه ووزنه ، وزيادة التحملية ، وفى بعض المنشآت عندما تحدد أبعاد مقطع الخرسانة على أساس مقاومة التشقق (جدران الخزانات والمداخن وغيرها) ، نحصل على توفير كبير فى الخرسانة .

هناك طريقتان لإحداث الإجهاد المسبق : الشد أو التوتير على المساند ، والشد على الخرسانة .

إن إعداد القطع بطريقة الشد على المساند يتم على الشكل التالى : توضع القضبان الفولاذية فى القوالب قبل صبّ الخرسانة (شكل ١–١٩ ، أ) ويثبت أحد أطرافها فى المسند ، والطرف الثانى فى جهاز الشد أو السحب أى المرفاع (jack) . وبعد شد القضبان إلى حد الإجهادات المعينة (فى حدود التشوهات المرنة) ، يتم تثبيت الطرف الثانى أيضاً ، ثم تصب الخرسانة . وعندما تصل الخرسانة إلى مقاومتها الضرورية $R_o \geqslant 0.7\ R$ ، تحرر القضبان من المساند . وعندها تحاول القضبان استعادة أطوالها الابتدائية (الأولية) ، فتضغط على الخرسانة المحيطة بها بفضل التماسك الموجود بينها وبين الخرسانة (شكل ١ – ١٩، ب) . كما يتم التحكم فى إجهادات القضبان الفولاذية قبل انضغاط الخرسانة .

ويمكن أن يتم وضع القضبان الفولاذية فى القوالب ، وشدها ، فى عماية واحدة تدعى بالتسليح المتواصل (شكل ١–١٩ ، ج) . يوضع القالب على فرشة (bed) مزودة بمحاور ارتكاز رأسية (pintles) ، مرتبة حسب الوضع التصميمى للقضبان . وبواسطة مكنة لف خاصة ، يمكن لف أسلاك التسليح حول مواسير مركبة على محاور الارتكاز وشدها بقيمة الإجهادات المعطاة ،

ثم تثبت نهايتها بواسطة كلابات مفلطحة . وتبقى الأسلاك الفولاذية فى حالة الشد ، وهى مثبتة بمحاور الارتكاز الرأسية للفرشة ، ثم يتم صب الخرسانة . وعندما تصل الخرسانة إلى المقاومة الكافية ، ترفع القطعة من الفرشة ، وتقوم الأسلاك الفولاذية بضغط الخرسانة .



شكل ١ – ١٩ . طرق إحداث الإجهاد المسبق

(أ) الشد على المساند – الرسم التخطيطى المبدئى ، (ب) القطعة الجاهزة ، (جـ) الشد على المساند عند التسليح المتواصل ، (د) الشد على الخرسانة – الرسم التخطيطى المبدئى ، (هـ) القطعة الجاهزة ١ – القالب ، ٢ – قضبان التسليح ، ٣ – المسند ، ٤ – آلة السحب أو الشد (مرفاع) ، ٥ – الخرسانة المنجمدة ، ٦ – الحوض السفلى ، ٧ – محورا الارتكاز الرأسى للحوض السفلى ، ٨ – مواسير (أنابيب) ، ٩ – كلابة ، ١٠ – قناة ، ١١ – مثبتة ، ١٢ – قناة الحقن

ويمكن شد قضبان التسليح كذلك ، بالطرق الكهرحرارية . إذ تسخّن القضبان الفولاذية الجاهزة بالتيار الكهربائى إلى درجة حرارة تتراوح بين ٣٠٠ و ٤٠٠° م ، حيث تتمدد نتيجة لذلك . وتوضع القضبان المسخنة فى القالب ، ثم تثبت أطرافها فى المساند الموجودة على القالب أو خارجه . وعندما تبرد القضبان ، فإنها تحاول العودة إلى طولها الابتدائى ، وبما أنها مثبتة فى المساند ، تظهر فيها

إجهادات شدّ . وبعد صب الخرسانة وانجمادها ، تحرر القضبان من مساندها ، فتنضغط الخرسانة .

وعند الشد على الخرسانة ، تجهز أولا القطعة الخرسانية ، أو الخرسانية بتسليح ضئيل ، وعندما تصل مقاومة الخرسانة إلى حد لا يقل عن 0.7 R ، يستحدث الإجهاد المسبق . وتوضع القضبان الفولاذية المجهدة فى قنوات أو أخاديد أو على سطح القطعة ، ولا يكون لها عند الشد أية قوى تماسك مع الخرسانة . فتنضغط الخرسانة أثناء عملية شد القضبان . ويتم التحكم فى إجهادات القضبان بعد انتهاء انضغاط الخرسانة .

ويزيد قطر القنوات بمقدار يتراوح بين ٥ و ١٥ مم ، عن قطر القضبان ، يتم تجهيز القنوات عند صب الخرسانة ، وذلك بوضع مواسير فولاذية مموّجة (قشريات) ، أو بوضع مكونات فراغ (حلزونات فولاذية أو ماسورات ملساء من فولاذ التسقيف أو خراطيم مطاطية وغيرها) ، بحيث يمكن إخراجها من الخرسانة المصبوبة حديثاً . وتمرر قضبان التسليح خلال القناة . وتزود إحدى نهايتى القضبان ، بمثبت مناسب ، يربط فى طرف القطعة ، كما تمسك النهاية الثانية بواسطة جهاز الشد (المرفاع – jack) على طرف القطعة المقابل . وباستناد المرفاع على طرف القطعة الخرسانية يحدث شد فى قضبان التسليح ، وتنضغط الخرسانة فى نفس الوقت ، (شكل ١ – ١٩، د) . وبعد شد القضبان الفولاذية ووصولها إلى الإجهادات المعينة ، يتم تثبيتها من الطرف الذى يوجد فيه المرفاع كذلك . كما يمكن شد القضبان الفولاذية من كلا الطرفين أيضاً . ولأجل رفع مقاومة الخرسانة للضغط الموضعى ، توضع شبكات عرضية عند طرفى القطعة . إن تماسك القضبان الفولاذية مع الخرسانة يتم نتيجة للملء المتتالى للقنوات بالعجينة الأسمنتية أو بالمحلول الأسمنتى ، الذى يحقن خلال الفتحات الموجودة فى المثبتات الطرفية ، وخلال قطع تصريف على شكل T ، توضع أثناء إعداد القطعة الخرسانية على امتداد القنوات ، على مسافات تتراوح كل منها بين ١٠ و ١٢ م . وملء القنوات بهذا الشكل يدعى بالحقن (grouting) .

وإذا وضعت القضبان المجهدة فى الجهة الخارجية من القطعة (قضبان التسليح الدائرية للمداخن والخزانات أو المستودعات)، فإن شدّها وضغط الخرسانة فى آن واحد ، يتم بواسطة مكنات لف خاصة (تسليح متواصل) ، وذلك بحصر حلقات مقفلة على السطح المخروطى وغير ذلك .

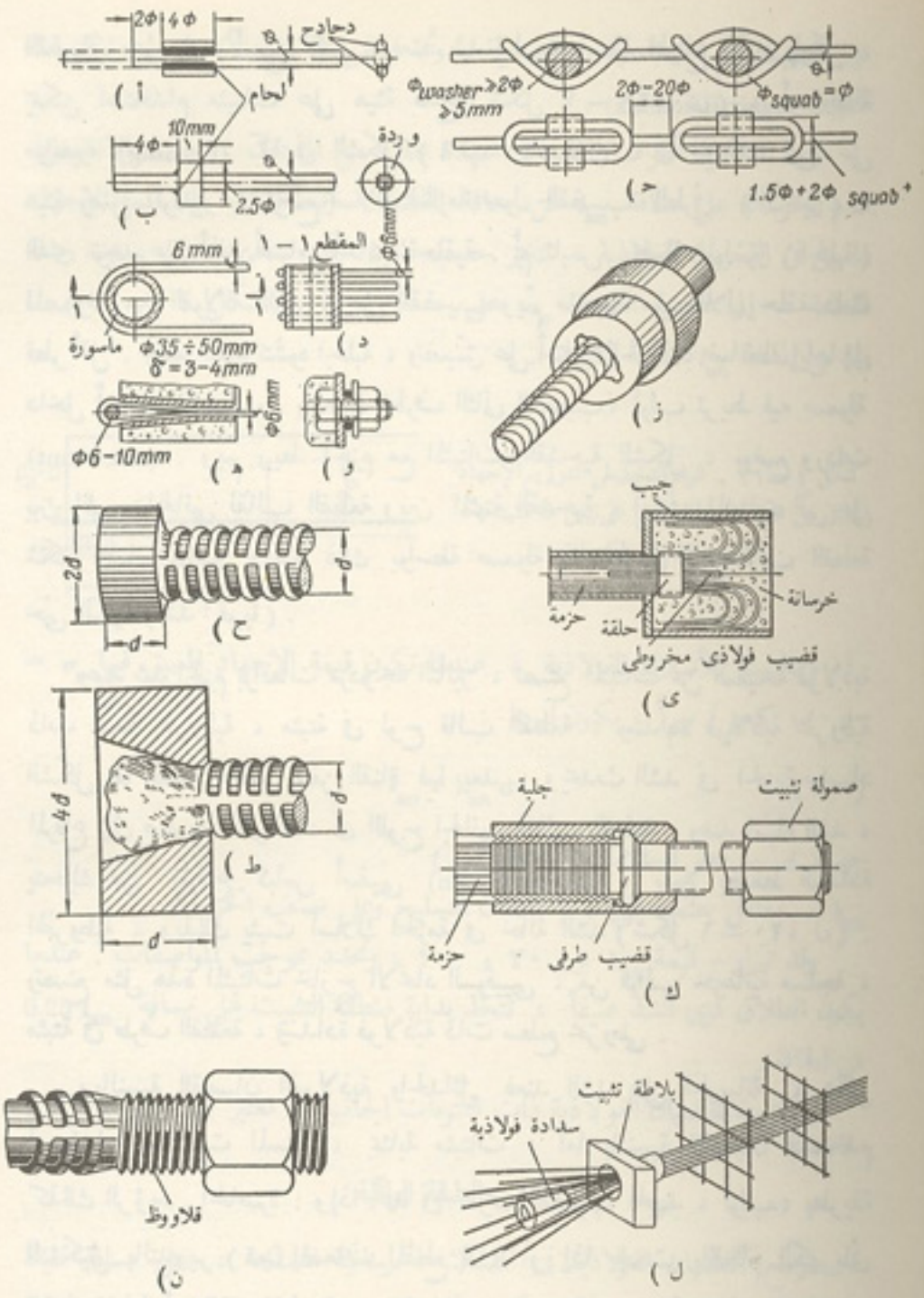
ولكى نجعل القضبان الفولاذية تتماسك مع الخرسانة ، ونحافظ عليها من التآكل ، نقوم بعد شد القضبان ، برش طبقة واقية من الخرسانة — بواسطة الضغط — على سطح القطعة (عملية طلاء) .

إن تجهيز القطع بطريقة الشد على المساند ، يكون من الناحية الصناعية أكثر ملاءمة من الشد على الخرسانة ، ويتسع نطاق استخدام هذه الطريقة ، اتساعاً مطرداً .

٦ — تثبيت القضبان الفولاذية المجهدة

عند شد القضبان والأسلاك الفولاذية المجهدة ذات النتوءات الجانبية ، وكذلك الحبال والجدائل الفولاذية على المساند لا تحتاج إلى تركيبات تثبيت، وذلك بفضل تماسكها الجيد مع الخرسانة . أما القضبان الملساء فتزود بمثبتات على هيئة قضبان قصيرة (دحادح) ملحومة (شكل ١ — ٢٠ ، أ)، أو وردات (washers) كما فى الشكل (١— ٢٠ ، ب) ، أما الأسلاك الملساء العالية المقاومة ، فتزود بمثبتات على هيئة حلقات (شكل ١ —٢٠، ج) . وفى التسليح المتواصل تكون المثبتات عبارة عن مواسير أو كلابات وغيرها (شكل ١ — ٢٠،د ، هـ ، و) . ولأجل مسك وشد وتثبيت قضبان التسليح والجدائل الفولاذية على المساند تستعمل كلابات مسننة(شكل ١ — ٢٠، ز) ، وللقضبان الفولاذية، تستخدم عدا ذلك رؤوس ذات أشكال منتظمة (شكل ١ — ٢٠، ح) ، أو غير منتظمة مع جلبة (شكل ١ — ٢٠، ط) ، كما تستخدم أسلاك أو قضبان قصيرة (دحادح) ملحومة أو وردات (شكل ١ — ٢٠ أ ، ب) .

إن تصميم مثبتات القضبان الفولاذية المشدودة على الخرسانة ، يعتمد على هيئة



شكل ١ — ٢٠ . معدات تثبيت قضبان التسليح المجهدة

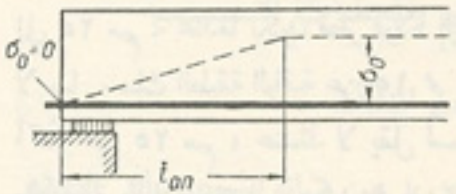
القضبان وعلى نوع أجهزة الشد . فعند شد الحزم بواسطة المرفاع الأيدروليكى ، يمكن استخدام مثبتات على هيئة قدح (شكل ١ – ٢٠، ى) ، أو وصلة مواسير (bushing) كما فى الشكل (١ – ٢٠، ك) . فى المثبتات التى على هيئة وصل المواسير ، توضع أسلاك الحزمة حول القضيب الطرفى (الأخير) ، الذى توجد على أحد أقسامه أخاديد حلقية . ثم تلبس وصلة المواسير (الجلبة) المصنوعة من الفولاذ اللين ، على القضيب ويتم سحبها من خلال حلقة ذات قطر أقل . وعند الشد تنشوه الجلبة ، وتضيّق على أسلاك الحزمة ، ضاغطة إياها إلى داخل أخاديد القضيب . ويكون للطرف الثانى للقضيب، لولب تربط فيه صمولة (screw-nut) . ويتم ربط الحزم مع المثبتات القدحية الشكل ، بوضع وردات بين اللوح الجانبى لقالب القطعة وبين المثبتة القدحية ، أما فى المثبتات التى على شكل وصل المواسير ، فيتم ذلك بواسطة صمولة ، تشد فى لوح قالب القطعة حتى النهاية (شداً قويا) .

وعند شد الحزم برافعات مزدوجة التأثير ، تصنع المثبتات من صفيحة فولاذية ذات فتحة مخروطية ، مثبتة فى لوح قالب القطعة ، وسدادة فولاذية مخروطية الشكل لها فتحة نافذة لحقن القناة فيما بعد . ويحدث الشد فى الحزمة بإسناد المرفاع إلى صفيحة الفولاذ ، فى اللوح الجانبى لقالب القطعة . وعند انتهاء الشد ، يتحرك من المرفاع كباس أسفينى (wedge-piston) ، يقوم بضغط السدادة المخروطية ، وبذلك يثبت أسلاك الحزمة فى حالة الشد (شكل ١ – ٢٠، ل) . وتصنع مثل هذه المثبتات خارج الاتحاد السوفييتى ، من قوالب خرسانية مسلحة ، مثبتة فى طرف القطعة ، وسدادة فولاذية ذات سطح مخروطى .

وبالنسبة للقضبان الفولاذية والجدائل فعند الشد على الخرسانة ، يمكن استخدام الكلابات المسننة ، بمثابة مثبتات ، أما بالنسبة للقضبان فتستخدم كذلك الرؤوس الحاصرة . وإذا أعد فى طرف القضيب المجهد ، لولب ، بطريقة التشكيل بالتدوير (دون إضعاف المقطع) ، أو إذا لحمت باللحام الكهربائى التلامسى ، أسلاك قصيرة ذات قطر كبير مزود بلولب (شكل ١ – ٢٠،م) ،

فإن التثبيت يتم عندئذ بلف الصمولة . وثمة بعض الأنواع الأخرى من تركيبات التثبيت (anchor-fittings) .

وعندما تكون أطراف القضبان المجهدة خالية من المثبتات ، يحدث الانضغاط التام للخرسانة على مسافة l_{an} من حافة القطعة . وتبعاً لذلك فإن قيمة الإجهاد المسبق فى القضبان الفولاذية ، تتغير حسب قانون خطى : من الصفر ، عند حافة القطعة ، إلى القيمة الكاملة σ_0 على مسافة l_{an} (شكل ١ – ٢١) . وتدعى المسافة l_{an} بمنطقة التثبيت .



شكل ١ – ٢١ . الرسم التخطيطى لتوزيع الإجهاد المسبق على طول قضبان التسليح التى ليس لها مثبتات، بعد انضغاط الخرسانة

وبالنسبة للأسلاك الفولاذية ، عندما تكون قيمة الإجهاد المسبق فيها σ_0 = ١٠٠٠٠ كجم / سم^2 ، يكون لدينا :

$$l_{an} = k_{an}\, d \qquad (١-٦)$$

حيث d – قطر السلك أو الجديلة (سم)

k_{an} – معامل يعتمد على نوع قضبان التسليح وعلى صنف الخرسانة .

وقد تتراوح قيمة k_{an} بين ٣٠ و ١٠٠ ، وتحدد بموجب المواصفات . عندما يكون انطلاق قوى الشد عنيفاً ، تتخذ بداية منطقة التثبيت على مسافة $0.25\, l_{an}$ من الحافة .

وبالنسبة للقضبان الفولاذية ذات التنوءات الجانبية ، نعتبر أن $l_{an} = 15\, d$.

٧ – الطبقة الواقية

توضع القضبان الفولاذية فى المنشآت الخرسانية المسلحة ، على مسافة قاية من السطح الخارجى ، بحيث تكون الخرسانة بمثابة طبقة واقية . والطبقة الواقية

كفيلة بضمان التماسك الضرورى للقضبان الفولاذية مع الخرسانة ، كما تحافظ على القضبان الفولاذية من التأكل ، وكذلك من التسخن السريع عند تعرض الإنشاء لدرجات حرارة عالية . وقد تم تحديد السمك الضرورى للطبقة الواقية بموجب المواصفات ، بناء على تجارب تشغيل المنشآت الخرسانية المسلحة ، ويتخذ كما يلى :

فى البلاطات والجدران المنتجة من الخرسانة الثقيلة بسمك قدره $h \geqslant 10$ سم ، لا يقل سمك الطبقة الواقية عن ١٠ مم ، أما فى البلاطات المنتجة من الخرسانة الخفيفة ، فلا يقل سمك الطبقة الواقية عن ١٥ مم ، وفى البلاطات والجدران التى يكون فيها $h < 10$ سم ، وكذلك فى العتبات والأضلاع التى يصل ارتفاعها إلى ٢٥ سم ، عندما يكون قطر فولاذ التسليح* الطولى الفعال مساوياً $d \geqslant 20$ مم ، لا يقل سمك الطبقة الواقية عن ١٥ مم . أما عندما يكون ارتفاع العتبات والأضلاع أكثر من ٢٥ سم ، عندئذ لا يقل سمك الطبقة الواقية عن ٢٠ مم ، وفى العتبات والأعمدة والبلاطات التى يكون فيها $20 < d < 32$ مم ، لا يقل سمك الطبقة الواقية عن ٢٥ مم ، وإذا كان $d > 32$ مم ، فلا يقل سمك الطبقة الواقية عن ٣٠ مم .

وفى المنشآت السابقة الصنع التى تنتج فى المصانع ، تكون للخرسانة كثافة عالية ، وذلك بفضل عملية الهز الفعالة ، لذا فعندما تكون ماركة الخرسانة ٢٠٠ وأكثر ، يمكن تقليل سمك الطبقة الواقية إلى حد ٥ مم ، ولكن لا يجوز أن يقل عن ١٠ مم بالنسبة للبلاطات ، وعن ٢٠ مم بالنسبة للعتبات والأعمدة . إن نهايات القضبان الطولية الشغالة فى البلاطات السابقة الصنع ، يجب أن تبعد عن طرفها بما لا يزيد على ٥ مم ، وفى القطع الأخرى ، بما لا يزيد على ١٠ مم . وهذا كفيل بضمان تثبيت القضبان على المساند تثبيتاً قويا (ما دام طول رقعة استناد القطع المجمعة ، محدداً للغاية فى أكثر الأحيان) ، وبوقاية كافية من التأكل . ويبلغ السمك الأصغر للطبقة الواقية ، بالنسبة للأطواق (الجلب) والقضبان العرضية للهياكل ، ١٥ مم .

* القضبان والأسلاك والجدائل والحبال الفولاذية .

الفصل الثانى

المبادئ الأساسية لتصميم المنشآت الخرسانية المسلحة

البند الرابع – مسائل للتصميم والمعطيات التصميمية

١ – مسائل تصميم المنشآت

إن الغرض من عملية تصميم المنشآت ، هو ضمانة وجود مزايا التشغيل الضرورية فيها ، مع احتواء القطع على أبعاد أكثر ملاءمة من الناحية الاقتصادية .

ويتم تصميم المنشآت الخرسانية المسلحة ، كما هو الحال فى جميع المنشآت الهندسية ، بطريقة الحالات الحدية (القصوى) .

والحالة الحدية للإنشاء ، هى تلك الحالة التى لا يمكن عندها الاستمرار فى تشغيل الإنشاء بصورة طبيعية .

وفى التصاميم ، تؤخذ فى الاعتبار عادة الحالات الحدية لكل من :

١) السعة الحملية ، ٢) التشوهات ، ٣) مقاومة التشقق (تكوّن أو اتساع الشقوق) .

إن حساب السعة الحملية يجب أن يضمن متانة وصمود المنشآت ، مع الأخذ فى الاعتبار الظروف غير الملائمة المحتملة ، لعمل المنشآت .

ويتلخص حساب التشوهات ، فى تحديد تشوهات الإنشاءات ، (سهم الانحناء ، التذبذب* وخلافه) ضمن الحدود التى لا تؤدى إلى الإخلال بمزايا التشغيل .

* فى المنشآت المعرضة لأحمال ديناميكية . (المعرب)

أما حساب تكوّن الشقوق أو اتساعها ، فيضمن الإنشاء من عدم تكون الشقوق أو يحد من اتساع فتحاتها ، إلى تلك الحدود التى لا تؤدى إلى فقدان مزايا التشغيل .

ويجرى حساب السعة الحملية لجميع أنواع المنشآت . وبجانب ذلك ، يجرى (حساب الاحتمال) ، بالنسبة للمنشآت المعرضة للأحمال المتكررة عدة مرات (العتبات الحاملة للونش وغيرها) . ويتلخص هذا الحساب ، فى تحديد إجهادات القضبان الفولاذية والخرسانة ، التى يجب ألا تتعدى حد الاحتمال .

ويكون حساب التشوهات ضروريا ، فى تلك الحالات التى يحتمل فيها ظهور تشوهات كبيرة فى الإنشاء الذى له سعة حملية كافية . وهكذا ، فإن البلاطات والعارضات المديدة ، التى لها متانة كافية ، قد تكون غير ملائمة للتشغيل نتيجة للانحناءات الكبيرة جداً .

أما حساب تكوّن الشقوق أو اتساعها ، فيجرى بالنسبة للمنشآت التى يمكن أن تفقد مزاياها التشغيلية ، نتيجة لتكون أو اتساع الشقوق بصورة كبيرة جداً . فلا يجوز مثلا حدوث الشقوق فى مواسير الضخ وفى المستودعات السابقة الإجهاد ، لأن ذلك يخل بقابليتها اللاإنفاذية . إن الحد من اتساع فتحات الشقوق ، فى المنشآت التى يسمح فيها بظهور الشقوق ، يضمن عدم تآكل فولاذ التسليح خلال مرحلة التشغيل كلها .

٢ — معاملات التصميم

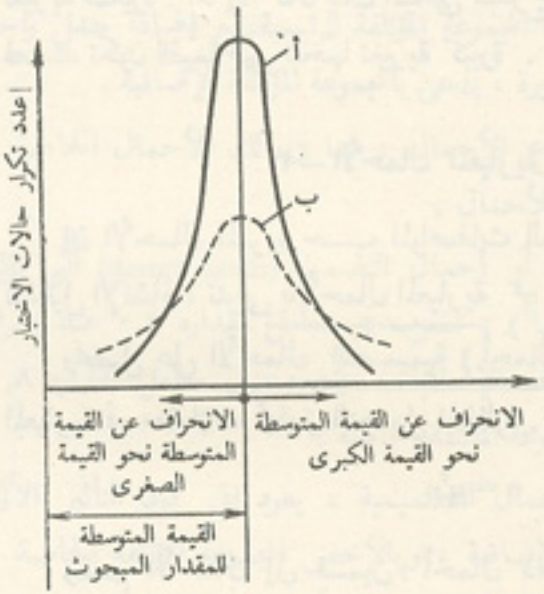
إن عوامل (factors) التصميم — الحمل ومقاومة الخرسانة وقضبان التسليح — تتصف بالقابلية على التغير (التغيرية) (variability) ، وقد تختلف عن القيم القياسية المتعارف عليها : وهذا ما يؤخذ فى الاعتبار عند التصميم ، وذلك بمعاملات التصميم التالية :

١ — معاملات تجاوز الحمل n ، التى تدخل على قيمة القوى المؤثرة ،

٢ — معاملات التجانس k ، التى تدخل على قيمة مقاومة الخرسانة والقضبان الفولاذية ،

٣ — معاملات ظروف الخدمة أو التشغيل m (coefficients of service) التى تعطى إمكانية تقدير بعض خصائص تشغيل المواد ، وكذلك الإنشاء بصورة عامة ، وهى الخصائص التى ليس فى المستطاع إيضاحها فى التصميم بصورة مباشرة .

وقد تم وضع قيم معاملات تجاوز التحميل $n > 1$ * ، بالنسبة لكل حمل ، اعتماداً على تغيريته ، أما قيم معاملات التجانس $k < 1$ ، لكل مادة من المواد ، فقد وضعت اعتماداً على تغيرية خصائص مقاومتها . فكلما زادت تغيرية الحمل ، زادت قيمة n ، والعكس بالعكس ، وكلما زادت تغيرية متانة المادة ، قلت قيمة k ، والعكس بالعكس .



شكل ٢ — ١ . منحنى التوزيع ، الذى يوضح تغير عوامل التصميم

وتحدد درجة التغيرية بواسطة منحنيات التوزيع ، التى توضع وفقاً للمعطيات الإحصائية الناجمة عن دراسة قيمة الحمل لسنوات عديدة ، ووفقاً للمعطيات

* فى الحالة التى يكون فيها التقليل المتوقع للحمل ، أكثر خطورة على الإنشاء من زيادته ، نتخذ $n < 1$. مثلا ، عند مراجعة إمالة الجدار الأمامى (الساند) ، فإن الوزن الذاتى للجدار ، الذى يحول دون إمالته ، يتخذ مع إدخال معامل قدره $n = 0.9$.

الإحصائية لنتائج اختبارات المقاومة لعينات من الخرسانة ومن فولاذ التسليح .

والشكل (٢ – ١) يبين طبيعة منحنيات التوزيع . فعلى محور الإحداثيات الرأسية نضع عدد تكرار الحالات ، التى لوحظت عندها القيمة المعلومة للحمل (مقاومة المادة) الموضوعة على محور السينات . وفى معظم الحالات ، تكون للمقدار الذى نبحثه ، قيمة متوسطة غير محددة . وهناك انحرافات عن هذه القيمة المتوسطة ، تميل إلى الزيادة كما تميل إلى النقصان ، وفى هذه الحالة ، كلما زاد الانحراف عن القيمة المتوسطة ، قل عدد الحالات التى يحدث فيها ذلك الانحراف . وطبيعة المنحنى ، تساعدنا على تقدير درجة تغيرية القيمة المدروسة : فإذا كان المنحنى ممطوطا بامتداد محور الإحداثيات الرأسية (شكل ٢ – ١ ، أ) ، تكون للقيمة تغيرية صغيرة . أما إذا كان ذلك المنحنى متدرج الانحدار (شكل ٢ – ١ ، ب)، فعندئذ تكون للقيمة التى نبحثها تغيرية كبيرة .

٣ – الأحمال المعيارية والتصميمية

إن الأحمال المقررة حسب المواصفات السوفييتية ، وفقاً للظروف الاعتيادية لتشغيل الإنشاء ، تدعى بالأحمال المعيارية q^s .

ونحصل على الأحمال التصميمية (أحمال التصميم) q ، بضرب الأحمال المعيارية فى معاملات تجاوز التحميل المناظرة .

$$q = q^s n$$

وتقسم الأحمال إلى قسمين : أحمال دائمية تؤثر على الإنشاء خلال فترة تشغيله بأجمعها (الوزن الذاتى للإنشاء ووزن القطع المستندة عليه ووزن التربة وضغطها) ، وأحمال وقتية قد تتغير قيمتها ويتغير وضعها أثناء عملية تشغيل الإنشاء .

وتقسم الأحمال الوقتية بالنسبة لمدة تأثيرها المحتملة إلى : أحمال تؤثر لمدة طويلة (وزن المعدات الثابتة ، ضغط السوائل والرمال فى الأوانى (containers) الأحمال المؤثرة على سقوف العنابر والمكتبات) ، وأحمال تؤثر لمدة قصيرة

(الأوناش ، الحمل الناتج عن وزن الأشخاص والأثاث فى المنازل والبنايات العامة ، وعن وزن الأشخاص والقطع فى مناطق صيانة المعدات والأجهزة الثابتة فى المبانى الصناعية ، الثلج ، الرياح ، والأحمال التركيبية) .

وفى حالات معينة قد تتعرض المنشآت لتأثيرات خاصة : الهزات الأرضية وهبوط الأساسات والانهيار نتيجة لبعض الكوارث وغير ذلك .

يجب اختبار أو فحص المنشآت بالنسبة لمختلف المجموعات المؤتلفة من الأحمال (combinations of loads) . وأن التأثير الآنى لكل من الحمل الدائم والحمل الوقتى الذى يؤثر لمدة طويلة ، وأحد الأحمال المؤثرة لمدة قصيرة (الذى يكون تأثيره محسوساً) ، يدعى بالمجموعة المؤتلفة الرئيسية للأحمال .

والتأثير الآنى لجميع أحمال المجموعة المؤتلفة الرئيسية مع إضافة حمل واحد أو عدة أحمال وقتية تؤثر لمدة قصيرة ، يدعى بالمجموعة المؤتلفة الإضافية .

أما التأثير الآنى لجميع أنواع الأحمال ، بما فى ذلك الأحمال الخاصة ، فيدعى بالمجموعة المؤتلفة الخاصة للأحمال .

إن قيم الأحمال التصميمية أو أحمال التصميم (design loads) التى تؤثر لمدة قصيرة (أو القوى الناتجة عنها) ، تضرب فى معامل مقداره ٠,٩ عند إجراء الحساب بالنسبة للمجموعة المؤتلفة الإضافية ، وتضرب فى معامل مقداره ٠,٨ عند إجراء الحساب بالنسبة للمجموعة المؤتلفة الخاصة .

وهذا التقليل من قيمة الأحمال التصميمية ، يعود إلى كون التأثير الآنى لجميع أحمال المجموعة المؤتلفة الإضافية ، وبالأخص المجموعة المؤتلفة الخاصة ، محتمل الحدوث بصورة نادرة ، ويؤثر لمدة قصيرة جداً .

٤ – المقاومات التصميمية (design strengths) للخرسانة ولقضبان التسليح الفولاذية

إن المقاومات التصميمية للخرسانة هى عبارة عن حاصل ضرب المقاومة المعيارية R^s فى معامل التجانس المناسب k_c ، وفى الحالات الضرورية تضرب المقاومة كذلك فى معامل ظروف التشغيل m_c :

$$R = R^{s} k_c m_c$$

إن قيم المقاومات المعيارية مبينة فى البند الأول .

وقد اتخذت القيم التالية حسب المواصفات ، وبموجب منحنيات التوزيع الإحصائية :

عند الانضغاط $k_{c,c}$ = ٠,٥ إلى ٠,٦ ، وعند الشد $k_{c,t}$ = ٠,٤٥ إلى ٠,٥ . وتؤخذ فى الاعتبار بعض العوامل الإضافية المؤثرة على الميزات التصميمية لمقاومة الخرسانة ، وذلك بواسطة معامل ظروف التشغيل m_c . وقد تؤثر على مقاومة المنشآت الخرسانية حتى العيوب الصغيرة فى الإنتاج ، تأثيراً محسوساً (كالفراغات والفجوات الغازية) ، ولذلك تقلل المقاومة التصميمية بضربها فى m_c = ٠,٩ .

إن التباين الكبير المحتمل فى دلائل مقاومة الخرسانة المضغوطة ذات الأصناف العالية ، يؤخذ فى الاعتبار بواسطة المعامل m_c = ٠,٩٥ ، بالنسبة للخرسانة ماركة ٥٠٠ ، و m_c = ٠,٩ بالنسبة للخرسانة ماركة ٦٠٠ . ولحساب الإنشاءات الخرسانية المسلحة السابقة الإجهاد ، من حيث تكون الشقوق ، وعند مراجعة ضرورة حساب المنشآت الخرسانية المسلحة العادية من حيث اتساع فتحات الشقوق ، يجب أن نأخذ فى الاعتبار ، أن تكون الشقوق واتساعها لا يشكل خطراً على المنشآت المسلحة كالخطر الذى يشكله بالنسبة للمنشآت الخرسانية . ولذا فإننا نزيد مقاومة الخرسانة التصميمية للشد R_t بإدخال المعامل m_c = ١,٤ ، ونرمز إليها بـ R_{cr} .

إن قيم المقاومات التصميمية للخرسانة ، والمقررة بموجب المواصفات السوفييتية مبينة فى الجدول (٢ — ١) .

وإذا تم تحديد ماركة الخرسانة المصممة لمقاومة الشد بالإضافة إلى ماركة الخرسانة المصممة لمقاومة الانضغاط (بحيث تتحقق عند ذلك المتطلبات الملائمة لاختيار تركيب الخرسانة) ، فإن قيم R_t و R_{cr} المبينة فى الجدول ٢ — ١ ، يمكن زيادتها بمقدار ١٠٪ (m_c = ١,١) . وفى تلك الحالات التى تختبر فيها مقاومة القطع السابقة الإجهاد فى مرحلة الانضغاط ، فإنه يمكن زيادة المقاومات

جدول ٢ — ١

المقاومات التصميمية للخرسانة

نوع حالة الإجهاد	رمز المقاومة التصميمية	نوع المنشآت	المقاومة التصميمية (كجم/سم^2) عندما تكون ماركة الخرسانة المصممة لمقاومة الانضغاط						
			١٠٠	١٥٠	٢٠٠	٣٠٠	٤٠٠	٥٠٠	٦٠٠
			ماركة الخرسانة المصممة لمقاومة الشد						
			P_{11}	P_{15}	P_{18}	P_{23}	P_{27}	P_{31}	P_{35}
الانضغاط المحورى (مقاومة الموشور)	R_{pr}	خرسانية مسلحة	٤٤	٦٥	٨٠	١٣٠	١٧٠	٢٠٠	٢٣٠
		خرسانية	٤٠	٦٠	٧٠	١١٥	—	—	—
الانضغاط فى حالة الانحناء	R_b	خرسانية مسلحة	٥٥	٨٠	١٠٠	١٦٠	٢١٠	٢٥٠	٢٨٠
		خرسانية	٥٠	٧٠	٩٠	١٤٠	—	—	—
الشد المحورى	R_t	خرسانية مسلحة	٤,٥	٥,٨	٧,٢	١٠,٥	١٢,٥	١٤	١٥
		خرسانية	٤	٥,٢	٦,٤	٩,٥	—	—	—
الشد عند حساب تكون الشقوق	R_{cr}	خرسانية مسلحة	٦,٣	٨	١٠	١٤,٥	١٧,٥	١٩,٥	٢١
الشد عند اختبار ضرورة حساب اتساع الشقوق		خرسانية مسلحة سابقة الإجهاد							

ملاحظة : ١ — إن قيم المقاومات التصميمية بالنسبة لبعض المنشآت الخرسانية المسلحة الصغيرة والمصبوبة موقعياً عندما لا يزيد الحجم العام للخرسانة على ١٠ م^3 ، تتخذ كما هى عليه بالنسبة للمنشآت الخرسانية .

٢ — تقلل المقاومة التصميمية للشد (R_t و R_{cr}) بمقدار ٣٠٪ ، وذلك بالنسبة للخرسانة المعدة من أسمنت الألومينا .

التصميمية R_{pr} و R_b ، بمقدار ٢٠ ٪ (m_c = ١,٢) .

وقد توجد فى الأعمدة والجدران الخرسانية والخرسانية المسلحة المصبوبة ، وكذلك فى الألواح المجمعة (الجاهزة) المصبوبة فى وضع عمودى (طريقة التغليف) عيوب فى الإنتاج تقلل من سعتها الحملية . فعند حساب متانة مثل هذه القطع ، تقل المقاومات التصميمية للخرسانة $R_{p,c}$ و R_t بمقدار ١٥ ٪ (m_c = ٠,٨٥) وعندما تكون أبعاد المقطع العرض صغيرة ، حيث يصبح تأثير العيوب محسوساً بصورة خاصة (الأعمدة الخرسانية ذات المقطع الذى يقل عن ٣٥ × ٣٥ سم ، والأعمدة الخرسانية المسلحة عندما لا يزيد الطول أبعاد المقطع فيها عن ٣٠ سم) ـ تقل المقاومات التصميمية بمقدار ١٥ ٪ إضافة إلى ما سبق (m_c ٨٥ ٪) .

وعند حساب التحمل أو تكون الشقوق فى القطع المعرضة لتأثير الأحمال المتكررة عدة مرات (مثلا فى العتبات التى تحمل الونش) ، تقلل المقاومات التصميمية وذلك بضربها فى المعامل k_{q_c} = (٠,٧٥ إلى ١) ، الذى يعتمد على طبيعة دورة الإجهادات فى الخرسانة :

$$q_c = \frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max}}$$

إن المقاومات التصميمية لقضبان التسليح الفولاذية هى عبارة عن حاصل ضرب المقاومة المعيارية R_s^s فى معامل التجانس المناسب k_s ، وفى الحالات الضرورية تضرب المقاومة المعيارية كذلك بمعامل ظروف التشغيل m_s :

$$R_s = R_s^s \, k_s \, m_s$$

وقد وردت قيم المقاومة المعيارية فى البند الثانى .

ويتراوح معامل التجانس k_s المتخذ بالنسبة للقضبان الفولاذية المدلفنة على الساخن (تبعاً لنوع الفولاذ) ، على أساس منحنيات التوزيع الإحصائية بين ٠,٨٥ و ٠,٩ ، أما بالنسبة للأسلاك الفولاذية فيتخذ ٠,٨ . وتكون قيمة هذا المعامل k_s = ٠,٩ بالنسبة للقضبان الفولاذية المقواة بالشد عند التحكم فى

الإجهادات والاستطالات ، و ٠,٨ عند التحكم فى الاستطالات فقط ، ما دام يلاحظ هناك تباين أكبر فى قيمة حد الخضوع المرتفع (راجع البند الثانى) .

وتراعى فى الاعتبار ضرورة تقليل قيمة المقاومة التصميمية لبعض أنواع القضبان الفولاذية بواسطة معامل ظروف الخدمة أو التشغيل m_s . مثلا بالنسبة لأسلاك التسليح الفولاذية العادية ، المستخدمة فى الشبكات والهياكل الملحومة ، يؤخذ معامل الخدمة m_s = ٠,٧ ، وذلك نتيجة للتلدين (annealing) الجزئى المحتمل أثناء عملية اللحام ، وبالنسبة للأسلاك العالية المقاومة والقطع المنتجة منها يتخذ m_s = ٠,٧ إلى ٠,٨ وذلك بغية الحد من التشوهات عند التشغيل فى المنشآت ، أما بالنسبة للقضبان الفولاذية المشدودة ، والمقواة بالشد ، فتبلغ قيمة المعامل المذكور m_s = ٠,٩ . إن قضبان التسليح العرضية فى القطع المعرضة للانحناء (الأطواق والقضبان المنحنية bends) ، لا تصل إلى الإجهادات الحدية عند انهيار القطعة بمقطع مائل نتيجة لتأثير القوى العرضية (راجع البند ١٢) ، لذلك فإن مقاومتها التصميمية التى يرمز إليها بـ $R_{s,co}$ ، تتخذ بصورة أقل : فى أسلاك التسليح الفولاذية العادية التى يكون معامل خدمتها m_s = ٠,٧ ، وفى الأنواع الأخرى من القضبان الفولاذية التى يكون معامل خدمتها m_s = ٠,٨ .

ويرمز إلى المقاومة التصميمية للقضبان الفولاذية بالنسبة للانضغاط بـ $R_{s,c}$. وتحدد القيمة الحدية (القصوى) $R_{s,c}$ بقابلية الانضغاط الحدية للخرسانة ، ولا يمكنها أن تزيد على ٣٦٠٠ كجم / سم٢ * .

إن المقاومات التصميمية للقضبان الفولاذية ، المقررة بموجب المواصفات السوفييتية ، مبينة فى الجدول (٢ ـ ٢) ** .

* نظراً لوجود التماسك ، فإن تشوهات القضبان الفولاذية تساوى $\varepsilon_s = \varepsilon_{c.c}$ ، وباتخاذ $\varepsilon_{c.c} \cong$ ٠,٠٠١٨ و $E_s \cong$ ٢ × ١٠٦ كجم/سم٢ ، نحصل على $R_{c.s} \cong$ ٠,٠٠١٨ × × ٢ × ١٠٦ = ٣٦٠٠ كجم / سم٢ .

** أجريت فى الإتحاد السوفييتى تعديلات على قيمة المقاومة التصميمية للأسلاك الفولاذية العالية المقاومة المقررة فى عام ١٩٦٣ ، وذلك ابتداء من يناير (كانون الثانى) عام ١٩٦٦ .

جدول ٢ — ٢

المقاومات التصميمية للقضبان الفولاذية

التسلسل	نوع القضبان الفولاذية	المقاومات التصميمية للقضبان الفولاذية، كجم/سم٢		
		المشدودة		المنضغطة
		R_s	$R_{s.co}$	$R_{s.c}$
١	مدلفنة على الساخن ، ملساء من النوع A-I، ودلفنة جانبية من الفولاذ ماركة ٣	٢١٠٠	١٧٠٠	٢١٠٠
٢	مدلفنة على الساخن ذات نتوءات جانبية من النوع A-II	٢٧٠٠	٢١٥٠	٢٧٠٠
٣	كذلك ، من النوع A-III	٣٤٠٠	٢٧٠٠	٣٤٠٠
٤	كذلك ، من النوع A-IV	٥١٠٠	٤١٠٠	٣٦٠٠
٥	المقواة بالشد ، من النوع A-IIdr :			
	(ا) مع التحكم فى الإجهادات والاستطالات	٣٧٠٠	٣٠٠٠	٢٧٠٠
	(ب) مع التحكم فى الاستطالات فقط	٣٢٥٠	٢٦٠٠	٢٧٠٠
٦	ممتنة بالسحب ، من النوع A-IIIdr :			
	(ا) مع التحكم فى الإجهادات والاستطالات	٤٥٠٠	٣٦٠٠	٣٤٠٠
	(ب) مع التحكم فى الاستطالات فقط	٤٠٠٠	٣٢٠٠	٣٤٠٠
٧	أسلاك من الفولاذ العادى (B-I) عند استخدامها فى الشبكات والهياكل الملحومة :			
	(ا) إذا كان القطر يتراوح بين ٣ و٥,٥ م	٣١٥٠	٢٢٠٠	٣١٥٠
	(ب) إذا كان القطر يتراوح بين ٦ و٨ م	٢٥٠٠	١٧٥٠	٢٥٠٠
٨	أسلاك ملساء من الفولاذ العالى المقاومة حسب مواصفات عام ١٩٦٣ (B-II)، وذات نتوءات جانبية حسب مواصفات عام ١٩٦٣ (Br-II):			

تابع جدول ٢ — ٢

التسلسل	نوع القضبان الفولاذية	المقاومات التصميمية للقضبان الفولاذية، كجم/سم٢		
		المشدودة		المنضغطة
		R_s	$R_{s.co}$	$R_{s.c}$
	بقطر يبلغ ٣ م	١٠٧٠٠	٨٥٠٠	
	بقطر يبلغ ٥ م	٩٥٠٠	٧٦٠٠	
	بقطر يبلغ ٨ م	٧٨٠٠	٦٢٠٠	
٩	جدائل فولاذية من سبعة أسلاك ، حسب مواصفات عام ١٩٦١ :			٣٦٠٠
	عندما يبلغ قطر السلك ٢ م	١١٥٠٠		
	عندما يبلغ قطر السلك ٥ م	٩٥٠٠		
١٠	حبال فولاذية من عدة جدائل حسب مواصفات عام ١٩٥٥	٩٥٠٠ —	٧٦٠٠ —	
		٨٧٠٠	٧٠٠٠	

ملاحظات :

١ — عند استخدام أسلاك التسليح الفولاذية العادية فى الأطواق والهياكل المربوطة ، تتخذ مقاومتها التصميمية كالمقاومة التصميمية للفولاذ من النوع A-I .

٢ — للقضبان الفولاذية المنضغطة، التى ليس لها تماسك مع الخرسانة نتخذ $R_{s.c}$ = صفراً .

٣ — للقضبان الفولاذية الموجودة فى المنشآت السابقة الصنع فى المصنع ، عند فحص العينات على الشد بصورة منتظمة ، ووجود زيادة فى قيم R_s^a عن القيم المبينة فى الجدول ١ — ٤ ، يمكن زيادة المقاومة التصميمية بمقدار ١٠٪، وفى هذه الحالة يجب ألا تزيد قيمة $R_{s.c}$ على ٣٦٠٠ كجم/سم٢ .

٤ — فى المنشآت المسلحة بأسلاك فولاذية عالية المقاومة ، عندما لا تقوم الخرسانة أو الملاط بتغليف سطح السلك بأجمعه (ترتب القضبان فى صفين وأكثر بصورة متلاصقة دون وجود فاصلة أو فراغ ..... إلخ) ، تقل المقاومة التصميمية بمقدار ١٥٪ (m_s = ٠,٨٥) .

٥ — عند حساب احتمال القطع المعرضة لتأثير الأحمال المتكررة عدة مرات ، نضرب R_s فى المعامل $K_{\rho s}$ ، الذى يعتمد على طبيعة دورة الإجهادات : $\rho_s = \frac{\sigma min}{\sigma max}$.

البند الخامس ـ حالات التصميم الأساسية

١ ـ تصميم المنشآت بواسطة الحالات الحدية (القصوى) الثلاث

يتلخص التصميم بواسطة السعة الحملية (بالحالة الحدية الأولى) ، بفحص مقاومة (متانة) المنشآت ، وفى الحالات الضرورية يفحص كذلك استقرار (stability) البناء (فى الأعمدة مثلا) ، ويفحص الاحتمال (مثلا ، فى العتبات حاملة الونش التى تتعرض لأحمال متحركة — live loads — تتكرر عدة مرات) .

وتصبح للمنشآت مقاومة كافية ، إذا كانت القوى التى تظهر فيها نتيجة لتأثير الأحمال الخارجية ، مع احتساب تغيراتها التى تميل نحو الزيادة (أى مع معاملات تجاوز التحميل) ، سوف لا تزيد على القوى التى تستطيع تلك المنشآت المعينة تحملها مع احتساب ميل مقاومة المواد إلى النقصان (أى مع معاملات التجانس) ، وكذلك مع احتساب معاملات الخدمة (التشغيل) .

إن القوى الناتجة عن الأحمال المسلطة على الإنشاء ، هى دالة معينة N للأحمال المعيارية q^s ، ومعاملات تجاوز التحميل n ، ومخطط التصميم (design diagram) ، وعوامل أخرى (مثلا ، العامل الدينامى — dynamic factor) ، يرمز إليها اصطلاحيًّا بالحرف C . والقوى التى يمكن أن تتحملها المنشآت ، تكون بدورها عبارة عن دالة معينة Φ ، تعتمد على شكل وأبعاد المقطع S ، وعلى مقاومة الخرسانة R_c ، وعلى معامل تجانس الخرسانة k_c ، وعلى مقاومة القضبان الفولاذية R_s ، وعلى معامل تجانس القضبان الفولاذية k_s وأخيراً ، على معاملات الخدمة m_c و m_s .

وهكذا ، فإن ظروف مقاومة الإنشاء تتميز بالمتباينة التالية

$$N\ (q^s,\ n,\ C) \leqslant \Phi\ (S,\ R_c^s,\ k_c\, m_c,\ R_s^s,\ k_s\ m_s) \qquad (٢-١)$$

وطالما كان لدينا $q = q^s n$ و $R_c = R_c^s\ k_c\ m_c$ و $R_s = R_s^s\ k_s\ m_s$ ،

إذن ، يمكن كتابة العلاقة (٢ ـ ١) بشكل أكثر اختصاراً :

$$N\ (q,\ C) \leqslant \Phi\ (S,\ R_c,\ R_s) \qquad (٢-١\text{ ، أ})$$

وإذا التزمنا بالعلاقة (٢ ـ ١) ، فإن مقاومة الإنشاء ستكون مضمونة . وفى التصاميم العملية توضع علامة مساواة بين الطرفين الأيسر والأيمن للعلاقة .

ويتلخص التصميم بواسطة التشوهات (بالحالة الحدية الثانية) ، بتعيين مقدار التشوهات f ، التى تظهر فى المنشآت عند تأثير الأحمال المعيارية (مع احتساب مدة تأثيرها) ، والتى يجب ألا تزيد على التشوهات $\triangle$ ، المقررة بموجب المواصفات للنوع المعين من المنشآت :

$$f \leqslant \triangle \qquad (٢-٢)$$

وتكون للمنشآت ، مقاومة كافية ضد تكون الشقوق ، إذا كانت القوى الناتجة عن الأحمال المسلطة* ، سوف لا تزيد عن القوى التى تستطيع المنشآت تحملها قبل تكون الشقوق فى خرسانة منطقة الشد ، مع احتساب التغيرية المحتملة فى مقاومة الخرسانة للشد ، أى كيلا تزيد الإجهادات فى خرسانة منطقة الشد $\sigma_{c,t}$ ، على المقاومة التصميمية R_{cr} .

وبواسطة تكوّن الشقوق (بالحالة الحدية الثالثة) يتم تصميم المنشآت السابقة الإجهاد فقط .

ويتلخص تصميم المنشآت بواسطة اتساع الشقوق (بالحالة الحدية الثالثة) ، بتعيين اتساع فتحات الشقوق ، التى تظهر فى خرسانة منطقة الشد نتيجة لتأثير الأحمال المعيارية على الإنشاء . ويجب ألا تزيد هذه القيمة عن السعة الحدية المناظرة لفتحات الشقوق a_{cr} ، المقررة بموجب المواصفات المستخدمة (٠,١ إلى ٠,٣ مم) .

إن تصميم المنشآت الخرسانية المسلحة بواسطة التشوهات وبواسطة اتساع

---

* معيارية أو تصميمية ـ اعتماداً على درجة مقاومة التشقق فى المنشآت (راجع ما يلى أدناه) .

الشقوق ، يتم بالنسبة لتأثير الأحمال المعيارية (بدون معاملات تجاوز التحميل) ، وذلك لأن الحالتين الحديتين الثانية والثالثة ، أقل خطراً من الحالة الحدية الأولى .

٢ ــ درجات مقاومة التشقق فى المنشآت السابقة الإجهاد

تقسم المنشآت الخرسانية المسلحة السابقة الإجهاد ، بالنسبة لدرجة خطورة تكون الشقوق فيها ، إلى ثلاث درجات :

الدرجة الأولى ــ المنشآت التى يتطلب فيها أن تكون لا إنفاذية (مثلا ، أنابيب الضخ والخزانات .. وغيرها) .

الدرجة الثانية ــ المنشآت المسلحة بأسلاك فولاذية عالية المقاومة تزيد مقاومتها المعيارية عن ١٠٠٠٠ كجم / سم^2 ، والتى تعمل فى ظروف وسط معاد ، أو تحت تأثير الأحمال المتكررة مرات كثيرة ، أو الواقعة فى أماكن مكشوفة وتعمل تحت تأثير أحمال متغيرة الإشارة (alternating) .

الدرجة الثالثة ــ جميع المنشآت الأخرى (على الأغلب المنشآت المسلحة بقضبان فولاذية) .

ولا يسمح بتكوّن الشقوق فى المنشآت التى تنتمى إلى الدرجتين الأولى والثانية من درجات مقاومة التشقق . أما فى المنشآت التى تنتمى إلى الدرجة الثالثة ، فيسمح بتكوّن الشقوق ، ولكن مع تحديد اتساع فتحاتها .

إن تكوّن الشقوق فى منشآت الدرجة الأولى لمقاومة التشقق ، يضر بمزاياها التشغيلية (مزايا خدمتها) حالا . لذا يجب تصميمها حسب تكون الشقوق ، بالنسبة لتأثير الأحمال التصميمية .

وتكوّن الشقوق فى منشآت الدرجة الثانية لمقاومة التشقق ، يمثل خطراً من ناحية احتمال تأكل القضبان الفولاذية فقط . لذا ، فإنها تصمم حسب تكوّن الشقوق بالنسبة لتأثير الأحمال المعيارية .

أما المقاطع المائلة للقطع المنحنية (راجع البند ١٣) ، عندما تكون قضبان التسليح العرضية منتجة من القضبان الفولاذية المدلفنة على الساخن ، أو من الأسلاك

الفولاذية العادية ، فلا يجرى تصميمها حسب تكوّن الشقوق .

ويتم تصميم منشآت الدرجة الثالثة لمقاومة التشقق ، حسب اتساع فتحات الشقوق بالنسبة لتأثير الأحمال المعيارية .

وفى جميع حالات تصميم المنشآت السابقة الإجهاد ، يتم تحديد القوى من التأثير الموحد للأحمال الخارجية وللإجهاد المسبق . وبالإضافة إلى ذلك ، يجب التحقق حسابيا من المقاومة ومقاومة التشقق الناتجتين عن تأثير الإجهاد المسبق عند إنتاج القطعة .

٣ ــ المقاطع المكافئة أو المحوّلة (Transformed sections)

فى بعض أنواع تصاميم المنشآت الخرسانية المسلحة (تصميم اتساع فتحات الشقوق فى القطع الخالية من الإجهاد المسبق ، تحديد الإجهادات فى القطع السابقة الإجهاد) ، يستبدل المقطع الخرسانى المسلح بمقطع خرسانى مكافئ ، بطريقة استبدال مساحة مقاطع القضبان الفولاذية ، بمساحة مكافئة من الخرسانة (بنسبة معامل المرونة $n = \frac{E_s}{E_c}$) . ومثل هذا الاستبدال ممكن ، ذلك لأنه قبل ظهور الشقوق ، عند تساوى تشوهات الخرسانة والقضبان الفولاذية (بحكم التماسك) ، تكون الإجهادات فى كل مادة من المواد متناسبة مع معاملات مرونتها .

وينطبق مركز ثقل المساحة المكافئة للقضبان الفولاذية ، مع مركز ثقل مساحتها الحقيقية . وتؤخذ فى الاعتبار ، جميع الخواص الضرورية للمقطع المكافئ : المساحة ، موقع مركز الثقل ، عزم القصور الذاتى (moment of inertia) وعزم المقاومة (moment of resistance) . وهكذا ، فإن المساحة المكافئة للمقطع المستطيل الموضح فى الشكل (٢ ــ ٢) تساوى :

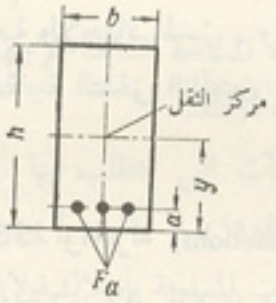
$$F_{tr} = F_c + F_s\, n = bh + F_s \frac{E_s}{E_c}$$

والعزم الاستاتيكى حول المحور المار بالحافة السفلى للمقطع يساوى :

$$S_{tr} = 0.5\ bh^2 + n\ F_s a$$

والمسافة بين الحافة السفلى للمقطع المكافئ وبين مركز ثقله تساوى :

$$y = \frac{S_{tr}}{F_{tr}}$$



شكل ٢ – ٢ . تحديد الميزات الهندسية للمقطع المكافئ .

وعزم قصور المقطع المكافئ حول المحور المركزى يساوى :

$$I_{tr} = \frac{bh^3}{12} + bh\left(\frac{h}{2} - y\right)^2 + n\,F_s\,(y - a)^2$$

أما عزم المقاومة فى الألياف الطرفية السفلى ، فيساوى :

$$W_{tr} = \frac{I_{tr}}{y}$$

وفى الألياف الطرفية العليا :

$$W'_{tr} = \frac{I_{tr}}{h - y}$$

٤ – مقدار الإجهاد المسبق

إن لمقدار الإجهاد المسبق ، المستحدث عند إنتاج المنشآت السابقة الإجهاد ، أهمية جوهرية بالنسبة لتعرضها لتأثير الأحمال فيما بعد . فكلما زادت الإجهادات فى القضبان الفولاذية ، زاد انضغاط الخرسانة . وعندما يكون انضغاط الخرسانة قليلا ، يتضح تأثير الإجهاد المسبق إلى درجة كبيرة بمرور الزمن ،

نتيجة لانكماش وزحف الخرسانة ، ونتيجة للإجهادات الأخرى المفقودة .

وعندما تكون فى قضبان التسليح إجهادات عالية ، قريبة من قيمة المقاومة المعيارية ، تبدو خطورة الانقطاع ماثلة عند شد الأسلاك الفولاذية ، أما القضبان الفولاذية المدلفنة على الساخن ، فتتعرض لخطورة ظهور منطقة الخضوع .

وبناء على عدد كبير من أبحاث وتجارب إنتاج المنشآت السابقة الإجهاد ، ينصح باتخاذ إجهاد مسبق يبلغ $\sigma_0 \leqslant 0.65\ R^s$ بالنسبة للأسلاك الفولاذية العالية المقاومة ، على ألايقل عن $0.4R^s$. ويمكن فى حالات معينة * اتخاذ $\sigma_0 = 0.75\ R^s$. وبالنسبة للقضبان الفولاذية المدلفنة على الساخن يتخذ $\sigma_0 \leqslant 0.9\ R^s$ ، ويمكن فى حالات معينة * اتخاذ $\sigma_0 = R^s$.

إن الانحرافات المحتملة للإنتاج عن القيمة المحددة σ_0 ، تؤخذ فى الاعتبار عند تصميم المنشآت السابقة الإجهاد ، بواسطة معامل ضبط الشد m_{ex} = ٠,٩ إلى ١,١ .

ويجب ألا تزيد القيمة الكبرى للإجهادات الضاغطة المسبقة فى الخرسانة σ_c على (٠,٥ إلى ٠,٦) R_0 ، وذلك لضمان مقاومة القطعة عند الانضغاط ، ولتجنب الزحف الشديد للخرسانة ، حيث R_0 هى مقاومة المكعب الخرسانى عند الانضغاط .

البند السادس – فقدان الإجهاد المسبق

عند تصميم المنشآت السابقة الإجهاد ، يجب أن يؤخذ فى الاعتبار ، فقدان الإجهاد المسبق فى القضبان الفولاذية ، الذى يؤدى إلى تقليل انضغاط الخرسانة .

وأنواع فقدان الإجهاد المسبق هى :

الفقدان الناتج عن انكماش الخرسانة σ_1 – إن انكماش الخرسانة عند

* لقضبان التسليح الدائرية فى أنابيب الضخ والقضبان المجهدة ، الموضوعة فى منطقة الضغط الناتجة عن تأثير الأحمال ، ولتعويض الإجهادات المفقودة نتيجة لهبوط درجة حرارة القضبان الفولاذية والمساند ، ونتيجة للاسترخاء والاحتكاك بجدران القنوات (راجع البند السادس) .

انجمادها فى الهواء ، يحدث خلال مدة طويلة . وقصر القطعة نتيجة الانكماش، يؤدى إلى تقليل إجهادات الشد المستحدثة فى القضبان الفولاذية عند شدها (وتبعاً لذلك يؤدى إلى تقليل إجهادات الانضغاط فى الخرسانة) . والفقدان الناتج عن الانكماش عند الشد على المساند (σ_1 = ٤٠٠ كجم / سم^2) أكبر من الفقدان الناتج عند الشد على الخرسانة (σ_1 = ٣٠٠ كجم / سم^2) ، وذلك لأن انضغاط الخرسانة يتم فى وقت مبكر عند الشد على المساند .

الفقدان الناتج عن زحف الخرسانة σ_2 – تحصل الخرسانة على انضغاط كبير نتيجة لشد القضبان الفولاذية ، وتقصر بذلك القطعة الخرسانية . ولما كان تأثير الانضغاط طويل الأمد ، تظهر فى الخرسانة تشوهات الزحف : تقصر القطعة قصراً إضافيا ، يؤدى إلى تقليل قيمة إجهادات الشد فى القضبان الفولاذية (وطبقاً لذلك ، يؤدى إلى تقليل إجهادات الضغط المسبقة فى الخرسانة) .

ويعتمد مقدار الفقدان σ_2 بصورة أساسية على مقدار إجهادات الانضغاط المستحدثة فى الخرسانة σ_c : فكلما زادت σ_c ، زادت σ_2 .

ويكون الفقدان الناتج عن الزحف (كالفقدان الناتج عن الانكماش) فى حالة الشد على المساند ، أكبر مما هو عليه فى حالة الشد على الخرسانة . حيث يتم انضغاط الخرسانة فى وقت متأخر .

ويحسب الفقدان الناتج عن الزحف بواسطة الصيغ الوضعية (empirical formulas) التالية :

فى حالة الشد على المساند :

$$\sigma_2 = \frac{kE_s R}{E_c R_o}\left[\ \sigma_c + 3R_o\ \left(\frac{\sigma_c}{R_o} - 0.5\right)\ \right] \qquad (٢-٣)$$

وفى حالة الشد على الخرسانة :

$$\sigma_2 = 0.75\ \frac{kE_s R}{E_c R_o}\left[\ \sigma_c + 3R_o\ \left(\frac{\sigma_c}{R_o} - 05.\right)\ \right] \qquad (٢-٣\text{ ، أ})$$

وفى الصيغتين (٢ – ٣) و (٢ – ٣ ، أ) ، تؤخذ k = 1 فى حالة التسليح بالأسلاك الفولاذية و k = 0.8 عند التسليح بالقضبان الفولاذية ، و R هى الماركة المصممة للخرسانة و R_o هى ماركة الخرسانة عند انضغاطها . أما الحد الثانى الموضوع داخل الأقواس القائمة الزاوية ، فيؤخذ مساوياً للصفر عندما تكون $\sigma_c \leqslant 0.5\ R_o$.

وتحسب الإجهادات σ_c على مستوى مركز ثقل القضبان الفولاذية المجهدة ، انطلاقاً من التشغيل المرن للمقطع المكافئ ، الأمر الذى يجعل الحساب حلاً مقرباً بالنسبة للخرسانة التى تمتلك خواص مرنة لدنة . ويأخذ ذلك فى الاعتبار وكذلك باعتبار أن عملية تحديد الإجهادات σ_c ، فى حالة عدم تماثل وضع قضبان التسليح ، وعندما يكون شكل المقطع معقداً ، تتطلب عملا كثيراً للغاية . ويمكن تحديد الفقدان الناتج عن الزحف σ_2 اعتماداً على قيمة الإجهاد المسبق فى قضبان التسليح σ_o بواسطة الصيغة التقريبية التالية* :

فى حالة الشد على المساند

$$\sigma_2 = \frac{kR}{R_o}\ 0.08\ \sigma_0 \qquad (٢-٤)$$

وفى حالة الشد على الخرسانة

$$\sigma_2 = \frac{kR}{R_o}\ 0.06\ \sigma_0 \qquad (٢-٤\text{ ، أ})$$

فقدان الإجهادات الناتج عن الاسترخاء σ_3 فى القضبان الفولاذية .

تعتمد قيمة الاسترخاء على نوع القضبان الفولاذية وعلى قيمة الإجهادات بالنسبة للأسلاك الفولاذية ، وتساوى :

$$\sigma_3 = \left(0.27\ \frac{\sigma_o}{R_s^s} - 0.1\right)\sigma_0 \qquad (٢-٥)$$

* أبحاث باسترناك وسيجالوف ، المتعلقة بحساب مقاومة التشقق للمقاطع من الخرسانة المسلحة والخرسانة السابقة الإجهاد والخرسانة العادية . مجلة « الخرسانة والخرسانة المسلحة » سنة ١٩٦١ – العدد الخامس (باللغة الروسية) .

وتقل قيمة σ_3 المستخرجة بموجب الصيغة السابقة ، بالنسبة للقضبان الفولاذية من النوع A-IV ، بمقدار ٦٠ ٪ ، وبالنسبة للأنواع الأخرى من القضبان الفولاذية المدلفنة على الساخن ، تؤخذ σ_3 مساوية للصفر .

الفقدان الناتج عن تشوه المثبتات (الماسكات) σ_4 . بعد شد القضبان الفولاذية ، يحتمل أن تنضغط الحلقات (الوردات) الموجودة بين المثبت والخرسانة ، أو أن يتشوه المثبت بالذات تشوهاً قليلا ، مما يحدث قصراً مناظراً فى القضبان الفولاذية ، يؤدى إلى فقدان الإجهاد المسبق :

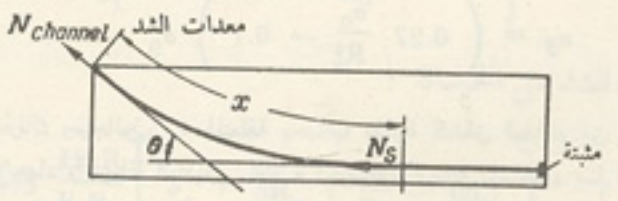
$$\sigma_4 = (\lambda_1 + \lambda_2)\ \frac{E_s}{l} \qquad (٢ - ٦)$$

حيث l — طول القضيب المشدود (أو الحزمة المشدودة) ،

λ_1 — انضغاط الحلقات ، بمقدار مليمتر واحد لكل مثبت .

λ_2 — تشوهات المثبتات ، بمقدار مليمتر واحد لكل مثبت .

الفقدان الناتج عن احتكاك القضبان الفولاذية بجدران القنوات σ_5 . عند شد القضبان الفولاذية ، المارة بقناة القطعة المجهدة ، بالمقدار المعين من القوى لانحصل على الإجهادات اللازمة ، وذلك لأن جزءاً من القوى سيصرف للتغلب على احتكاك القضبان الفولاذية بجدران القناة . وكلما زاد فقدان القوى نتيجة للاحتكاك ، زاد تقوس (انحناء) القناة ، الذى تميزه الزاوية المركزية θ المقاسة بالتقدير الدائرى (شكل ٢ — ٣) ، وزاد معامل الاحتكاك μ الذى يعتمد على طبيعة سطح القناة ، وزادت المسافة x (بالأمتار) الواقعة بين جهاز الشد والمقطع الذى



شكل ٢ — ٣ . تحديد فقدان الإجهاد المسبق ، الناتج عن احتكاك قضبان التسليح بجدران القناة

جدول ٢ — ٣

قيم المعاملين K و μ

نوع القناة		قيمة K	قيمة μ عندما تكون القضبان على هيئة	
			حزم أو جدائل أو قضبان ملساء	قضبان ذات نتوءات جانبية
قناة بسطح معدنى		٠,٠٠٣	٠,٣٥	٠,٤
قناة بسطح خرسانى	تم تكوينها بواسطة مكون قنوات صلب	صفر	٠,٥٥	٠,٦٥
	تم تكوينها بواسطة مكون قنوات مرن	٠,٠٠١٥		

نبحثه . والجدول (٢ — ٣) يبين قيم معاملات الاحتكاك μ ، والمعاملات k ، التى تأخذ فى الاعتبار انحراف القناة عن وضعها المصمم (لمسافة متر واحد من الطول) .

وبحساب المقدار $kx + \mu\theta$ ، وبمعرفة الإجهاد المتحكم فيه الموجود فى القضبان الفولاذية (عند عدم وجود فقدان) وهو σ_o ، نستطيع تعيين قيمة الفقدان σ_5 بسهولة ، وذلك بواسطة الرسم البيانى الموضح فى الشكل (٢ — ٤) .

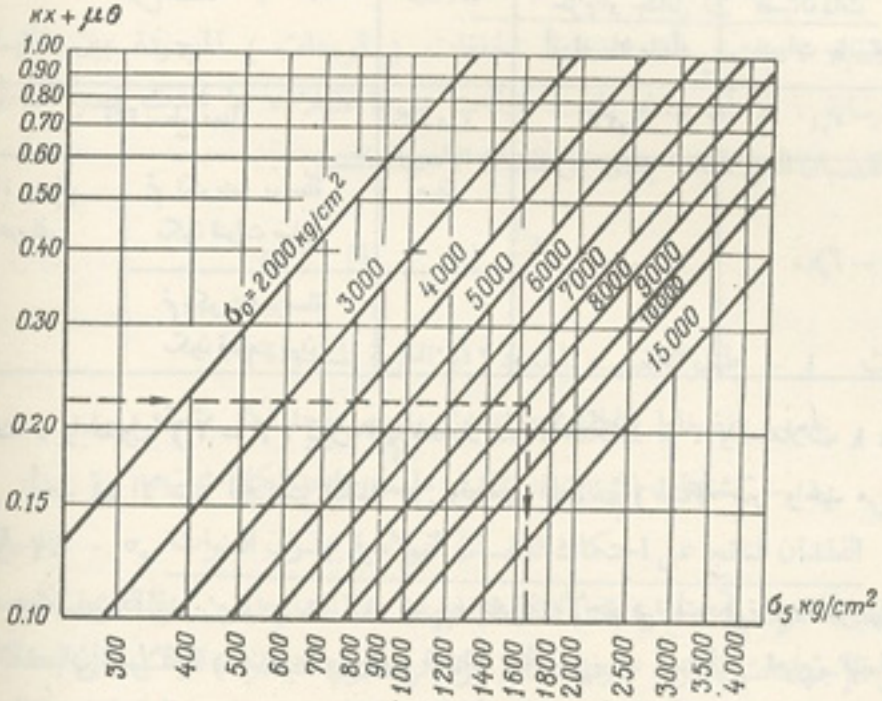
فإذا كان $kx + \mu\theta < 0.1$ ، يمكننا عندئذ تحديد الفقدان الناتج عن الاحتكاك بواسطة الصيغة التالية :

$$\sigma_5 = \sigma_o\ (kx + \mu\theta) \qquad (٢ - ٧)$$

الفقدان الناتج عن تقبّض (تغضن) الخرسانة تحت تأثير التفاف (دوران) اللفيفة اللولبية أو الحلقية σ_6 . إن هذا النوع من الفقدان يؤخذ فى الاعتبار فى مجموعة المواسير (piping) وفى الخزانات التى لا يزيد قطرها على ٣ أمتار ، حيث يؤخذ :

$$\sigma_6 = 300 \text{ kg/cm}^2 \qquad (٢ - ٨)$$

ويتعلق الفقدان الناتج عن اختلاف درجات حرارة القضبان الفولاذية المشدودة والمساند التى تتحمل الشد σ_7 ، بقيام التمدد الحرارى للقضبان الفولاذية بإخماد



شكل ٢ – ٤ – رسم بيانى لتحديد فقدان الإجهاد المسبق ، الناتج عن احتكاك قضبان التسليح بجدران القناة

تمددها المرن عند الشد وذلك نتيجة للتسخين . ويمكن حدوث الفقدان σ_7 أثناء عملية معالجة الخرسانة بالحرارة والرطوبة ، ويعتمد على اختلاف درجات حرارة القضبان الفولاذية والمساند Δt :

$$\sigma_7 = 20 \ \Delta t \qquad (٢ - ٩)$$

أما الفقدان الناتج عن تأثير الأحمال المتكررة عدة مرات σ_8 ، فيؤخذ فى الاعتبار ، فى بعض أنواع المنشآت فقط . (مثلا ، فى العتبات التى تحمل

الونش) . وتحت تأثير الأحمال المتكررة عدة مرات ، يظهر زحف الخرسانة بدرجة أكبر ، وتبعاً لذلك يظهر فقدان إضافى فى الإجهادات ، وتحدد قيمة الفقدان σ_8 بواسطة الصيغة التالية :

$$\sigma_8 = 600 \ \frac{\sigma_c}{R'_c} \qquad (٢ - ١٠)$$

حيث σ_c – الإجهادات المحددة فى الخرسانة على مستوى مركز ثقل القضبان الفولاذية لمنطقة الشد (قبل ظهور الفقدان σ_8) ، R'_c – المقاومة التصميمية لاحتمال الخرسانة .

إن بعض أنواع الفقدان التى جرى بحثها سابقاً ، تحدث قبل إتمام (انتهاء) انضغاط الخرسانة ، ويظهر البعض الآخر بمرور الزمن بعد انضغاط الخرسانة .

ويرمز إلى الفقدان الذى يحدث قبل انتهاء ضغط الخرسانة بـ σ_{l_1} . عند الشد على المساند يكون لدينا : $\sigma_{l_1} = \sigma_3 + \sigma_4 + \sigma_7$ وعند الشد على الخرسانة : $\sigma_{l_1} = \sigma_4 + \sigma_5$.

أما الفقدان الذى يحدث بعد انضغاط الخرسانة فيرمز إليه بـ σ_{l_2} .

عند الشد على المساند يكون لدينا : $\sigma_{l_2} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_8$ وعند الشد على الخرسانة : $\sigma_{l_2} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_6 + \sigma_8$

وقد يصل مجموع الفقدان العام $\sigma_l = \sigma_{l_1} + \sigma_{l_2}$ فى بعض الحالات ، إلى قيمة كبيرة تتراوح بين ٢٠٠٠ و ٢٥٠٠ كجم / سم^2 وأكثر . وإذا ظهر لنا عند حساب الفقدان بواسطة الصيغ المناسبة أن σ_l أقل من ١٠٠٠ كجم / سم^2 ، عندئذ نتخذ σ_l = ١٠٠٠ كجم / سم^2 .

ويمكن تقليل فقدان الإجهاد المسبق بعدد من الوسائل التكنولوجية .

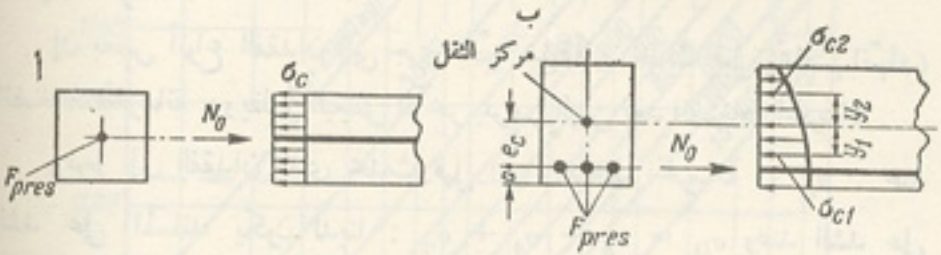
إن الإجهادات الموجودة فى مقاطع القطع السابقة الإجهاد ، واللازمة لإجراء بعض أنواع الحسابات (تحديد الفقدان الناتج عن زحف الخرسانة ، حساب مقاومة التشقق فى المقاطع المائلة .... وغير ذلك) ، تحدد كما ذكرنا سابقاً ، فى مرحلة المرونة .

وتعتبر محصلة إجهادات الشد فى جميع القضبان الفولاذية ، بمثابة قوة خارجية تضغط المقطع المكافئ للقطعة .

وتحدد قوة الانضغاط N_o بضرب مساحة مقطع القضبان الفولاذية المجهدة F_s فى قيمة الإجهادات σ_o التى تستحدث عند الشد :

$$N_o = F_s \sigma_o \qquad (٢ - ١١)$$

وإذا سلّطت قوة الانضغاط فى مركز ثقل المقطع (شكل ٢ – ٥،أ) ، فإن



شكل ٢ – ٥ . موضع قوة الانضغاط

إجهادات الانضغاط فى الخرسانة تساوى :

$$\sigma_c = \frac{N_o}{F_{tr}} \qquad (٢ - ١٢)$$

أما إذا سلطت قوة الانضغاط خارج المركز (لامركزية) بمقدار e_c بالنسبة لمركز ثقل المقطع المكافئ (شكل ٢ – ٥ ، ب) ، فإن الإجهادات فى الألياف التى تبعد عن مركز الثقل بمسافة y تساوى :

$$\sigma_c = \frac{N_o}{F_{tr}} \pm \frac{N_o e_c}{I_{tr}} y \qquad (٢ - ١٣)$$

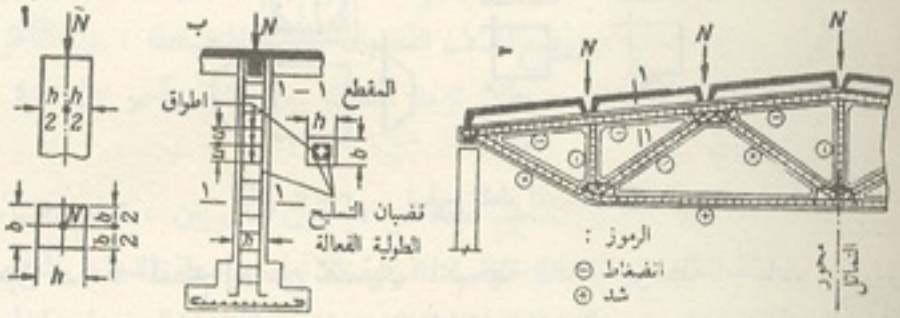
الفصل الثالث

القطع المنضغطة مركزيا (axially compressed members)
والقطع المشدودة مركزيا (axially tensioned members)

البند السابع – القطع المنضغطة مركزيا

١ – تركيب القطع المنضغطة مركزيا المحتوية على قضبان تسليح طولية شغالة

تعمل قطع المنشآت الخرسانية المسلحة على الانضغاط المركزى (المحورى) ، فى تلك الحالات التى تؤثر فيها قوة الانضغاط الطولية N على مركز ثقل المقطع (شكل ٣ – ١ ، أ) . وتنتمى إلى القطع المعرضة للانضغاط المركزى ، كذلك ،

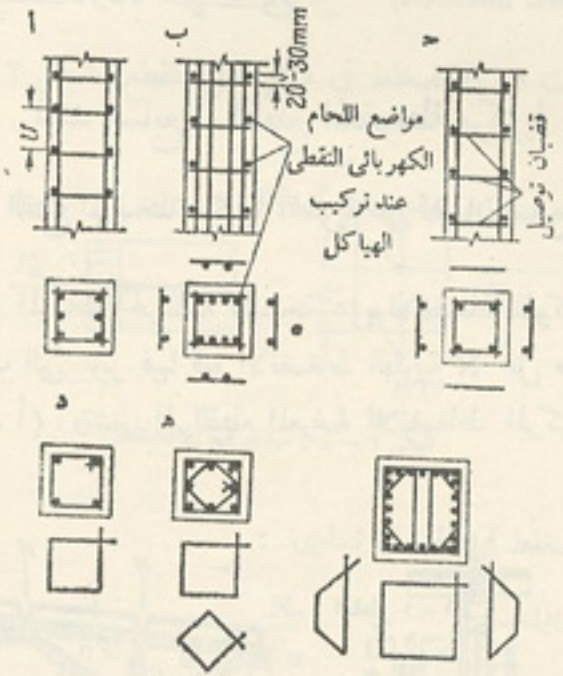


شكل ٣ – ١ . القطع الخرسانية المسلحة ، التى تعمل على الانضغاط المركزى

القطع التى تكون فيها القوة مسلطة خارج المركز (لامركزية) بمسافة قليلة جداً – أقل من $\frac{1}{٦٠٠}$ من الطول المصمم للقطعة .

على الانضغاط المركزى ، تعمل كل من القطع التاليـــة : الأعمدة

(شكل ٣–١، ب) والأوتار (chords) العليا للجمالونات (عندما يكون الحمل مسلطاً فى العقد) وفى أضلاع الانضغاط القائمة (struts) ، والمائلة للجمالونات (شكل ٣ – ١ ، جـ) وفى قطع إنشائية أخرى . وعادة ، يكون المقطع العرضى للقطع المعرضة للانضغاط مربعاً (أو مستطيلا) . وتسلح هذه القطع بهياكل فراغية ، تتألف من قضبان طولية شغالة وأطواق عرضية (شكل ٣ – ٢، أ) .



شكل ٣ – ٢ . تسليح القطع المنضغطة مركزيا

وتعين مساحة المقطع العرضى للقضبان المنضغطة الشغالة بواسطة الحساب . وترتب القضبان على محيط المقطع مع مراعاة الطبقة الواقية الضرورية . وتكفل الأطواق تحقيق الوضع التصميمى للقضبان الشغالة ، كما تحول دون تحدبها إلى الخارج وتمزق الطبقة الخرسانية الواقية عند تعرض القطعة للأحمال .

ويتراوح قطر القضبان الطولية الشغالة عادة بين ١٢ و ٤٠ مم . وفى القطع المنضغطة للمنشآت السابقة الصنع ، عندما تكون أبعاد المقطع صغيرة ، يسمح باستخدام قضبان تتراوح أقطارها بين ١٠ و٨ مم . ويجب ألا تتجاوز المسافة بين

القضبان الشغالة الـ ٤٠ سم ، لذلك فعندما تصل أبعاد المقطع إلى ٤٠×٤٠ سم ، يمكن تزويد القطعة بأربعة قضبان شغالة فقط ، توضع فى الأركان (شكل٣ – ٢ ، د) .

وتعتمد المسافة الخالصة الصغرى (minimum clear distance) بين القضبان الطولية الشغالة ، على طريقة إنتاج القطعة : فإذا صبت القطعة فى وضع عمودى (عمود مصبوب) ، يجب ألا تقل المسافة الخالصة بين القضبان عن ٥ سم ، وذلك كى نتمكن من صب الخرسانة بصورة متقنة ، أما فى القطع التى تصب فى وضع أفقى (الأعمدة والجمالونات السابقة الصنع) ، فيجب ألا تقل المسافة الخالصة بين القضبان عن قطر القضيب ولا تقل عن ٢٥ مم بالنسبة لقضبان التسليح السفلى ، وعن ٣٠ مم بالنسبة للقضبان العليا .

وفى هيكل التسليح المربوط يمكن وضع طوق واحد يحيط بقضبان الأركان ، فقط فى الحالات التى لا يزيد فيها طول ضلع المقطع على ٤٠ سم ، ولا يزيد عدد القضبان الشغالة على أربعة (شكل ٣ – ٢ ، د) . فإذا لم تتحقق هذه الشروط ، توضع عندئذ أطواق إضافية – على هيئة معين أو شبه منحرف (معين منحرف) – على أن يوضع نصف القضبان الطولية المنضغطة ، على الأقل ، فى محلات انثناء الأطواق ، وألا تزيد المسافة بين انثناء وآخر على ٤٠ سم (شكل ٣ – ٢ هـ ، و) .

ويتكون الهيكل الفراغى الملحوم عادة من هيكلين مستويين ، تلحم قضبانهما الطولية فى الأركان مع قضبان عرضية عمودية الاتجاه بواسطة اللحام بالتلامس النقطى (شكل ٣ – ٢ ، حـ) . وتؤخذ المسافة بين قضبان الوصل العرضية ، كالمسافة المتخذة بين القضبان العرضية للهياكل المستوية . ويمكن إقامة هيكل فراغى ملحوم من أربعة هياكل مستوية (شكل ٣ – ٢ ، ب) .

وإذا احتوت الهياكل المستوية على عدة قضبان طولية شغالة ، فإن نصف القضبان الوسطى على الأقل ، يجب أن يربط بشكالات (studs) كما هو مبين فى أشكل (٣ – ٢،أ) . ويمكن الاستغناء عن الشكالات ، إذا كان

طول ضلع القطعة لا يزيد على ٥٠ سم ، وعدد القضبان الطولية لا يزيد على أربعة .

ولما كان الغرض من الأطواق ، هو منع القضبان الطولية المنضغطة من التحدب الجانبي ، فإن المسافة بين الأطواق u_{st} وكذلك قطر الأطواق d_{st} ، يعتمدان على قطر القضبان الطولية الشغالة d .

وفى الهياكل المربوطة ، تكون المسافة بين الأطواق $u_{st} \leqslant 15\ d$ ، وقطر الأطواق المنتجة من الأسلاك الفولاذية العادية $d_{st} \geqslant 0.2\ d$ ، والمنتجة من أنواع القضبان الفولاذية الأخرى $d_{st} \geqslant 0.25\ d$ ، بحيث لا يقل عن ٥ مم . أما المسافة بين الأطواق فى الهياكل الملحومة ، فهى $u_{st} \leqslant 20\ d$ ، ولا تزيد على قيمة u_{max} المبينة فى الجدول (١ — ٥) ، ويحدد قطر الأطواق (القضبان العرضية) اعتماداً على ظروف اللحام المبينة فى الجدول (١ — ٥) .

وتدعى النسبة بين مساحة مقطع القضبان الطولية الشغالة F_s وبين مساحة مقطع الخرسانة F_c ، بمعامل التسليح μ (coefficient of reinforcement)

$$\mu = \frac{F_s}{F_c} \qquad (١ - ٣)$$

وعند ضرب معامل التسليح فى ١٠٠ نحصل على ما يدعى بالنسبة المئوية للتسليح μ ٪ (percentage of reinforcement) :

$$\mu\ \% = \frac{F_s}{F_c}\ 100 \qquad (٢ - ٣)$$

وعندما تكون $\mu \leqslant 3\ \%$ تتخذ مساحة مقطع الخرسانة F_c مساوية للمساحة الكلية لمقطع القطعة F . وعندما تكون $\mu > 3\ \%$ ، يجب حساب المساحة التى تشغلها القضبان الفولاذية فى المقطع ، لذا يكون لدينا $F_c = F - F_s$.

وفى القطع التى تكون فيها $\mu > 3\ \%$ ، تتحمل القضبان الفولاذية جزءاً كبيراً من القوى العامة المؤثرة على القطعة . لذا ، فمن الضرورى تثبيت القضبان الشغالة تثبيتاً قويا لمقاومة التحدب الجانبي . ولهذا الغرض ، تلحم الأطواق مع

القضبان الطولية ، وتقلل المسافة بينها إلى 10 d . إن قيمة μ فى القطع المعرضة للانضغاط المركزى ، تتراوح عادة بين ١ و٢ ٪ .

وقد حددت النسبة المئوية الصغرى للتسليح بموجب المواصفات القياسية ، تبعاً لانثنائية (flexibility) القطعة ولماركة الخرسانة ، طبقاً لمعطيات الجدول (٣ — ١) .

جدول ٣ — ١

النسبة المئوية الصغرى للتسليح بالنسبة للقطع المعرضة للانضغاط المركزى μ_{min} %

الانثنائية	ماركة الخرسانة		
	٢٠٠ وأقل	٢٥٠ — ٤٠٠	٥٠٠ — ٦٠٠
$\frac{l_o}{r} \leqslant 35$ or $\frac{l_o}{b} \leqslant 10$	٠,٣	٠,٣	٠,٤
$35 \leqslant \frac{l_o}{r} \leqslant 83$ or $10 \leqslant \frac{l_o}{b} \leqslant 24$	٠,٤	٠,٤	٠,٤
$\frac{l_o}{r} > 83$ or $\frac{l_o}{b} > 24$	٠,٥	٠,٥	٠,٥

والانثنائية كما هو معروف ، هى النسبة بين الطول المصمم l_o وبين نصف قطر القصور الذاتى للقطعة r :

$$\lambda_x = \frac{l_o}{r_x}$$

$$\lambda_y = \frac{l_o}{r_y}$$

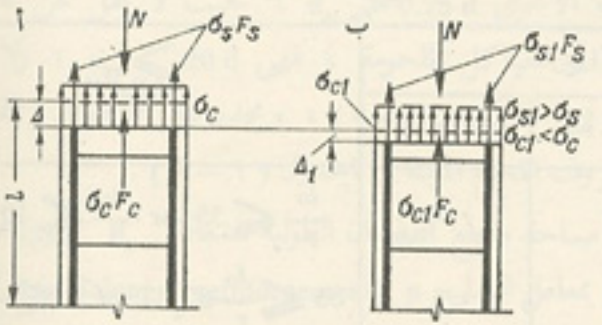
ونصف قطر القصور الذاتى للمقطع المستطيل ، الذى يكون طول ضلعه b ، يساوى $r \approx 0.29\ b$ ولذا ، يمكن التعبير عن الانثنائية (فى اتجاه الطول b) بالنسبة التالية : $\frac{l_o}{b}$.

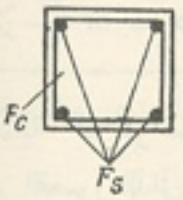
ويعتمد الطول المصمم l_o على طبيعة مساند التثبيت . إن الأطوال المصممة

للقطع المنضغطة فى الجمالونات والعقود ، مبينة فى الفصل التاسع ، والأطوال المصممة للقطع المنضغطة فى الأعمدة ، مبينة فى الفصلين الثانى عشر والثالث عشر .

٢ – عمل القطع المنضغطة مركزيا ذات المقطع المستطيل تحت تأثير الأحمال وحسابها

لنبحث عمل القطعة المعرضة للانضغاط المركزى تحت تأثير الأحمال (شكل ٣ – ٣) . فالقطعة المعرضة للقوة N تقصر بمقدار △ ، كما تظهر فى





شكل ٣ – ٣ . عمل القطعة المنضغطة مركزيا عند تأثير الحمل .
(أ) فى لحظة تأثير الحمل :
(ب) عند تأثير الحمل لمدة طويلة (مستمرة) .

هذه الحالة الإجهادات σ_c فى الخرسانة التى مساحتها F_c ، والإجهادات σ_s فى القضبان الفولاذية التى مساحة مقطعها F_s . إن القوة الخارجية N تعادل محصلة إجهادات الانضغاط فى الخرسانة وفى القضبان الفولاذية :

$$N = \sigma_c F_c + \sigma_s F_s \qquad (٣-٣)$$

ونتيجة لزحف الخرسانة عند التأثير المستمر للقوة N ، تزداد تشوهات القطعة : فتقصر الخرسانة ، كما تقصر القضبان الفولاذية المتماسكة (المرتبطة) معها ، بمقدار Δ_1 . وبما أن التشوهات △ و Δ_1 بالنسبة للقضبان الفولاذية هى تشوهات

مرنة ، فإن ازدياد التشوهات يحدث زيادة مطابقة فى إجهادات القضبان الفولاذية .

ولنعد إلى شرط الاتزان (٣ – ٣) . فنجد أن القيم الداخلة فيه N و F_c و F_s لا تتغير بمرور الزمن ، والقيمة σ_s تتزايد . ولذا فللمحافظة على المساواة بين الطرفين الأيسر والأيمن ، يجب أن تقل قيمة الإجهادات فى الخرسانة σ_c . وتبعاً لذلك ، ونتيجة زحف الخرسانة ، تتم عملية إعادة توزيع الإجهادات بين الخرسانة والقضبان الفولاذية . فعندما تصل الإجهادات فى القضبان الفولاذية ، فى بعض مراحل التحميل ، إلى حد الخضوع σ_y ، تؤدى الزيادة المطردة فى الأحمال إلى زيادة الإجهادات فى الخرسانة فقط . ويحصل انهيار القطعة عندما تصل الإجهادات فى الخرسانة إلى القيمة القصوى R_{ul} . وهكذا ، فبفضل إعادة توزيع الإجهادات فى القطع المعرضة للانضغاط المركزى ، يستفاد من مقاومة الخرسانة والقضبان الفولاذية استفادة تامة .

وبالتعويض عن قيم إجهادات الخرسانة والقضبان الفولاذية الموجودة فى المعادلة (٣ – ٣) بمقاومتها التصميمية* ، نحصل على شرط المقاومة القصوى للقطع المعرضة للانضغاط المركزى :

$$N \leqslant R_{pr} F_c + R_{s.c} F_s \qquad (٤-٣)$$

ويكون الشرط (٣ – ٤) صحيحاً فقط بالنسبة للقطع القصيرة التى تبلغ انثنائيتها $\frac{l_o}{r} \leqslant 28$ أو $\frac{l_o}{b} \leqslant 8$ ، حيث لا يمكن فقدان الاستقرار إلى أن يحدث الانهيار .

وعندما تكون $\frac{l_o}{r} > 28$ أو $\frac{l_o}{b} > 8$ وفى القطع القابلة للانثناء ، يحدث الانهيار فى حالة وصول الإجهادات فى المواد إلى $\sigma_c < R_{pr}$ و $\sigma_s < R_{s.c}$ ، نتيجة لفقدان الاستقرار فى القطعة . وهذا يؤخذ فى الاعتبار بإدخال معامل التحدب (buckling coefficient) $\phi < 1$ على الطرف الأيمن لشرط المقاومة (٣ – ٤) .

---

* $R_{s.c} \geqslant$ ٦٠٠ كجم / سم^2 (راجع البند الرابع من الفصل الثانى) .

ونتيجة لتحدب القطع القابلة للانثناء ، وكذلك نتيجة لتأثير الاختلافات المركزية المفاجئة للقوة المحورية ، يكون توزيع الإجهادات على مقطع القطعة غير منتظم . وعند التأثير المستمر للأحمال ، يكون زحف الخرسانة على أشده عند أكثر الحافات إجهاداً ، الأمر الذى يؤدى إلى حدوث انحناء إضافى فى القطعة ، وإلى زيادة الاختلاف المركزى للقوة المحورية ، وبالتالى إلى تقليل السعة الحملية . ويؤخذ هذا فى الاعتبار عند التصميم ، وذلك بزيادة الأحمال لدرجة ما ، فيستعاض عن القوة الطولية المصممة N ، بقوة طولية مكافئة N_{tr} :

$$N_{tr} = \frac{N_{con}}{m_{con}} + N_{mom} \qquad (٣-٥)$$

حيث N_{con} — القوة الطولية المصممة ، الناتجة عن التأثير المستمر لقسم من الأحمال ،

N_{mom} — القوة الطولية المصممة ، الناتجة عن التأثير الوقتى لقسم من الأحمال ،

m_{con} — معامل يراعى تأثير الأحمال المستمرة على السعة الحملية للقطعة .

وهكذا ، فإن الصورة النهائية لشرط مقاومة القطعة الخرسانية المعرضة للانضغاط المركزى :

$$N_{tr} \leqslant \phi \, (R_{pr} F_c + R_{s,c} F_s) \qquad (٣-٦)$$

يحدد المعاملان ϕ و m_{con} بموجب الجدول (٣ — ٢) ، اعتماداً على الانثنائية

جدول ٣ — ٢

قيم المعاملين ϕ و m_{con} للقطع الخرسانية

l_o/b	≤ ٨	١٠	١٢	١٤	١٦	١٨	٢٠
l_o/b	≤ ٢٨	٣٥	٤٢	٤٨	٥٥	٦٢	٦٩
ϕ	١,٠	٠,٩٨	٠,٩٦	٠,٩٣	٠,٨٩	٠,٨٥	٠,٧١
m_{con}	١,٠	١,٠	٠,٩٦	٠,٩٣	٠,٨٩	٠,٨٥	٠,٨١

$\lambda = \frac{l_o}{r}$ (للمقاطع التى لها أى شكل مماثل) ، أو اعتماداً على النسبة $\frac{l_o}{b}$ للمقطع المستطيل الذى يكون طول أصغر أضلاعه b .

إن مراجعة السعة الحملية للقطعة المعينة تتم بواسطة الصيغة (٣ — ٦) . يقتصر اختيار المقطع عادة على تحديد المساحة المطلوبة لمقطع القضبان الفولاذية F_s ، عندما تكون الأحمال وماركات المواد وأبعاد المقطع العرضى معلومة لدينا . وتكون طريقة التصميم كما يلى : بعد تعيين معطيات التصميم (m_{con} ، ϕ ، $\frac{l_o}{b}$ ، l_o ، $R_{c,s}$ ، R_{pr}) ، تعين N_{tr} حسب الصيغة (٣ — ٥) ، ومن ثم نحصل من الصيغة (٣ — ٦) على :

$$F_s = \frac{\frac{N_{tr}}{\phi} - R_{pr} F_c}{R_{s,c}} \qquad (٣-٧)$$

وبقيمة $\frac{F_s}{F_c} = \mu$ ، نقدر ملاءمة الأبعاد المعطاة للمقطع العرضى . وعند الضرورة نستطيع تغيير أبعاد المقطع ، وتحديد F_s من جديد .

المثل الأول :

يراد تعيين F_s لعمود مربع المقطع ، معرض للانضغاط المركزى ، مع العلم بأن الأحمال المعيارية الدائمية تساوى ٥١ طناً ، والأحمال المعيارية المؤقتة ٣٠ طناً ، منها ١٨ طناً أحمال مستمرة التأثير ، و١٢ طناً أحمال تؤثر لمدة قصيرة ، وأن معامل تجاوز التحميل للأحمال الدائمية هو

المسلحة ، المنتجة من الخرسانة الثقيلة

٢٢	٢٤	٢٦	٢٨	٣٠	٣٢	٣٦	٤٠
٧٦	٨٣	٩٠	٩٧	١٠٤	١١١	١٢٥	١٣٩
٠,٧٧	٠,٧٣	٠,٦٨	٠,٦٤	٠,٥٩	٠,٥٤	٠,٤٤	٠,٣٥
٠,٧٨	٠,٧٤	٠,٧٠	٠,٦٧	٠,٦٣	٠,٥٩	٠,٥٢	٠,٤٥

١٫١ ، وللأحمال الوقتية ١٫٤ ، وأبعاد مقطع العمود هى ٣٠ × ٣٠ سم ، والارتفاع المصمم ٤٫٢م ، ومباركة الخرسانة هى ٢٠٠ ، والقضبان الفولاذية ذات نتوءات جانبية ، من النوع A-II .

الحل :

من الجدول (٢ – ١) نجد أن R_{pr} = ٨٠ كجم/سم^2 ، ومن الجدول (٢ – ٢) نجد أن $R_{s.c}$ = ٢٧٠٠ كجم/سم^2 ، و $\frac{l_o}{b} = \frac{٤٢٠}{٣٠} = ١٤$ ، ومن الجدول (٣ – ٢) نجد أن ϕ = ٠٫٩٣ و m_{con} = ٠٫٩٣ . وحمل التصميم يساوى :

$$N_{con} = 51 \times 1.1 + 18 \times 1.4 = 81.4 \text{ t}$$

$$N_{mom} = 12 \times 1.4 = 16.8 \text{ t}$$

وبموجب الصيغة (٣ – ٥) يكون لدينا :

$$N_{tr} = \frac{N_{con}}{m_{con}} + N_{mom} = \frac{81.4}{0.93} + 16.8 = 104.4 \text{ t}$$

وبموجب الصيغة (٣ – ٧) يكون لدينا :

$$F_s = \frac{\frac{N_{tr}}{\phi} - R_{pr} F_c}{R_{s.c}} = \frac{\frac{104400}{0.93} - 80 \times 30 \times 30}{2700} = 14.8 \text{ cm}^2$$

$$\mu = \frac{F_s}{F_c} 100 = \frac{14.8}{30 \times 30} 100 = 1.65 \% \quad \begin{matrix} > \mu_{min} = 0.4 \% \\ < \mu_{max} = 3 \% \end{matrix}$$

إذن فليست هناك ضرورة لتغيير مقطع العمود .

إن قطر الأطواق فى الهياكل المربوطة d_{st} = ٦ م بخطوة تساوى u_{st} = 15 d = ١٥ × ٢٫٢ = ٣٣ ≦ ٣٠ سم . وفى الهياكل الملحومة d_{st} = ٨ م ، بموجب ظروف اللحام المبينة فى الجدول (١ – ٥) ، أما خطوة الأطواق فتساوى u_{st} = 20 d = ٢٠ × ٢٫٢ = ٤٤ ≦ ٤٠ سم .

٣ – القطع المعرضة للانضغاط المركزى المسلحة تسليحاً حلزونيا (spiral reinforcement)

إن قضبان التسليح العرضية للقطع الخرسانية المسلحة المنضغطة التى تزيد من السعة الحملية لتلك القطع زيادة ملموسة ، عند تأثير قوى الانضغاط المحورية ، تدعى بقضبان التسليح الحلزونية (التسليح الحلزونى) . وقضبان التسليح الحلزونية فى القطع الدائرية أو المضلعة المقطع (polygonal) ، هى عبارة عن لفيفة حلزونية ، أو حلقات مقفلة ملحومة (شكل ٣ – ٤ ، أ) ، وفى القطع المستطيلة المقطع ، عبارة عن شبكات عرضية ملحومة (شكل ٣ – ٤، ب) . وتستخدم الشبكات العرضية الملحومة لتقوية الخرسانة عند الانضغاط الموضعى تحت تركيبات تثبيت القضبان الفولاذية المجهدة ، وتحت البطانات المتمركزة فى وصلات الأعمدة . وغير ذلك .

إن ماهية عمل قضبان التسليح الحلزونية تتلخص فيما يلى :

عند الانضغاط المحورى للقطع ، تظهر إجهادات وتشوهات شد عرضية ، تؤدى إلى تكوّن شقوق طولية فى الخرسانة (شكل ٣–٤،د) . إن قضبان التسليح الحلزونى تعمل على الشد ، وتكون بمثابة طوق حديدى يعوق التشوهات العرضية للخرسانة .

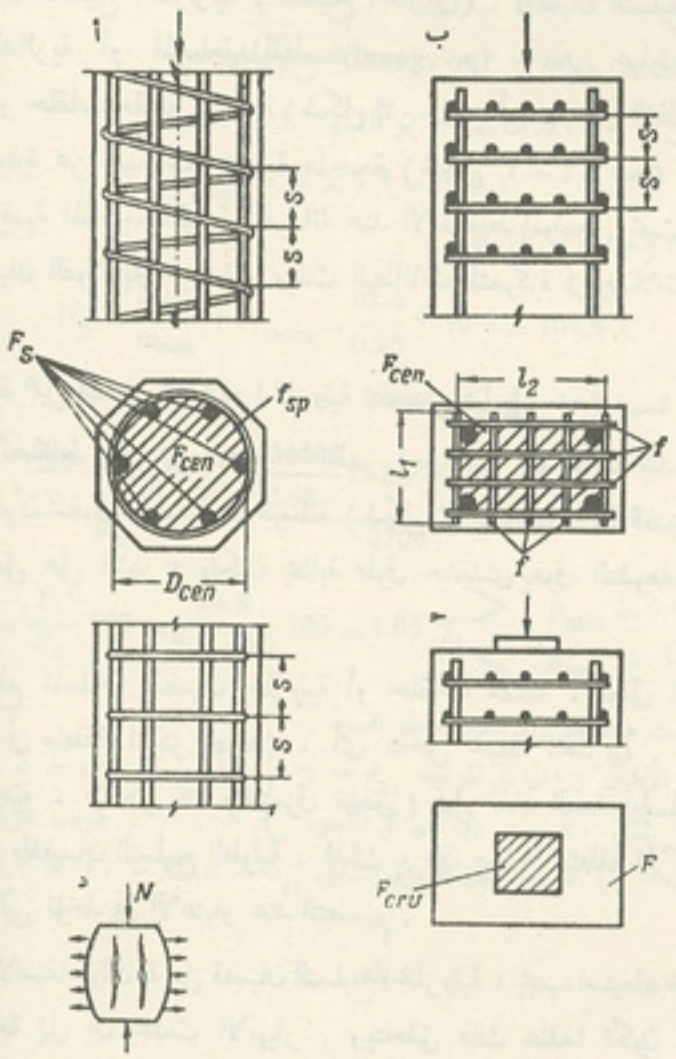
وفى القطع المسلحة بقضبان حلزونية أو حلقات مقفلة ، تعاق الإجهادات العرضية فقط فى منطقة المركز (core) ، أى داخل محيط الحلزون . أما الطبقة الواقية الخارجية ، فيمكن أن (تتمزق تشقق) قبل نفاذ السعة الحملية لخرسانة منطقة المركز ولقضبان التسليح الطولية . لذلك ، فإن مساحة منطقة المركز $F_{cen.}$ فقط ، هى التى تؤخذ فى الاعتبار عند التصميم .

ولأجل الاستفادة التامة من قضبان التسليح الحلزونية ، يجب استبعاد خطر فقدان استقرار القطعة إلى أن يحدث الانهيار . ويتحقق ذلك عندما تكون النسبة بين الطول المصمم وبين قطر المقطع هى $l_o/D \leqslant 10$. وتعتمد فعالية عمل الحلزونات

(أو الحلقات) على الشد على مساحتها المكافئة $F_{sp.}$ ، التى تمثل حجم الحلزون فى وحدة طولية من القطعة :

$$F_{sp.} = \frac{\pi D_{cen} f_{sp.}}{S} \qquad (٣-٨)$$

حيث $f_{sp.}$ — مساحة المقطع العرضى للحلزون :



شكل ٣ — ٤ . القطع المنضغطة مركزيا ، ذات التسليح الحلزونى

S — المسافة بين لفّات أو فتلات الحلزون ، التى يجب ألا تزيد على $\frac{1}{5}$ قطر منطقة المركز D_{cen} ، ولا تزيد على ٨٠ مم .

ويجب ألا تقل المساحة المكافئة للحلزون $F_{sp.}$ عن ٢٥ ٪ من مساحة مقطع القضبان الطولية المنضغطة F_s .

ويجرى حساب السعة الحملية للقطع المعرضة للانضغاط المركزى المسلحة حلزونيا ، بقضبان حلزونية ، بموجب الصيغة التالية :

$$N \leqslant R_{pr} F_{cen} + R_{s\cdot c} F_s + 2 R_s^{sp} F_{sp} \qquad (٣-٩)$$

حيث R_s^{sp} — المقاومة التصميمية للحلزون فى حالة الشد .

يتعلق الحد الأول من الصيغة (٣ — ٩) بحساب مقاومة خرسانة منطقة المركز ، والحد الثانى بحساب مقاومة قضبان التسليح الطولية ، والحد الثالث بحساب تأثير الحلزون على زيادة السعة الحملية للقطعة ، التى تم اتخاذها بناء على معطيات التجربة . والسعة الحملية للقطعة ذات التسليح الحلزونى ، التى استخرجت بموجب الصيغة (٣ — ٩) يجب ألا تزيد على $\frac{3}{2}$ من قيمة السعة الحملية المستخرجة بموجب الصيغة (٣ — ٦) ، دون اعتبار القضبان الحلزونية .

وعندما تكون القضبان الحلزونية على هيئة شبكات ملحومة ، موضوعة فى طرف القطعة المستطيلة المقطع (شكل ٣ — ٤ ، ب) ، تعين السعة الحملية بموجب الصيغة التالية :

$$N \leqslant (R_{pr} + 2 \mu_k R_s) F_{cen} \qquad (٣-١٠)$$

حيث F_{cen} — مساحة مقطع الخرسانة داخل محيط الشبكة (عند الحساب بالقضبان الطرفية) ،

R_s — المقاومة التصميمية لقضبان الشبكة فى حالة الشد ،

μ_k — معامل التسليح الحلزونى ، الذى يمثل حجم الشبكة فى وحدة طولية من القطعة .

$$\mu_k = \frac{f\,(n_1 l_1 + n_2 l_2)}{l_1 l_2\, S} \qquad (٣-١١)$$

إن n_1 و l_1 فى الصيغة (٣ – ١١) يمثلان عدد القضبان وطول القضيب فى أحد الاتجاهين ، n_2 و l_2 يمثلان عدد القضبان وطول القضيب فى الاتجاه الآخر ، و f تمثل مساحة المقطع العرضى لقضبان الشبكة ، و S تمثل المسافة بين الشبكات .

فإذا وضعت الشبكات من أجل تقوية الخرسانة عند الانضغاط الموضعى (شكل ٣ – ٤ ، جـ) ، فمن الضرورى كذلك أن نأخذ فى الاعتبار ، أن الخرسانة غير المحملة ، خارج حدود منطقة التغضّن ، تكون بمثابة طوق إضافى يعوق التشوهات العرضية للخرسانة فى حدود منطقة التغضّن . لذلك تكون صيغة التصميم على الشكل التالى :

$$N \leqslant \xi\, R_{pr}\, F_{cru} + \mu_k\, R_s\, F_{cen} \qquad (٣-١٢)$$

حيث لكل من μ_k و R_s و F_{cen} نفس الدلالة المذكورة فى الصيغة (٣ – ١٠) ،

ξ – المعامل الذى يأخذ فى الاعتبار تأثير طوق الخرسانة على زيادة السعة الحملية للخرسانة فى حدود منطقة التغضن :

$$\xi = 4 - 3\sqrt{\frac{F_{cru}}{F}} \qquad (٣-١٣)$$

حيث F – المساحة المصممة للمقطع (تحدد طبقاً للمواصفات) ، F_{cru} – منطقة التغضن .

وإذا زاد المعامل ξ المحسوب بموجب الصيغة (٣ – ١٣) على ٣,٥ ، يؤخذ عندئذ مساوياً لـ ٣,٥ . وإذا قل عن ٢ ($\xi < 2$) ، يؤخذ مساوياً للواحد .

ويجب كذلك ألا يقل عدد الشبكات الملحومة للتسليح الحلزونى ، المثبتة فى طرف القطعة عن أربع شبكات ، كما يجب ترتيبها فى جزء لا يقل طوله

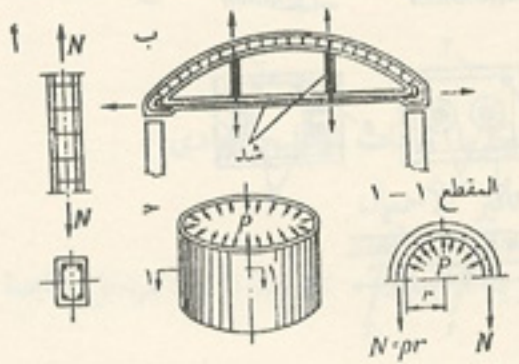
عن (10 d) فى حالة التسليح بالقضبان الطولية ذات التوءات الجانبية ، ولا يقل عن (20 d) عند التسليح بالقضبان الملساء والحزم أو الجدائل السلكية

البند الثامن – القطع المشدودة مركزيا (محوريا)

(Axially tensioned members)

١ – منشآت القطع المشدودة مركزيا

ينشأ الشد المركزى فى تلك الحالات ، التى تؤثر فيها قوة الشد الطولية N فى مركز ثقل المقطع (شكل ٣ – ٥،أ) . فعلى الشد المركزى تعمل كل من

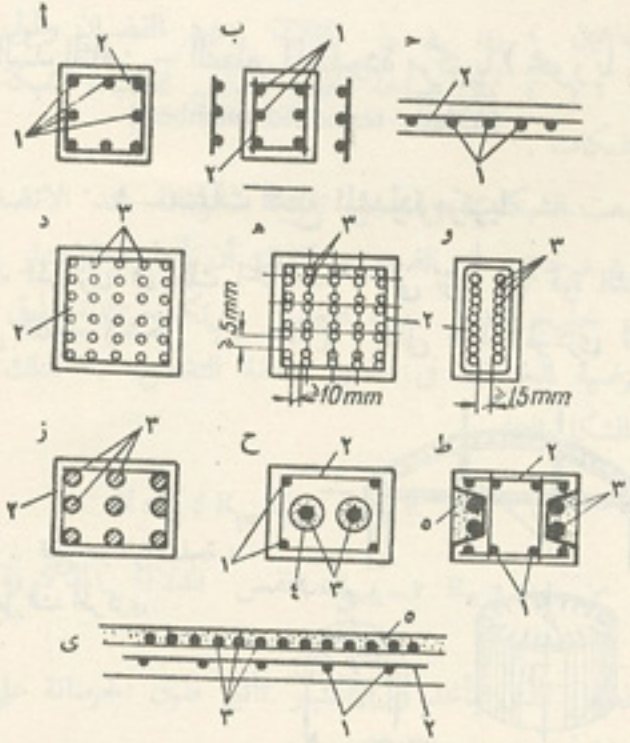


شكل ٣ – ٥ . قطع خرسانية مسلحة ، تعمل عل الشد المركزى

شدادات (ties) وكتائف تعليق العقود (hangers of arches) (شكل ٣ – ٥ ،ب) والأوتار أو الأضلاع السفلى ، وبعض الأضلاع المائلة والقائمة للجمالونات ، وجدران المستودعات أو الخزانات والمواسير الأسطوانية ، التى تتعرض لضغط السائل من الداخل (شكل ٣ – ٥ ، جـ) ، وغيرها من القطع .

وتسلح القطع المشدودة مركزيا بهيكل تسليح فراغى (ملحوم أو مربوط) . أما القطع التى يزيد عرض مقطعها على السمك زيادة كبيرة (جدران المستودعات) ، فتسلح بشبكات قد تكون كذلك ملحومة أو مربوطة (شكل ٣–٦ أ، ب ،جـ) . ويمكن أن يتغير قطر قضبان التسليح الطولية ، فى حدود واسعة : من ٣ إلى ٣٠ مم وأكثر .

ويتم إعداد وصلات القضبان الشغالة فى القطع غير المجهدة بواسطة اللحام . ويسمح باستخدام الوصل التراكبية للقضبان الشغالة فى الهياكل والشبكات المربوطة ،



شكل ٣ – ٦ . ترتيب قضبان التسليح فى القطع المشدودة مركزيا

(أ) هيكل مربوط ، (ب) هيكل ملحوم ، (حـ) شبكة ملحومة أو مربوطة، (د) أسلاك تسليح مجهدة على هيئة أسلاك منفصلة (الشد على المساند) ، (هـ) كالسابق مع ترتيب الأسلاك على هيئة أزواج ، (و) كالسابق مع ترتيب الأسلاك على هيئة صفوف (ربطات) ، (ز) قضبان أو جدائل تسليح مجهدة ، عند الشد على المساند ، (ح) قضبان تسليح مجهدة موضوعة فى داخل قنوات (من قضبان أو جدائل أو حزم) ، (ط) كالسابق ، موضوعة فى أخاديد ، (ى) كالسابق ، موضوعة من الجهة الخارجية للقطعة ، ١ – قضبان تسليح طوليه فعالة غير مجهدة ، ٢ – أطواق (قضبان عرضية) أو قضبان توزيعية فى الشبكة ، ٣ – قضبان تسليح طولية فعالة مجهدة ، ٤ – قناة (بعد شد قضبان التسليح تغمد القناة) ، ٥ – طلاء خرسانى .

بالنسبة للبلاطات فقط ، عندما لا يقل طول ممر التحويل عن (40 d) . ويجب أن ترتب أماكن الوصل على مسافات متباعدة :

يعد فولاذ التسليح المشدود للقطع الطولية السابقة الإجهاد (شدادات العقود والأضلاع السفلى للجمالونات) ، عند الشد على المساند ، من قطعة واحدة (أى بدون وصلات) من أسلاك منفردة (شكل ٣–٦ ، د ، هـ ، و) أو جدائل أو قضبان ذات نتوءات جانبية (شكل ٣ – ٦، ز) ، وعند الشد على الخرسانة ، تعد من القضبان أو الحزم أو الجدائل بدون وصلات أيضاً (شكل ٣ – ٦ ، ح ، ط) . وقد يكون فولاذ التسليح الشغال المجهد فى جدران المستودعات أو الخزانات الأسطوانية ، على هيئة أسلاك (عند لفها بمكنات خاصة) ، أو على هيئة قضبان) عند الشد بالصمولات والقارنات coupling – أو بالشدادة – guy) . وبعد شد قضبان التسليح ، تطلى بطبقة من الطلاء الخرسانى (شكل ٣ – ٦، ى) . وقد بحثت تصاميم تركيبات التثبيت لقضبان السليح المجهدة ، فى البند الثالث من الفصل الأول .

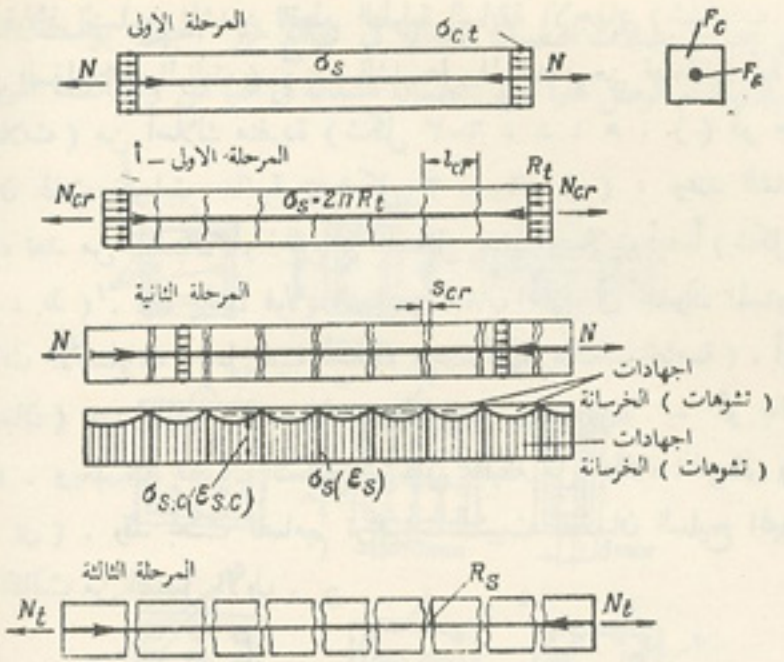
٢ – عمل القطع المشدودة مركزيا ، ذات التسليح العادى ، تحت تأثير الأحمال

عند تعرض القطع المشدودة مركزيا للأحمال ، تلاحظ ثلاث مراحل خاصة لحالة التشوهات والإجهادات ، هى :

المرحلة الأولى – قبل تكون الشقوق ، والمرحلة الثانية – بعد تكون الشقوق ، والمرحلة الثالثة – الانهيار .

لنبحث طبيعة تغير حالة التشوهات والإجهادات فى القطعة المشدودة مركزيا ، تبعاً لزيادة الأحمال الخارجية (شكل ٣ – ٧) .

فى المرحلة الأولى (المرحلة الابتدائية للتحميل) ، إن الخرسانة وفولاذ التسليح اللذين لهما تشوهات متساوية نتيجة للتماسك الموجود بينهما يقاومان بمقاومة قوة الشد الخارجية N . فإذا رمزنا إلى الإجهادات فى الخرسانة بـ $\sigma_{c,t}$ ، وإلى الإجهادات فى قضبان التسليح بـ σ_s ، سيكون شكل حالة توازن مقاطع القطعة كما يلى :



شكل ٣ ـ ٧ . حالة الإجهاد والتشوه فى القطعة المشدودة مركزيا ، ذات التسليح العادى

$$N = \sigma_{c.t} F_c + \sigma_s F_s$$

حيث F_c ـ مساحة مقطع الخرسانة ،

F_s ـ مساحة مقطع قضبان التسليح الطولية المشدودة .

وبزيادة الأحمال الخارجية تزداد الإجهادات فى الخرسانة وفى قضبان التسليح . وعندما تصل المقاومة فى الخرسانة إلى حد مقاومة الشد المؤقتة R_t (وتصل التشوهات إلى الحد الأقصى عند الشد $\epsilon_{c.t}$) ، تتكون فى القطعة شقوق (المرحلة الأولى ـ أ) . وفى هذه الحالة ، تكون تشوهات قضبان التسليح ϵ_s ، بحكم التماسك ، مساوية للتشوهات القصوى للخرسانة $\epsilon_{c.t}$. لذا ، فإن الإجهادات فى قضبان التسليح تساوى :

$$\sigma_s = \epsilon_s E_s = \epsilon_{c.t} E_s$$

وبالتعويض عن $\epsilon_{c.t}$ بقيمتها الموجودة فى الصيغة (١ ـ ٥) نحصل على

$$\sigma_s = \frac{2 R_t}{E_c} E_s = 2n R_t \qquad (١٤ - ٣)$$

حيث n ـ نسبة معامل مرونة قضبان التسليح إلى المعامل الابتدائى لمرونة الخرسانة .

وهكذا ، فعند تكوّن الشقوق ، تقوم الخرسانة التى إجهادها R_t ، والقضبان الفولاذية التى إجهادها $2n R_t$ ، بمقاومة قوة الشد الخارجية N_{cr} .

وتكون حالة توازن المقاطع على الشكل التالى :

$$N_{cr} = R_t F_c + 2n R_t F_s \qquad (١٥ - ٣)$$

فإذا عوضنا عن مقاومة الشد المؤقتة للخرسانة ، بالمقاومة التصميمية R_{cr} ، وأخذنا الإجهاد فى قضبان التسليح مساوياً للمقدار $2n R_t = ٣٠٠$ كجم/سم^2 (راجع الفقرة ٥ من البند الثالث) ، نستطيع عندئذ حساب القيمة التصميمية للقوة الخارجية ، التى عندها تتكوّن الشقوق فى القطعة :

$$N_{cr} = R_{cr} F_c + 300 F_s \qquad (١٦ - ٣)$$

وإذا كانت القوة المؤثرة على القطعة N أكبر من N_{cr} ، تتكون الشقوق فى القطعة . ويكون لشرط مقاومة التشقق ، الشكل التالى :

$$N \leqslant N_{cr}$$

وعندما نستمر فى تحميل القطعة ، تزداد الإجهادات فى قضبان التسليح ، وتتسع الشقوق فى الخرسانة . وفى المرحلة الثانية ، بعد تكون الشقوق ، تقوم قضبان التسليح وحدها ، والتى يبلغ إجهادها σ_s وتشوهاتها ϵ_s ، بمقاومة القوة الخارجية N ، فى المقطع الذى يحتوى على شقوق . وفى الجزء الواقع بين الشقوق فإن كلا من الخرسانة وقضبان التسليح يقاوم القوة الخارجية N طالما كان التماسك بينها باقياً . ونتيجة لعمل الخرسانة على الشد ، تقل إجهادات قضبان التسليح فى الجزء الواقع بين الشقوق . ويكون متوسط الإجهادات فى قضبان التسليح $\sigma_{s.c}$

أصغر من σ_s ، وتبعاً لذلك ، يكون متوسط التشوهات النسبية $\epsilon_{s,c}$ أصغر من ϵ_s . ويتميز عمل الخرسانة على الشد بالمعامل Ψ_s الذى يعبر عنه بنسبة متوسط إجهادات قضبان التسليح $\sigma_{s,c}$ إلى الإجهادات فى المقطع الذى يحتوى على شقوق σ_s ، أو بنسبة متوسط التشوهات النسبية لقضبان التسليح $\epsilon_{s,c}$ إلى التشوهات فى المقطع الذى يحتوى على شقوق ϵ_s :

$$\Psi_s = \frac{\sigma_{s,c}}{\sigma_s} = \frac{\epsilon_{s,c}}{\epsilon_s} \qquad (٣ - ١٧)$$

وكلما ازدادت الأحمال الخارجية بعد ذلك ، ازدادت الإجهادات فى قضبان التسليح بنفس المقياس ، واتسعت الشقوق فى الخرسانة .

إن المرحلة الثالثة – انهيار القطعة – تبدأ عندما تصل الإجهادات فى قضبان التسليح إلى أقصى حد R_s (حد الخضوع للفولاذ الطرى أو المقاومة المؤقتة للفولاذ الصلد) .

إن القوة التى تتحملها المقاطع قبل الانهيار تساوى :

$$N_{sec.} = R_s F_s \qquad (٣ - ١٨)$$

حساب المقاومة (المتانة)

بغية تصميم القطعة ، يجب أخذ إجهادات قضبان التسليح R_s الموجودة فى الصيغة (٣ – ١٨) ، مساوية للمقاومة التصميمية :

تكون حالة مقاومة المقطع على الشكل التالى :

$$N \leqslant N_{sec.} \qquad (٣ - ١٩)$$

أو

$$N \leqslant R_s F_s \qquad (٣ - ١٩ ، أ)$$

حيث N – القوة المؤثرة على القطعة والناتجة عن أحمال التصميم ،

R_s – المقاومة التصميمية لقضبان التسليح فى حالة الشد .

ومن حالة المقاومة تحدد المساحة اللازمة لمقطع القضبان الطولية المشدودة .

$$F_s = \frac{N}{R_s} \qquad (٣ - ٢٠)$$

حساب فتحات (اتساع) الشقوق

فى القطع المشدودة مركزيا ، الخالية من الإجهاد المسبق ، يجب اختبار عرض فتحات الشقوق تبعاً للمرحلة الثانية ، وذلك بالإضافة إلى حساب المقاومة تبعاً للمرحلة الثالثة .

إن عرض فتحات الشقوق a_{cr} ، هو عبارة عن استطالة قضبان التسليح (التى يتوحد عملها مع عمل الخرسانة) ، فى الجزء الواقع بين الشقوق على مسافة تساوى l_{cr} .

إن متوسط التشوهات النسبية لقضبان التسليح يساوى $\epsilon_{s,c} = \frac{a_{cr}}{l_{cr}}$ ، وعليه فإن :

$$a_{cr} = \epsilon_{s,c}\, l_{cr} \qquad (٣ - ٢١)$$

ومن الصيغة (٣ – ١٧) نجد :

$$\epsilon_{s,c} = \Psi_s\, \epsilon_s$$

إن تشوهات قضبان التسليح فى المقطع الذى يحتوى على شقوق ، تساوى :

$$\epsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s}$$

وهكذا يكون لدينا :

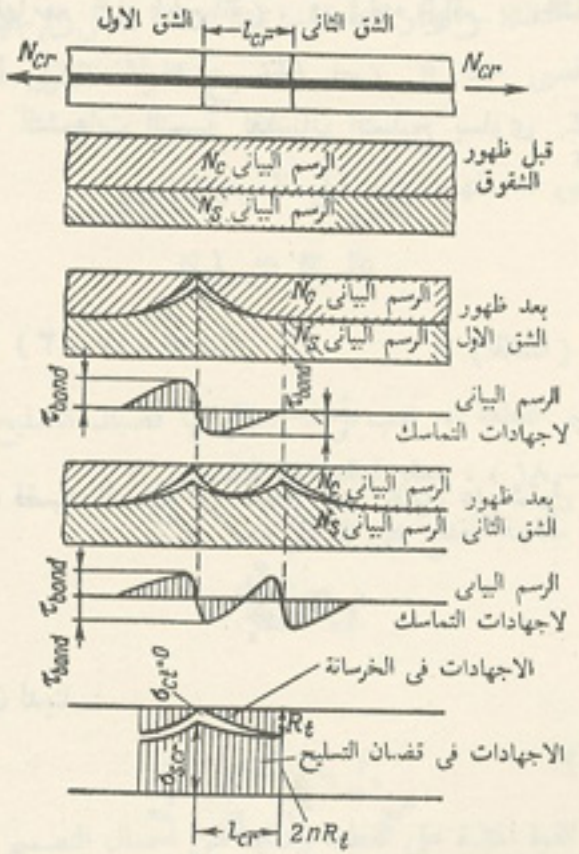
$$a_{cr} = \Psi_s \frac{\sigma_s}{E_s}\, l_{cr} \qquad (٣ - ٢٢)$$

وإجهادات قضبان التسليح فى المقطع الذى يحتوى على شقوق ، تساوى

$$\sigma_s = \frac{N}{F_s} \qquad (٣ - ٢٣)$$

إن حساب عرض فتحات الشقوق يجرى تبعاً لتأثير الأحمال المعيارية ٥ لذا ، فإن N فى الصيغة (٣ — ٢٣) تمثل القوة الموجودة فى القطعة ، نتيجة لتأثير الأحمال المعيارية .

ويظهر الشق الأول على طول القطعة المشدودة مركزيا فى أضعف الأماكن نتيجة لعدم تماثل مقاومة الخرسانة (شكل ٣ — ٨) . ومع ظهور الشقوق فى هذا المكان ، تصبح الإجهادات فى الخرسانة مساوية للصفر ، وتنتقل كافة القوى



شكل ٣ — ٨ . حالة الإجهاد فى القطعة المشدودة مركزيا عند تكون (ظهور) الشقوق

إلى قضبان التسليح . ولذا ، تزداد فيها الإجهادات إلى قيمة معينة $\sigma_{s,cr}$. وبقدر الابتعاد عن الشق ، تزداد الإجهادات فى الخرسانة وتصل إلى القيمة R_t . وطبقاً لذلك ، تقل الإجهادات فى قضبان التسليح بفضل تماسكها مع الخرسانة ، وتصل إلى حد $\sigma_s = 2n\,R_t$. ويظهر فى المقطع ، الذى تصل فيه إجهادات الخرسانة إلى R_t ، شقّ مجاور على مسافة l_{cr} من الشق الأول .

وتعين المسافة بين الشقوق l_{cr} ، عندما يوازن فرق إجهادات قضبان التسليح الطولية فى المقطع الذى يحتوى على شق ، وفى المقطع الواقع بين الشقوق ، بقوة تماسك قضبان التسليح مع الخرسانة :

$$\sigma_{s,cr}\,F_s - 2n\,R_t\,F_s = \tau_{coh}\,S\,l_{cr}\,\omega \qquad (٣ - ٢٤)$$

حيث τ_{coh} — الإجهادات القصوى لتماسك قضبان التسليح مع الخرسانة ،

S — محيط مقطع قضبان التسليح ،

ω — معامل اكتمال منحنى التماسك .

إن الإجهادات فى قضبان التسليح عند تكوّن الشقوق هى $\sigma_{s,cr} = \frac{N_{cr}}{F_s}$ ، ويمكن تعيين قيمة N_{cr} من الصيغة (٣ — ١٥) ، عندئذ يكون لدينا :

$$\sigma_{s,cr} = \frac{N_{cr}}{F_s} = \frac{R_t\,F_c + 2n\,R_t\,F_s}{F_s} = \left(\frac{1}{\mu_1} + 2n\right) R_t \qquad (٣ - ٢٥)$$

حيث $\mu_1 = \frac{F_s}{F_c}$ هو معامل التسليح .

نعوض قيمة $\sigma_{s,cr}$ فى المعادلة (٣ — ٢٤) فنحصل على :

$$\frac{R_t\,F_s}{\mu_1} = \omega\,\tau_{coh}\,S\,l_{cr}$$

ومنها نحصل على :

$$l_{cr} = \frac{R_t F_s}{\mu_1 \omega \tau_{coh} S}$$

وبوضع الرموز التالية :

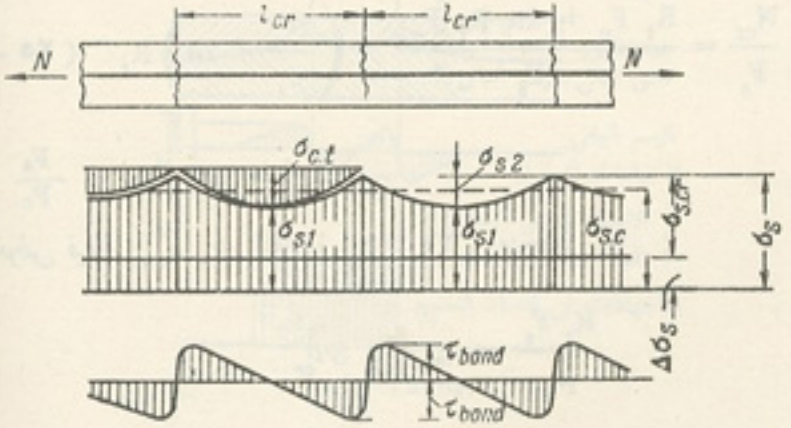
$$\frac{F_s}{S} = u \quad , \quad \frac{R_t}{\omega \tau_{coh}} = \eta$$

نحصل بصورة نهائية على :

$$l_{cr} = \frac{u}{\mu_1} \eta \qquad (٣ - ٢٦)$$

وتؤخذ قيمة η فى المواصفات ، على أساس المعطيات التجريبية ، بحيث تساوى ٠,٧ فى حالة القضبان المدلفنة على الساخن ذات النتوءات الجانبية ، وتساوى واحداً فى حالة القضبان الملساء ، و ١,٢٥ فى حالة أسلاك التسليح العادية فى الشبكات والهياكل الملحومة .

وبعد ظهور عدد من الشقوق الواقعة على مسافة l_{cr} ، يكون شكل منحنى إجهادات الشد فى الخرسانة وفى قضبان التسليح وشكل منحنى إجهادات التماسك ، كما هو موضح بالشكل (٣ – ٩) . أما فى المقطع الذى يحتوى على



شكل ٣ – ٩ . تحديد (تعيين) المعامل Ψ_s فى حالة الشد المركزى

شق ، فتكون الإجهادات فى قضبان التسليح مساوية للمقدار :

$$\sigma_s = \sigma_{s\text{-}cr} + \triangle \sigma_s \qquad (٣ - ٢٧)$$

حيث $\triangle\sigma_s$ – زيادة الإجهادات فى قضبان التسليح بعد ظهور الشق ، والناتجة عن زيادة التحميل .

ويمكن بالرسم تعيين المعامل $\Psi_s = \frac{\sigma_{s.c}}{\sigma_s}$ ، على أنه النسبة بين مساحة منحنى إجهادات القضبان الفولاذية بطول l_{cr} ، وبين المساحة الكلية للمنحنى (انظر الشكل ٣ – ٩) ، أى :

$$\Psi_s = \frac{\sigma_s l_{cr} - \omega_t \sigma_{s2} l_{cr}}{\sigma_s l_{cr}} = 1 - \omega_t \frac{\sigma_{s2}}{\sigma_s} \qquad (٣ - ٢٨)$$

والمقدار $\sigma_{s2} = \sigma_s - \sigma_{s1}$ هنا ، هو فرق الإجهادات فى قضبان التسليح ، فى المقطع الذى يحتوى على شق σ_s ، وفى منتصف الجزء الواقع بين الشقوق σ_{s1} . (وهو يتوقف على عمل الخرسانة على الشد فى الجزء الواقع بين الشقوق) . وهنا يكون معامل اكتمال منحنى إجهادات الشد فى الخرسانة ، فى الجزء الواقع بين الشقوق مساوياً للمقدار ω_t .

ونحصل على نسبة الإجهادات $\frac{\sigma_{s2}}{\sigma_s}$ من المساواة بين قيمة القوة الطولية N فى المقطع الذى يحتوى على شق ، وقيمتها فى المقطع الواقع بين الشقوق وفى المقطع الذى يحتوى على شق :

$$N = \sigma_s F_s$$

وفى المقطع الواقع بين الشقوق عندما تكون الإجهادات فى الخرسانة $\sigma_{c.t}$ مساوية للمقدار $\sigma_{c.t} = \chi R_t$:

$$N = \chi R_t F_c + \sigma_{s1} F_s = \chi N_{c.cr} + \sigma_{s1} F_s$$

حيث $N_{c.cr} = R_t F_c$ هى القوة الطولية التى يتحملها المقطع الخرسانى فى لحظة تكوّن الشقوق .

ومن معادلة القوى الطولية ، المذكورة أعلاه نحصل على :

$$\sigma_s F_s = \chi N_{c.cr} + \sigma_{s1} F_s \qquad (٣ - ٢٩)$$

بنقل القوى الموجودة فى القضبان $\sigma_{s1} F_s$ إلى الجهة اليسرى ، وبالأخذ فى الاعتبار أن $\sigma_{s2} = \sigma_s - \sigma_{s1}$ ، نحصل على :

$$\sigma_{s2} F_s = \chi N_{c.cr} \qquad (٣ - ٣٠)$$

وبالتالى نحصل على العلاقة :

$$\frac{\sigma_{s2}}{\sigma_s} = \frac{\sigma_{s2} F_s}{\sigma_s F_s} = \frac{\chi N_{c.cr}}{N} \qquad (٣ - ٣١)$$

وبعد تعويض نسبة الإجهادات $\frac{\sigma_{s2}}{\sigma_s}$ من الصيغة (٣ — ٣١) ، فى المعادلة (٣ — ٢٨) نحصل على :

$$\Psi_s = 1 - \omega_t \chi \frac{N_{c.cr}}{N} \qquad (٣ - ٣٢)$$

إن قيمة حاصل الضرب $\omega_t \chi$ المبينة على أساس المعطيات التجريبية ، تتخذ فى المواصفات المعمول بها مساوية للمقدار ٠,٧ ، عند تأثير الأحمال مؤقتاً ، وللمقدار ٠,٣٥ عند تأثير الأحمال بصورة مستمرة . وهكذا فعند تأثير الأحمال الوقتية نجد أن :

$$\Psi_s = 1 - 0.7 \frac{N_{c.cr}}{N} \qquad (٣ - ٣٣)$$

وعند تأثير الأحمال المستمر :

$$\Psi_s = 1 - 0.35 \frac{N_{c.cr}}{N} \qquad (٣ - ٣٤)$$

وعند تعيين Ψ_s بموجب الصيغ المذكورة ، توصى المواصفات بتعيين القوة $N_{c.cr}$ بالمقاومة المعيارية للخرسانة R_t^s ، المخفّضة بمقدار ٢٠ ٪ نتيجة لتأثير الانكماش :

$$N_{c.cr} = 0.8 R_t^s F_c \qquad (٣ - ٣٥)$$

فإذا كانت $\frac{N_{c.cr}}{N}$ أكبر من واحد ، تؤخذ فى الصيغتين (٣ — ٣٣) و (٣ — ٣٤) مساوية للواحد ، أى $\frac{N_{c.cr}}{N} = 1$.

إن العرض الكلى لفتحة الشقوق عند التأثير الموحد للأحمال الوقتية والأحمال الدائمية يساوى :

$$a_{cr} = a_{cr1} - a_{cr2} + a_{cr3} \qquad (٣ - ٣٦)$$

حيث a_{cr1} — عرض فتحة الشقوق ، الناتج عن التأثير الوقتى لكافة الأحمال والمعين بموجب الصيغة (٣ — ٢٢) وبحساب قيمة Ψ_s بموجب الصيغة (٣ — ٣٣) ؛

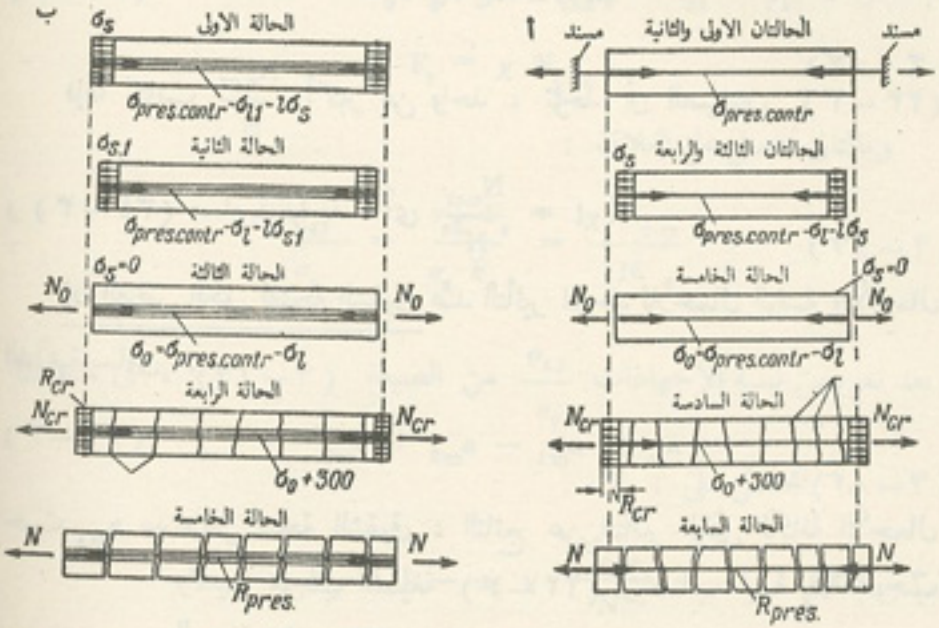
a_{cr2} — العرض الابتدائى لفتحة الشقوق ، الناتج عن قسم من الأحمال المستمرة التأثير (عند تأثيرها الوقتى) ، والمعين بموجب الصيغة (٣ — ٢٢) ، وبحساب قيمة Ψ_s بموجب الصيغة (٣ — ٣٣) ؛

a_{cr3} — عرض فتحة الشقوق ، الناتج عن التأثير المستمر لقسم من الأحمال (عند تأثيرها المستمر) ، والمعين بموجب الصيغة (٣ — ٢٢) وبحساب قيمة Ψ_s بموجب الصيغة (٣ — ٣٤) .

فى القطع المشدودة مركزيا ، والمعرضة لضغط السائل أو الواقعة فى وسط عدائى بدون عزل خاص (isolation) ، يجب ألا يزيد العرض الكلى لفتحة الشقوق على ٠,١ مم ، وفى الحالات الأخرى على ٠,٣ مم .

٣ ــ عمل القطع المشدودة مركزيا السابقة الإجهاد ، تحت تأثير الأحمال

لنبحث التغير المتوالى لحالة التشوهات والإجهادات فى القطع المشدودة مركزياً ، السابقة الإجهاد ، التى جهزت بالشد على المساند (شكل ٣ ــ ١٠ ، أ) . مساحة



شكل ٣ ــ ١٠ . مراحل تغير حالة الإجهاد والتشوه فى القطع السابقة الإجهاد المشدودة مركزيا
(أ) عند الشد على المساند ، (ب) عند الشد على الخرسانة .

المقطع الخرسانى هى F_c ، ومساحة مقطع قضبان التسليح المجهدة هى F_{pres} .

الحالة الأولى : عندما تكون القضبان الموضوعة فى القالب ، مشدودة إلى حد من الإجهادات المتحكم فيها $\sigma_{pres.contr.}$.

الحالة الثانية : عندما تكون القطعة مصبوبة وما زالت المساند تعمل على إبقاء

قضبان التسليح فى حالة الإجهاد ، لكنها فقدت قسماً من إجهاداتها σ_{l_1} (الفقدان الحاصل قبل انضغاط الخرسانة) ، أما إجهادات الفولاذ فتساوى $\sigma_{pres.contr} - \sigma_{l_1}$.

الحالة الثالثة : عندما تحصل الخرسانة على المقاومة اللازمة . تحرر قضبان التسليح من مساندها . ونتيجة لتماسك الخرسانة مع قضبان التسليح ، يتم انضغاط الخرسانة إلى اجهادات تساوى σ_c . تقصر القطعة ، وتحصل الخرسانة وقضبان التسليح على تشوهات متساوية ، أى :

$$\epsilon_c = \frac{\sigma_c}{E_c} = \epsilon_s$$

وبنتيجة انضغاط الخرسانة ، تقل الإجهادات فى قضبان التسليح بمقدار يساوى :

$$\triangle \sigma_s = \epsilon_s E_s = \frac{\sigma_c}{E_c} E_s = n \sigma_c$$

وهكذا ، فإن الإجهادات فى قضبان التسليح تساوى :

$$\sigma_{pres\text{-}contr} - \sigma_{l_1} - n\sigma_c$$

إن محصلة إجهادات الشد فى قضبان التسليح ، تعادل بمحصلة إجهادات الانضغاط فى الخرسانة ، لذلك تكون معادلة توازن القوى الداخلية فى المقاطع على الشكل التالى :

$$F_{pres.} (\sigma_{pres\text{-}contr} - \sigma_{l_1} - n \sigma_c) = F_c \sigma_c$$

الحالة الرابعة : عندما يحدث فى قضبان التسليح فقدان الإجهادات σ_{l_2} الذى يظهر بعد انضغاط الخرسانة . وتبعاً لذلك ، تنخفض إجهادات الانضغاط فى الخرسانة إلى قيمة مقدارها $\sigma_{c1} < \sigma_c$.

ولما كان لدينا $\sigma_{l_1} + \sigma_{l_2} = \sigma_l$ ، فإن قيمة الإجهادات فى قضبان التسليح تساوى :

$$\sigma_{\text{pres-contr}} - \sigma_l - n\ \sigma_{c1}$$

ويكون لمعادلة توازن القوى الداخلية فى المقاطع الشكل التالى :

$$F_{\text{pres.}}\ (\sigma_{\text{pres-contr}} - \sigma_l - n\ \sigma_{c1}) = F_c\ \sigma_{c1}$$

تحدث الحالات الأربع المذكورة قبل تحميل القطعة بالأحمال الخارجية .

والآن لنسلط قوة الشد الخارجية N على القطعة . فتستطيل القطعة تحت تأثير تلك القوة ، وبالتالى تقل إجهادات الانضغاط المسبق فى الخرسانة ، وتزداد الإجهادات فى قضبان التسليح .

وعند تعرض القطعة للأحمال ، تكون لدينا أيضاً ثلاث مراحل خاصة : المرحلة الأولى — قبل تكوّن الشقوق ، المرحلة الثانية — بعد تكوّن الشقوق ، المرحلة الثالثة — الانهيار .

الحالة الخامسة : عندما تصل قوة الشد الخارجية N إلى قيمة معينة ، تعمل إجهادات الانضغاط المسبق فى الخرسانة إلى حد الصفر ، أى تقل الإجهادات فى الخرسانة بمقدار σ_{c1} . وانطلاقاً من شرط توحد التشوهات ، تزداد الإجهادات فى قضبان التسليح بمقدار $n\sigma_{c1}$ ، أى يسترجع نقص الإجهادات ، الحاصل فى قضبان التسليح فى الحالة الثالثة ، نتيجة لانضغاط الخرسانة . أما الإجهادات فى قضبان التسليح فتساوى $\sigma_{\text{pres.contr}} - \sigma_l$.

وتكون معادلة توازن القوى الداخلية والخارجية فى المقاطع ، على الشكل التالى :

$$N = F_{\text{pres.}}\ (\sigma_{\text{pres-contr}} - \sigma_l) = F_{\text{pres.}}\ \sigma_o$$

الحالة السادسة : عند استمرار زيادة القوة الخارجية ، تظهر فى الخرسانة إجهادات شد وتزداد الإجهادات فى قضبان التسليح (المرحلة الأولى) . وعندما

تصل الإجهادات فى الخرسانة إلى حد المقاومة المؤقتة للشد (لأجل التصميم ، تؤخذ هذه الإجهادات مساوية لـ R_{cr})، تتكون فى القطعة شقوق (المرحلة الأولى—أ) . وعند تغير الإجهادات فى الخرسانة من صفر (الحالة الخامسة) إلى R_{cr} ، تزداد الإجهادات فى قضبان التسليح بمقدار ٣٠٠ كجم/سم^2 وذلك نظراً لتوحد تشوهاتها مع تشوهات الخرسانة (راجع البندين الثالث والثامن) . وهكذا ، ففى الحالة التى نبحثها الآن ، تكون الإجهادات فى قضبان التسليح مساوية لما يلى :

$$\sigma_o + 300\ \text{kg/cm}^2$$

وتكون معادلة توازن القوى الخارجية والداخلية على الشكل التالى :

$$N = N_{cr}$$

حيث

$$N_{cr} = R_{cr}\ F_c + F_{\text{pres}}\ (\sigma_o + 300) \qquad (٣٧-٣)$$

ويجرى حساب تكون الشقوق ، بموجب المرحلة الأولى—أ (الحالة السادسة) .

الحالة السابعة : بعد تكوّن الشقوق فى الخرسانة ، تقوم قضبان التسليح بمقاومة قوة الشد الخارجية فى المقطع المحتوى على شق ، أما فى الجزء الواقع بين الشقوق ، فتقوم الخرسانة وقضبان التسليح معاً ، بمقاومة تلك القوة (المرحلة الثانية) . ويجرى حساب عرض فتحة الشقوق بموجب المرحلة الثانية (الحالة السابعة) .

الحالة الثامنة : تزداد الإجهادات فى قضبان التسليح ، تبعاً للزيادة اللاحقة للقوة الخارجية ، وتتفتح الشقوق فى الخرسانة ، وتقل مقاومة الخرسانة للشد فى الأجزاء الواقعة بين الشقوق . ويتم تحمل القوة الخارجية على حساب عمل قضبان التسليح فقط . وتبدأ القطعة بالانهيار (المرحلة الثالثة) ، عندما تصل الإجهادات فى قضبان التسليح إلى قيمة (R_{pres}) القصوى .

ويجرى حساب مقاومة القطعة ، بموجب المرحلة الثالثة (الحالة الثامنة) .

إن القوة التى يتحملها المقطع قبل الانهيار ، عندما تكون مساحة قضبان التسليح المجهدة F_{pres} ، تساوى :

$$N_{sec} = R_{pres} F_{pres} \qquad (٣ - ٣٨)$$

ولغرض تصميم القطعة ، يجب اتخاذ إجهادات قضبان التسليح R_{pres} فى الصيغة (٣ — ٣٨) ، مساوية للمقاومة التصميمية .

ويتضح من مقارنة الصيغتين (٣ — ٣٨) و(٣ — ١٨) أن الإجهاد المسبق لا يؤثر على السعة الحملية للقطعة ، التى حددت فى مرحلة الانهيار ، بل يؤخر مرحلة تكون الشقوق فقط .

ويتم تغير حالة الإجهاد فى القطعة المنتجة بالشد على الخرسانة (شكل ٣ — ١٠ ، ب) ، بصورة متتابعة كما يلى :

الحالة الأولى : تمرر قضبان التسليح فى قنوات القطعة الخرسانية ، وتشد إلى الإجهادات المعينة $R_{pres.contr}$. عندئذ يحدث أول فقدان فى الإجهادات σ_{l1} . وتنضغط الخرسانة إلى حد الإجهادات σ_c . ويكون مقدار الإجهادات فى قضبان التسليح :

$$\sigma_{pres\text{-}contr} - \sigma_{l_1} - n\,\sigma_c$$

وتكون معادلة توازن القوى الداخلية فى المقاطع على الشكل التالى :

$$F_{pres}\,(\sigma_{pres\text{-}contr} - \sigma_{l_1} - n\,\sigma_c) = F_c\,\sigma_c$$

وتملأ القنوات بالملاط الأسمنتى ، وتصبح القطعة تامة الإنتاج .

الحالة الثانية : يحدث فقدان الإجهادات σ_{l_2} فى قضبان التسليح ، الذى يظهر بعد انضغاط الخرسانة . وطبقاً لذلك تقل إجهادات الانضغاط فى الخرسانة إلى حد σ_{c1} . أما الإجهادات فى قضبان التسليح فتساوى :

$$\sigma_{pres\text{-}contr} - \sigma_{l_1} - \sigma_{l_2} - n\,\sigma_{c1} = \sigma_{pres\text{-}contr} - \sigma_l - n\,\sigma_{c1}$$

وتكون معادلة توازن القوى الداخلية فى المقاطع ، على الشكل التالى :

$$F_{pres.}\,(\sigma_{pres\text{-}contr} - \sigma_l - n\,\sigma_{c1}) = F_c\,\sigma_{c1}$$

الحالة الثالثة : تسلط على القطعة قوة شدّ خارجية N ، تؤدى إلى استطالة القطعة (المرحلة الأولى) . فتزداد إجهادات الشد فى قضبان التسليح ، وتقل إجهادات الانضغاط فى الخرسانة . وعندما تصل القوة الخارجية N إلى قيمة معينة ، تصبح الإجهادات فى الخرسانة مساوية للصفر ، كما تزداد الإجهادات فى قضبان التسليح نظراً لحالة توحد التشوهات ، بمقدار $n\sigma_{c1}$ ، وتبلغ قيمتها :

$$\sigma_{pres\text{-}contr} - \sigma_l - n\,\sigma_{c1} + n\,\sigma_{c1} = \sigma_{pres\text{-}contr} - \sigma_l = \sigma_o$$

وتكون معادلة توازن القوى الخارجية والداخلية فى المقاطع على الشكل التالى :

$$N = F_{pres}\,\sigma_o$$

الحالة الرابعة : عند الزيادة التالية للأحمال ، تتعرض الخرسانة لإجهادات الشدّ . وعندما تكون القوة الخارجية $N = N_{cr}$ ، تصل إجهادات الشد فى الخرسانة إلى حد مقاومة الشد المؤقتة (للتصميم — R_{cr}) ، وتتكوّن فى القطعة شقوق (المرحلة الأولى — أ) . عند الانتقال من الحالة الثالثة إلى الحالة الرابعة ، كما ورد أعلاه ، تزداد الإجهادات فى قضبان التسليح بمقدار ٣٠٠ كجم/سم٢ ، وتبلغ قيمتها σ_o + ٣٠٠ كجم/سم٢ .

أما شكل معادلة توازن القوى الخارجية والداخلية فى المقاطع ، والتى اعتمدنا عليها فى حساب مقاومة القطعة للتشقق ، فسيكون نفس الشكل الذى هو عليه فى القطعة المشدودة على المساند (الصيغة ٣ — ٣٧) .

الحالة الخامسة : بعد تكوّن الشقوق ، تقوم قضبان التسليح وحدها بمقاومة قوة الشد الخارجية فى المقطع المحتوى على شق ، أما فى الجزء الواقع بين الشقوق ، فإن قضبان التسليح والخرسانة هى التى تقوم بالمقاومة (المرحلة الثانية) . ويقل تأثير الخرسانة المشدودة ، الواقعة بين الشقوق ، كلما زادت الأحمال .

وتقوم قضبان التسليح وحدها بمقاومة القوة الخارجية . وعندما تصل الإجهادات فى قضبان التسليح إلى قيمتها القصوى ، تبدأ القطعة بالانهيار (المرحلة الثالثة) . وتكون القوة التى يتحملها المقطع قبل الانهيار N_{sec} ، كما هى عليه فى القطعة المشدودة على المساند (الصيغة ٣ – ٣٨) .

وهكذا ، تتشابه صيغ حساب القطع السابقة الإجهاد ، المنتجة بالشدّ على المساند ، والمنتجة بالشد على الخرسانة .

حساب المقاومة

تكون مقاومة القطع المشدودة مركزيًا والسابقة الإجهاد مضمونة ، عند مراعاة الشرط التالى :

$$N \leqslant N_{sec} \qquad (٣ – ٣٩)$$

حيث N – القوة المؤثرة على القطعة نتيجة لتأثير أحمال التصميم ،

N_{sec} – القوة التى يتحملها المقطع ، والتى تعين بموجب الصيغة (٣ – ٣٨)

عندما تكون الإجهادات فى قضبان التسليح مساوية للمقاومة التصميمية :

$$N \leqslant R_{pres} F_{pres} \qquad (٣ – ٣٩ ، أ)$$

وإذا وجدت فى القطعة كذلك ، قضبان تسليح غير مجهدة مساحة مقطعها Fs ، فإنها تقاوم القوة الخارجية كذلك إلى حد الإجهادات القصوى (للتصميم – إلى المقاومة التصميمية R_s) . لذا تأخذ صيغة حساب المقاومة (السعة الحملية) ، الشكل النهائى التالى :

$$N \leqslant R_{pres} F_{pres} + R_s F_s \qquad (٣ – ٤٠)$$

إن الصيغة (٣ – ٤٠) هى صيغة عامة لكل من القطع السابقة الإجهاد ، والقطع ذات التسليح العادى ، التى يكون فيها $F_{pres} =$ صفراً ، وتتحول الصيغة (٣ – ٤٠) إلى الصيغة (٣ – ١٩أ) التى حصلنا عليها سابقاً .

حساب تكوّن الشقوق

إن مقاومة القطع المشدودة مركزيًا والسابقة الإجهاد ، للتشقق ، تكون مضمونة عند مراعاة الشرط التالى :

$$N \leqslant N_{cr} \qquad (٣ – ٤١)$$

حيث N – هى القوة الناتجة عن تأثير أحمال التصميم بالنسبة لمنشآت الدرجة الأولى لمقاومة التشقق . أما بالنسبة لمنشآت الدرجة الثانية لمقاومة التشقق ، فهى (أى N) القوة الناتجة عن تأثير الأحمال المعيارية .

N_{cr} – القوة التى تتحملها القطعة قبل تكوّن الشقوق ، والمعينة بموجب الصيغة (٣ – ٣٧) .

وبمراعاة احتمالات انحراف الإنتاج عن القيمة المعطاة للإجهاد المسبق فى قضبان التسليح σ_o ، توصى المواصفات بأخذ هذه الإجهادات الموجودة فى الصيغة(٣ – ٣٧) ، بعد تخفيضها بمقدار ١٠٪ ، وذلك بإدخال معامل ضبط الشد $m_{ex} = ٠,٩$. وبهذا الشكل ، يكون شرط مقاومة التشقق فى القطع المشدودة مركزيًا والسابقة الإجهاد ، كما يلى :

$$N \leqslant R_{cr} F_c + F_{pres} (m_{ex} \sigma_o + 300) \qquad (٣ – ٤١ ، أ)$$

حيث σ_o – الإجهاد المسبق فى قضبان التسليح ، مع أخذ كل الفقدان فى الاعتبار .

وإذا وجدت فى القطعة كذلك ، قضبان تسليح غير مجهدة ، مساحة مقطعها F_s ، وعندما تصل إجهادات الخرسانة إلى الصفر (الحالة الخامسة عند الشد على المساند، أو الحالة الثالثة عند الشد على الخرسانة) تصبح تلك القضبان منضغطة إلى إجهادات قدرها σ_s ، بسبب قصر القطعة الناتج عن انكماش وزحف الخرسانة . إن قيمة الإجهادات σ_s ، تساوى عدديًا فقدان الإجهادات فى قضبان التسليح المجهدة ، الناتج عن الانكماش والزحف :

$$\sigma_s = \sigma_1 + \sigma_2$$

عند الزيادة اللاحقة للإجهادات فى الخرسانة ، من الصفر إلى R_{cr} ، وبحكم توحد التشوهات ، تزداد الإجهادات فى قضبان التسليح غير المجهدة بمقدار ٣٠٠ كجم / سم^2 (كما فى القضبان المجهدة) . وهكذا ، فعند تكوّن الشقوق فى الخرسانة ، تكون الإجهادات فى قضبان التسليح غير المجهدة مساوية :

$$-\sigma_s + 300 \text{ kg/cm}^2$$

ويكون شرط مقاومة التشقق فى القطع المشدودة مركزيًا والسابقة الإجهاد ، مع أخذ قضبان التسليح غير المجهدة فى الاعتبار ، كما يلى :

$$N \leqslant R_{cr}F_c + F_{pres}(m_{ex}\sigma_o + 300) + F_s(300 - \sigma_s) \qquad (٣ - ٤٢)$$

ولما كانت σ_s فى جميع الحالات أكبر من ٣٠٠ كجم / سم^2 ، تكون للحد الأخير من الصيغة (٣ ــ ٤٢) علامة سالبة ، وينتج من ذلك أن قضبان التسليح غير المجهدة تقلل من مقاومة القطعة للتشقق .

البند التاسع ــ أمثلة على تصميم القطع المشدودة مركزياً

المثال الثانى :

المطلوب تحديد المساحة اللازمة لقضبان التسليح ، والتحقق من عرض فتحة الشقوق فى قطعة مشدودة مركزياً ، مع العلم بأن المقطع مستطيل وأبعاده ٢٥ × ٢٥ سم ، وقضبان التسليح مدلفنة على الساخن وذات نتوءات جانبية ، من النوع A-III ، والقوة الناتجة عن الأحمال المعيارية المستمرة التأثير هى N^s_{con} = ١٠ أطنان ، والقوة الناتجة عن الأحمال المعيارية ذات التأثير الوقتى هى N^s_{mom} = ٦ أطنان ، والقوة التصميمية الكلية = ٢٠ طناً ، ومباركة الخرسانة هى ٢٠٠ ، وأقصى عرض لفتحة الشقوق a_{cr} = ٠,٣ مم .

الحل :

من الجدول (١ ــ ١) R^s_t = ١٦ كجم / سم^2 ، ومن الجدول (٢ ــ ١)

R_{cr} = ١٠ كجم /سم^2 ، ومن الجدول (٢ ــ ٢) R_s = ٣٤٠٠ كجم / سم^2 و E_s = ٢٠٠٠٠٠٠ كجم / سم^2 .

نحدد مساحة مقطع قضبان التسليح من شرط المقاومة بموجب الصيغة (٣ ــ ٢٠) :

$$F_s = \frac{N}{R_s} = \frac{20000}{3400} = 5.88 \text{ cm}^2$$

نأخذ ٤ قضبان بقطر ١٤ مم ــ نوع A-III بمساحة F_s = ٦,١٦ سم^2 .

الأحمال المعيارية الكلية N^s = ١٠ + ٦ = ١٦ طناً .

وبموجب الصيغة (٣ ــ ١٦) لدينا :

$$N_{cr} = R_{cr}F_c + 300\,F_s = 10\times25\times25+300\times6.16 = 8100/\text{kg}$$

وبما أن N^s أكبر من N_{cr} ، إذن تتكون فى القطعة شقوق ، من الضرورى القيام بحساب عرض فتحاتها .

بموجب الصيغة (٣ ــ ٣٥) لدينا :

$$N_{c,cr} = 0.8\,R^s_t F_c = 0.8\times16\times25\times25 = 8000 \text{ kg}$$

ولتحديد l_{cr} ، نحسب قيمة μ_1 مسبقاً :

$$\mu_1 = \frac{F_s}{F_c} = \frac{6.16}{25\times25} \lesssim 0.01$$

ونحسب كذلك قيمة u :

$$u = \frac{F_s}{S} = \frac{6.16}{4\times3.14\times1.4} = 0.35$$

فى قضبان التسليح ذات النتوءات الجانبية η = ٠,٧ ،

وبموجب الصيغة (٣ ــ ٢٦) يكون :

$$l_{cr} = \frac{u}{\mu_1}\eta = \frac{0.35}{0.01}0.7 = 24.5 \text{ cm}$$

نحدد عرض فتحة الشقوق ، الناتج عن التأثير الوقتى لجميع الأحمال a_{cr1} :

بموجب الصيغة (٣ ــ ٣٣) لدينا :

$$\Psi_s = 1 - 0.7 \frac{N_{c.cr}}{N} = 1 - 0.7 \frac{8000}{16000} = 0.65$$

وبموجب الصيغة (٣ – ٢٣) :

$$\sigma_s = \frac{N_s}{F_s} = \frac{16000}{6.16} = 2600 \text{ kg/cm}^2$$

وبموجب الصيغة (٣ – ٢٢) :

$$a_{cr1} = \Psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} l_{cr} = 0.65 \frac{2600}{2000\,000} 24.5 = 0.021 \text{ cm}$$

نحدد عرض فتحة الشقوق ، الناتج عن التأثير الوقتي للأحمال المستمرة (الدائمية) :

بموجب الصيغة (٣ – ٣٣) لدينا :

$$\Psi_s = 1 - 0.7 \frac{N_{c.cr}}{N} = 1 - 0.7 \frac{8000}{10\,000} = 0.44$$

وبموجب الصيغة (٣ – ٢٣) :

$$\sigma_s = \frac{N^s}{F_s} \frac{10\,000}{6.16} = 1630 \text{ kg/cm}^2$$

وبموجب الصيغة (٣ – ٢٢) :

$$a_{cr2} = \Psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} l_{cr} = 0.44 \frac{1630}{2000\,000} 24.5 = 0.009 \text{ cm}$$

نحدد العرض الكلي لفتحة الشقوق ، الناتج عن الأحمال ذات التأثير المستمر :

بموجب الصيغة (٣ – ٣٤) لدينا :

$$\Psi_s = 1 - 0.35 \frac{N_{c.cr}}{N} = 1 - 0.35 \frac{8000}{10000} = 0.72$$

$$\sigma_s = 1630 \text{ kg/cm}^2$$

بموجب الصيغة (٣ – ٣٤) :

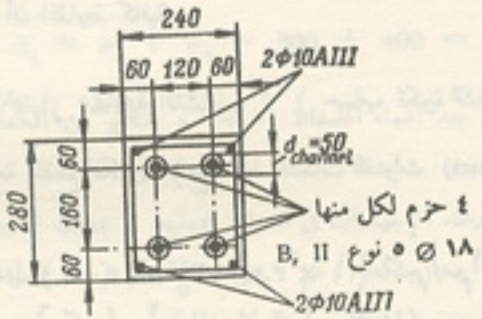
$$a_{cr3} = \Psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} l_{cr} = 0.72 \frac{1630}{2000\,000} 24.5 = 0.014 \text{ cm}$$

والعرض الكلي (الإجمالي) لفتحة الشقوق ، بموجب الصيغة (٣ – ٣٦) يساوي :

$$a_{cr} = a_{cr1} - a_{cr2} + a_{cr3} = 0.021 - 0.009 + 0.014 =$$
$$= 0.026 \text{ cm} = 0{,}26 \text{ mm} < 0.3 \text{ mm}$$

وهذا العرض الإجمالي هو أصغر من ٠٫٣ م ، (٠٫٣ > ٠٫٢٦) .

المثال الثالث : يراد مراجعة المقاومة القصوى ومقاومة التشقق للضلع (الوتر) السفلي المشدود مركزيًا والسابق الإجهاد ، لجملون من الخرسانة المسلحة طوله ٢٤ متراً ، مقطع الضلع مبين في الشكل (٣ – ١١) . يتكون فولاذ التسليح المجهد من أربع حزم من الأسلاك العالية المقاومة ،



شكل ٣ – ١١

ذات نتوءات جانبية ، وتتألف كل حزمة من ١٨ سلكاً ، يبلغ قطر كل منها ٥ م ، منتجة من الفولاذ نوع Br - II ، وموضوعة داخل قنوات ذات سطح خرساني ، تم تكوينها بواسطة مكوّن قنوات لدن ، ويبلغ قطر القناة ٥٠ م . وتتكون قضبان التسليح غير المجهدة من ٤ قضبان بقطر ١٠ م – نوع A - III . ماركة الخرسانة ٥٠٠ . وقد تم شد قضبان التسليح عند قيمة مقاومة المكعب $R = R_o$. الإجهادات المتحكم فيها هي $\sigma_{pres.contr}$ = ١١٠٠٠ كجم/سم٢ . القوة الموجودة في الضلع ، الناتجة عن تأثير أحمال التصميم هي N = ١٣٠ طناً ، والناتجة عن تأثير الأحمال المعيارية هي N^s = ١٠٨ أطنان .

الحل :

(أ) اختبار المقاومة :

$$F_{pres} = 4 \times 0.196 \times 18 = 4 \times 3.53 = 14.12 \text{ cm}^2$$

$$F_s = 4 \times 0.785 = 3.14 \text{ cm}^2$$

بموجب الجدول (٢ – ٢) لدينا : $R_{pres} = 9500$ كجم/سم^2 ، و $R_s = 3400$ كجم/سم^2 .

والسعة الحملية للمقطع بموجب الصيغة (٣ – ٤٠) تساوى :

$$N_{sec} = R_{pres} F_{pres} + R_s F_s = 9500 \times 14.12 +$$

$$+ 3400 \times 3.14 = 144 \times 800 \text{ kg} = 144.8 \text{ t}$$

وبموجب الشرط (٣ – ٣٩) :

$$N \leqslant N_{sec} \quad ; \quad 130 < 144.8$$

نستنتج من ذلك أن المقاومة كافية .

(ب) اختبار مقاومة التشقق : (حساب تكون الشقوق) .

نحدد مساحة المقطع المكافئ (مع أخذ فتحات القنوات (duct) فى الاعتبار ويرمز إلى مساحتها F_{duct}) .

بموجب الجدول (١ – ٢) : $E_c = 3{,}8 \times 10^5$ كجم/سم^2 ، وبموجب الجدول (١ – ٤) : $E_s = 1{,}8 \times 10^6$ كجم/سم^2 (لقضبان التسليح المجهدة) ، و $E_s = 2 \times 10^6$ كجم/سم^2 (لقضبان التسليح غير المجهدة) .

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{1.8 \times 10^6}{3.8 \times 10^5} = 4.75 \; ; \; n_1 = \frac{2 \times 10^6}{3.8 \times 10^5} = 5.25 ;$$

$$F_{tr} = F - F_{duct} + n F_{pres} + n_1 F_s = 24 \times 28 - 4 \frac{3.14 \times 5^2}{4} +$$

$$+ 4.75 \times 14.12 + 5.25 \times 3.14 = 672 - 78 + 67 + 16 = 677 \text{ cm}^2$$

إن الفقدان الأول فى الإجهاد المسبق ، الذى يحصل قبل انتهاء انضغاط الخرسانة يساوى :

الفقدان الناتج عن تشوه المثبتين (وانضغاط الحلقات) .

بموجب الصيغة (٢ – ٦) عندما تكون $\lambda_1 = \lambda_2 = 1{,}0$ سم يساوى :

$$\sigma_4 = (\lambda_1 + \lambda_2) \frac{E_s}{l} = 2 \times 0.2 \frac{1.8 \times 10^6}{2400} = 300 \text{ kg/cm}^2$$

والفقدان الناتج عن احتكاك قضبان التسليح بجدران القنوات : بما أن الحزم مستقيمة ، إذن θ = صفراً ، $\mu \theta$ = صفراً .

بموجب الجدول (٢ – ٤) : $k = 0{,}0015$. عند شدّ الحزم من طرف واحد $x = 24$ م .

$$kx + \mu \theta = 0.0015 \times 24 = 0.036 < 0.1$$

وبموجب الصيغة (٢ – ٧) :

$$\sigma_5 = \sigma_o (kx + \mu \theta) = 11.000 \times 0.036 = 400 \text{ kg/cm}^2$$

القيمة الإجمالية للفقدان الأول تساوى :

$$\sigma l_1 = \sigma_4 + \sigma_5 = 300 + 400 = 700 \text{ kg/cm}^2$$

الفقدان الثانى ، الحاصل بعد انتهاء انضغاط الخرسانة : الناتج عن انكماش الخرسانة وهو $\sigma_1 = 300$ كجم / سم^2 .

نحدد الفقدان الناتج عن استرخاء الإجهادات فى قضبان التسليح ، بموجب الصيغة (٢ – ٥) ، بتحديدنا مسبقاً قيمة $R_s^s = 15000$ كجم / سم^2 بموجب الجدول (١ – ٤) ، وباتخاذنا $\sigma_o = \sigma_{pres.\,contr}$ نجد أن :

$$\sigma_3 = (0.27 \frac{\sigma_o}{R_s^s} - 0.1) \sigma_o = (0.27 \frac{11000}{15000} - 0.1) 11000 = 1100 \text{ kg/cm}^2$$

ولتعيين الفقدان الناتج عن زحف الخرسانة ، نحسب الإجهادات فى الخرسانة عند الانضغاط • أن قوة الانضغاط مع أخذ الفقدان الأول فى الاعتبار ، تساوى :

$$N_{o1} = F_{pres} (\sigma_{bres.contr} - \sigma l_1) = 14.12 \; (11000 - 700) = 145400 \text{ kg}$$

ولما كانت القطعة مركزية الانضغاط ، نحصل بموجب الصيغة (٢ – ١٢) على :

$$\sigma_c = \frac{N_{o1}}{F_{tr}} = \frac{145400}{677} = 215 \text{ kg/cm}^2$$

الإجهادات فى الخرسانة هى $\sigma_c < 0{,}5\, R_o = ٢٥٠$ كجم/سم^٢ ، لذا تحدد الفقدان الناتج عن الزحف بموجب الصيغة (٢ – ٣ ، أ) ، بجعل الحد الثانى داخل الأقواس القائمة الزاوية ، مساوياً للصفر ، وبأخذ $k = ١$ و $\frac{R}{R_o} = ١$:

$$\sigma_2 = 0.75 \frac{kE_s R}{E_c R_c} \sigma_c = 0.75 \frac{1.8 \times 10^6}{3.8 \times 10^5} 215 = 760 \text{ kg/cm}^2$$

[كان من الممكن كذلك تحديد الفقدان الناتج عن الزحف بموجب الصيغة التقريبية (٢ – ٤ ، أ) :
$\sigma_2 = 0.06\, \sigma_o = 0.06 \times 11000 = 660$ / kg cm^2]

القيمة الإجمالية للفقدان الثانى تساوى :

$$\sigma_{l2} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = 300 + 760 + 1100 = 2160 \text{ kg/cm}^2$$

والقيمة الكلية للفقدان تساوى :

$$\sigma l = \sigma l_1 + \sigma l_2 = 700 + 2160 = 2860 \text{ kg/cm}^2$$

والإجهادات فى قضبان التسليح عندما تصل إجهادات الخرسانة إلى الصفر هى :

فى قضبان التسليح المجهدة :

(شد)

$$\sigma_o = \sigma_{pres.contr} - \sigma_l = 11000 - 2860 = 8140 \text{ kg/cm}^2$$

فى قضبان التسليح غير المجهدة :

(انضغاط)

$$\sigma'_s = \sigma_1 + \sigma_2 = 300 + 760 = 1060 \text{ kg/cm}^2$$

أما القوة التى يتحملها المقطع قبل تكوّن الشقوق ، وبموجب الصيغة (٣ – ٤٢) ، عندما تكون $m_{ex} = ٠{,}٩$ ، $R_{cr} = ١٩{,}٥$ كجم/سم^٢ (الجدول ٢ – ٢) فتساوى :

$$N_{cr} = R_{cr} F_c + F_{pres} (m_{ex} \sigma_o + 300) + F_s (300 - \sigma_s) =$$

$$= 19.5 \times 677 + 14.12 (0.9 \times 8140 + 300) + 3.14 (300 - 1060) =$$

$$= 13200 + 107680 - 2380 = 118500 \text{ kg} = 118{,}5 \text{ t}$$

إن القطعة تنتمى إلى الدرجة الثانية لمقاومة التشقق ، لذا يكون الشرط (٣ – ٤١) على الشكل التالى :

$$N^s \leqslant N_{cr}$$

أى ١٠٨ أطنان أقل من ١١٨,٥ طن . إذن تكون مقاومة التشقق مضمونة .

الفصل الرابع

القطع المعرضة للانحناء (Bending members)

البند العاشر – معلومات عن تصميم القطع المعرضة للانحناء

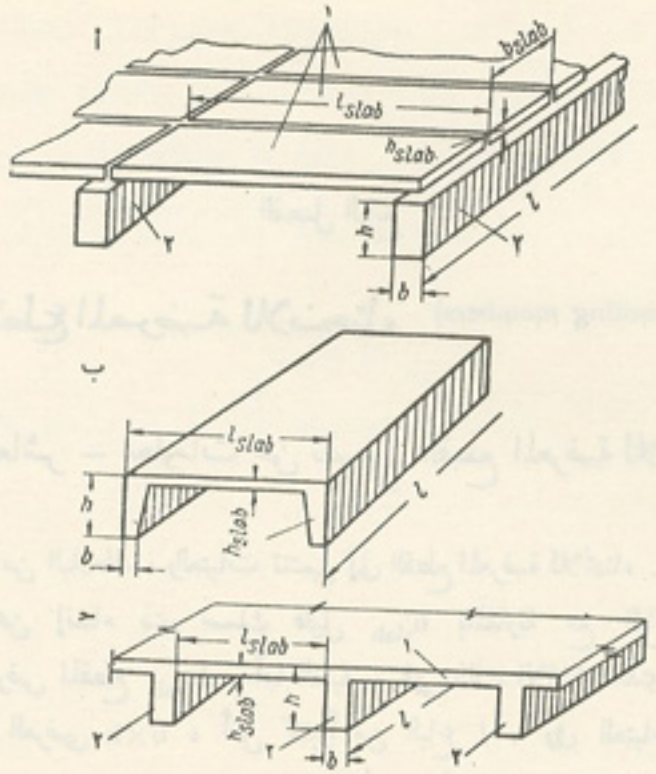
إن كلا من البلاطات والعتبات تنتمى إلى القطع المعرضة للانحناء . والبلاطة ، هى عبارة عن إنشاء ذى سمك قليل h_{slab} بالمقارنة مع الباع (span) l_{slab} ومع عرض المقطع b_{slab} . أما العتبة ، فهى ذلك الإنشاء الذى تكون فيه أبعاد المقطع العرضى $b \times h$ ، أقل كثيراً من الباع l . وفى العتبات عادة ، يبلغ ارتفاع المقطع h قيمة تتراوح بين $\frac{1}{8} l$ و $\frac{1}{20} l$ كما يتراوح عرض المقطع بين 0.50h, 0.25 h .

ويمكن استخدام البلاطات والعتبات كقطع إنشائية مستقلة بذاتها (شكل ٤ – ١ ، أ) . وفى كثير من أنواع المنشآت ، تستخدم العتبات والبلاطات مجتمعة مع بعضها البعض (شكل ٤ – ١ ، ب ، جـ) .

وقد تكون البلاطات والعتبات ذات باع واحد أو ذات أبواع متعددة (عتبة أو بلاطة متواصلة) .

١ – البلاطات (Slabs)

يؤخذ سمك البلاطات الخرسانية المسلحة عادة كعدد صحيح من السنتيمترات ، وقد يتراوح بين ٦ و ١٠ سم وأكثر . أما سمك البلاطات فى الأجزاء الهيكلية أو الألواح (panels) المجمعة أو السابقة الصنع ، فيكون

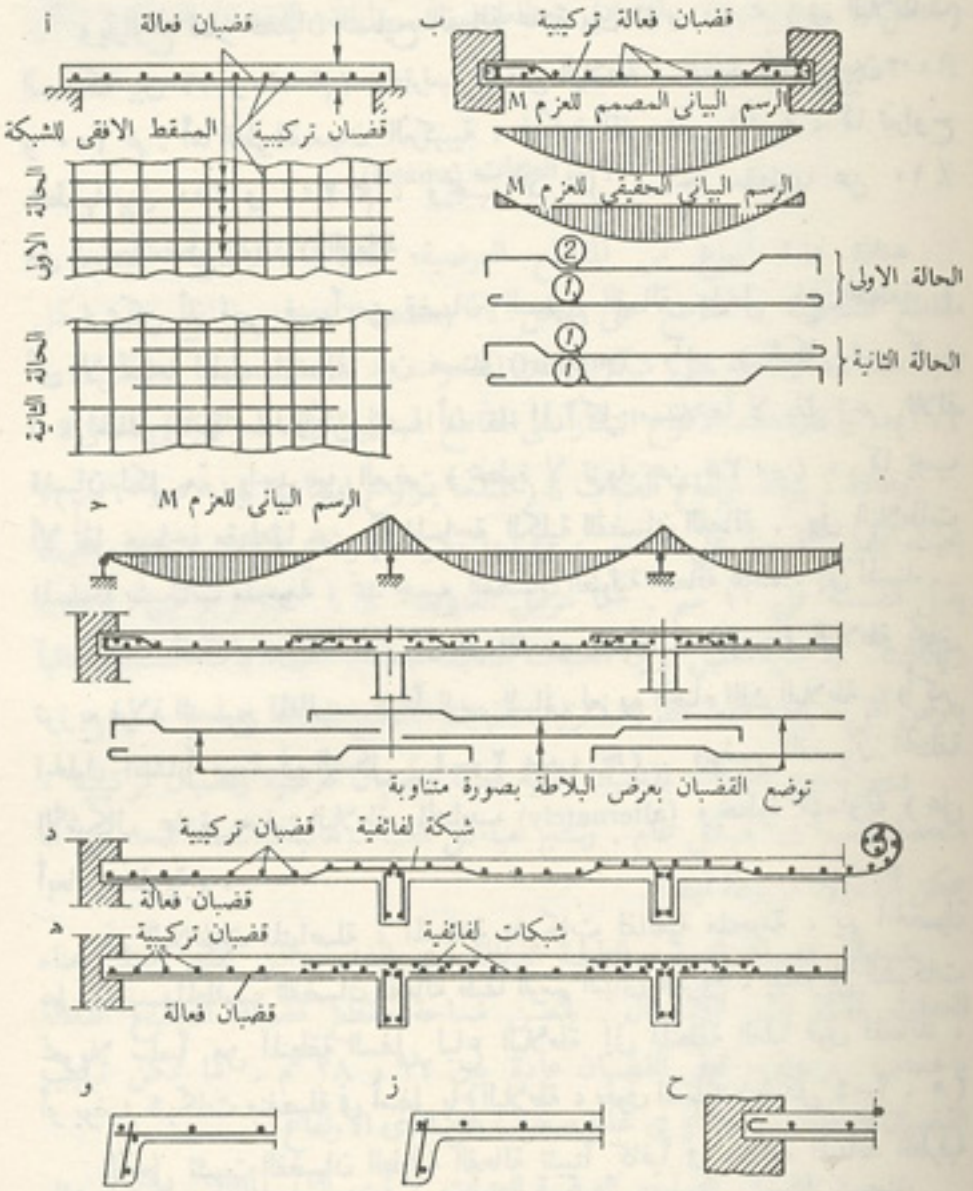


شكل ٤ – ١ . القطع الخرسانية المسلحة المعرضة للانحناء
١ – بلاطة ، ٢ – عتبة

قليلا للغاية ويتراوح بين ٢٥ و ٤٠ مم .

وتسلح البلاطات على الأغلب بشبكات ملحومة من قضبان مرتبة (موضوعة) فى اتجاهين متعامدين مع بعضهما البعض . ويبين الشكل (٤ – ٢) كيفية تسليح البلاطات الخرسانية المسلحة . وتدعى القضبان الموضوعة على امتداد القطعة ، بالقضبان الشغالة أو الفعالة (effective bars) ، أما القضبان الموضوعة فى الاتجاه العمودى ، فتدعى بالقضبان الثانوية أو التركيبية (spacing or installation bars) . إن القضبان الفعّالة تتحمل قوى الشد ، التى تظهر فى مقطع البلاطة عند انحنائها تحت تأثير الأحمال . أما القضبان التركيبية ، التى باتحادها مع القضبان الفعالة تكوّن الشبكة ، فتحافظ على الوضع

الصحيح للقضبان الفعالة عند صب الخرسانة ، وتتحمل القوى غير المأخوذة فى الاعتبار عند التصميم الناتجة عن انكماش الخرسانة وتغير درجة الحرارة . وتحت



شكل ٤ – ٢ . تسليح البلاطات الخرسانية المسلحة

تأثير الأحمال الموضعية (local loads) تقوم القضبان التركيبية بتوزيع تلك الأحمال على معظم مساحة البلاطة . وفى بعض الحالات* ، تسلح البلاطات بشبكات ذات قضبان فعالة فى كلا الاتجاهين .

ويتراوح قطر قضبان التسليح الفعالة عادة بين ٣ و ١٠ مم (فى البلاطات السميكة بين ١٢ و ١٦ مم) ، وترتب بعرض البلاطة ، بخطوة تتراوح بين ١٠٠ و ٢٠٠ مم . أما قطر القضبان التركيبية ، فيكون أقل بعض الشيء ، كما تتراوح خطوتها بين ٢٥٠ و ٣٠٠ مم ، ويجب ألا تقل مساحة مقطعها عن ١٠ ٪ من مساحة مقطع القضبان الفعالة .

ويمكن أن تنهى قسماً من قضبان التسليح الفعالة داخل باع القطعة ، أى لا نمدها لطول المسافة بين مسند (support) وآخر (شكل ٤ — ٢ ، أ ، الحالة الثانية) ، ولكن يجب أن نمد إلى كل مسند ما لا يقل عن ثلاثة قضبان لكل متر واحد من العرض (بخطوة لا تزيد عن ٣٥ سم) ، كما يجب ألا تقل مساحة مقطعها عن $\frac{1}{3}$ المساحة الكلية للقضبان الفعالة . وفى البلاطات المسلحة بشبكات ملحومة ، تمد جميع القضبان الطولية الفعالة عادة ، إلى المسند .

وهناك أشكال مختلفة للقضبان الفعالة فى الشبكات المربوطة للبلاطة تحقق توزيع فولاذ التسليح المطلوب طبقاً للرسم البيانى لعزوم انحناء تلك البلاطة . وأكثر الحلول انتشاراً مبينة فى الشكل (٤ — ٢ ب ، ج) . وتوضع القضبان المختلفة الأشكال عادة بعرض البلاطة بالتناوب (alternately) وبخطوة متساوية (على أبعاد متساوية) .

وفى البلاطات المتواصلة ، المسلحة بشبكات لفائفية ملحومة ، يتم الحصول على الترتيب المطلوب للقضبان الفعالة طبقاً للرسم البيانى للعزوم ، بتحويل الشبكات تحويلا سلساً من المنطقة السفلى لباع البلاطة إلى المنطقة العليا فوق المساند ، أو بوضع شبكات منفصلة فى أسفل باع البلاطة ، وفوق المساند (شكل ٤—٢ ، هـ) ولأجل تثبيت القضبان الطولية الفعالة تثبيتاً كافياً فى منطقة المساند الطرفية

* عندما تعمل البلاطة على الانحناء فى اتجاهين (راجع الفصل الثامن) .

الحرة ، تزود نهايات قضبان الشبكات المربوطة ، بخطاطيف ، وتوضع الشبكات الملحومة ، بحيث يعبر ولو قضيب عرضى واحد ، حافة المسند (شكل ٤ — ٢ ، و) . فإذا لم يعبر حافة المسند قضيب عرضى ، يجب عندئذ لحم قضيب عرضى إضافى (شكل ٤ — ٢ ، ز) ، أو عمل خطاطيف فى نهايات القضبان الفعالة (شكل ٤ — ٢ ، ح) .

٢ — العتبات (Beams)

هناك عدة أنواع من المقاطع العرضية للعتبات الخرسانية المسلحة : مقاطع مستطيلة ، مقاطع على شكل T (T-beam) ، مقاطع على شكل I (I-beam) ومقاطع على شكل المعين المنحرف — trapeziform (شكل ٤ — ٣ ، أ) . وأكثر هذه الأنواع انتشاراً هى المقاطع المستطيلة والمقاطع التى على شكل T .

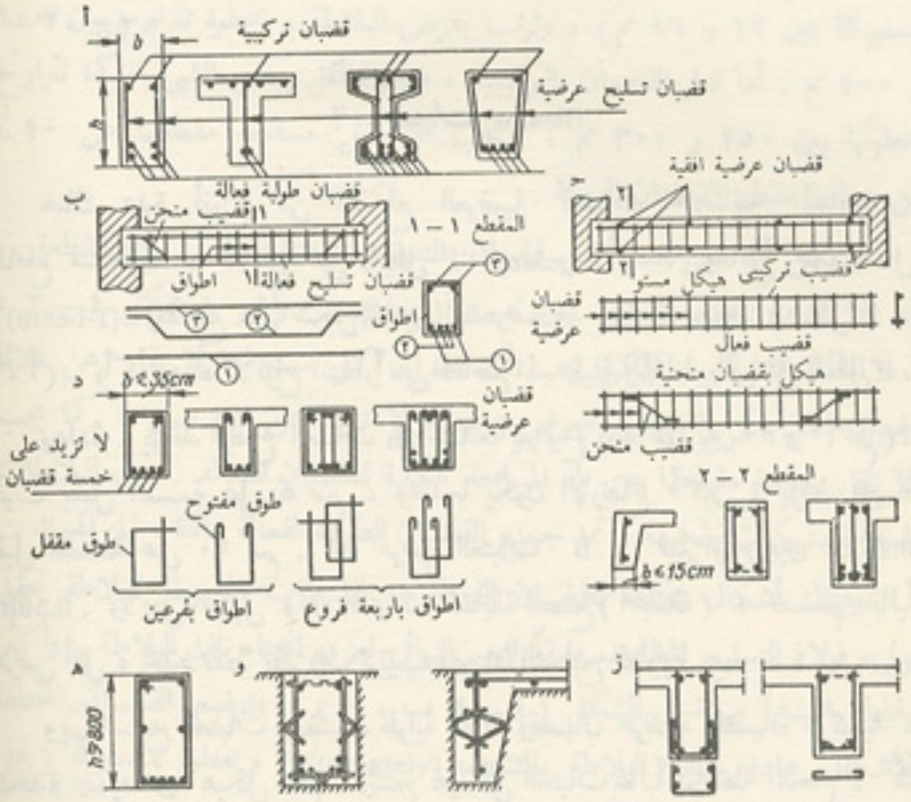
وعادة ، يؤخذ ارتفاع العتبات h (عندما يتراوح ارتفاعها بين ٥٠ و ٦٠ سم) ، بحيث يقبل القسمة على ٥ سم ، وعندما يكون الارتفاع أكبر ، يؤخذ بحيث يقبل القسمة على ١٠ سم . أما عرض العتبات b ، فيتراوح بين 0.25 h و 0.50h . ولأجل تقليل وزن العتبات السابقة الصنع (المجمعة) ، تصمم غالباً بعرض أقل ، يحدد فقط بظروف ترتيب قضبان التسليح الطولية .

ويتم تسليح العتبات بقضبان طولية فعالة وقضبان عرضية وقضبان تركيبية ، متحدة جميعاً فى هيكل عام . وتنتج هياكل العتبات غالباً بواسطة اللحام ، كما يمكن أن تكون مربوطة أيضاً .

تتحمل قضبان التسليح الطولية الفعالة قوى الشد ، التى تظهر عند انحناء العتبات تحت تأثير الأحمال . وتعيّن مساحة مقطع قضبان التسليح الفعالة بالحساب . ويتراوح قطر القضبان عادة بين ١٢ و ٢٨ مم . كما يمكن ترتيب القضبان فى صف واحد أو فى عدة صفوف على مدى الارتفاع .

وتتحمل **قضبان التسليح العرضية للعتبات** ، قوى الشد المائلة . وتكون مثل هذه القضبان فى الهياكل المربوطة ، عبارة عن أطواق أو قضبان منحنية

(bent-up bars) كما فى الشكل (٤ – ٣ ، ب) ، وفى الهياكل الملحومة ، عبارة عن قضبان عرضية وأحياناً قضبان منحنية ، ملحومة مع القضبان الطولية الفعالة ومع القضبان التركيبية (شكل ٤–٣ ، جـ) . وفى حالات خاصة تزود القطع المعرضة للانحناء بأطواق مائلة . والأطواق (القضبان العرضية للهياكل)



شكل ٤ – ٣ . تسليح العتبات الخرسانية المسلحة

كفيلة أيضاً بتحقيق الارتباط بين منطقتى الانضغاط والشد فى العتبة ، والعمل على توحيد جميع قضبان التسليح فى هيكل فراغى واحد . وقد تكون الأطواق إما مقفلة أو مفتوحة (شكل ٤ – ٣ ، د) . فى العتبات المستطيلة المقطع ، توضع دائماً أطواق مقفلة .

وقطر الأطواق فى العتبات التى يبلغ ارتفاعها حتى ٨٠ سم يجب ألا يقل عن

٦ مم ، وفى العتبات التى يزيد ارتفاعها على ذلك ، لا يقل عن ٨ مم . أما قطر القضبان العرضية للهياكل فيحدد بواسطة الحساب ، وفى هذه الحالة يحدد القطر الأصغر بموجب شروط اللحام طبقاً لمعطيات الجدول (١ – ٥) . وتحدد المسافة بين الأطواق أو بين القضبان العرضية للهياكل بطول العتبة (الخطوة) ، بواسطة الحساب أو تعيّن إنشائيًا (راجع البند الثالث عشر) .

إن **القضبان التركيبية** فى العتبات ضرورية لتحضير هيكل التسليح ولتحمل القوى غير المحسوبة ، الناتجة عن انكماش الخرسانة وعن تغيّر درجة الحرارة . وعند رفع العتبات السابقة الصنع ووضعها على الركيزة (pile) ، تعمل القضبان التركيبية أحياناً عمل القضبان الفعالة . ويؤخذ قطر القضبان التركيبية فى الهياكل الملحومة ، بحيث يكون أكبر من قطر القضبان العرضية بمقدار يتراوح بين مليمترين وأربعة مليمترات ، كما يتراوح قطر القضبان التركيبية فى الهياكل المربوطة عادة ، بين ١٠ و ١٢ مم .

وتزود العتبات التى يزيد ارتفاعها على ٧٠ سم ، بقضبان طولية إضافية بحافتيها الجانبيتين (شكل ٤–٣، هـ)، على أبعاد (بامتداد الارتفاع) لا تتجاوز ٤٠ سم . ويجب ألا تقل مساحة مقطع تلك القضبان عن ٠,١ ٪ من مساحة المقطع العرضى للعتبة .

وللحصول على تماسك كاف بين قضبان التسليح الطولية الفعالة وبين الخرسانة، وعلى صب جيّد النوعية (بدون فراغات وفجوات) ، يجب ألا تقل المسافة الخالصة بين تلك القضبان المذكورة عن قطرها ، ولا تقل عن ٢٥ مم لقضبان التسليح السفلى وعن ٣٠ مم لقضبان التسليح العليا .

وعادة تحتوى العتبات المسلحة بهياكل ملحومة مستوية ، عندما يكون عرضها قليلا (حتى ١٥٠ مم) ، على هيكل واحد فى المقطع (شكل ٤ – ٣، جـ) . وعندما يكون عرض العتبات أكبر من ذلك وتكون الأحمال كبيرة ، يوضع هيكلان أو ثلاثة هياكل ، متصلة مع بعضها فى هيكل فراغى عام بواسطة قضبان أفقية عرضية تلحم على مسافات تتراوح بين متر واحد أو متر ونصف المتر

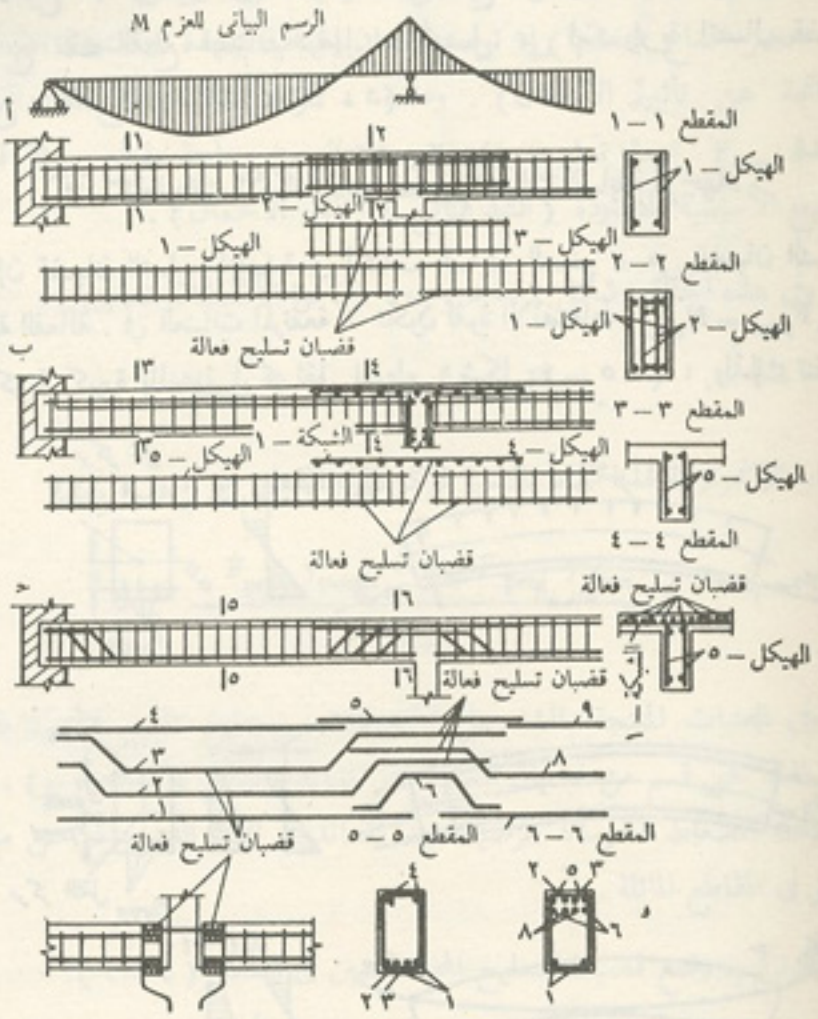
(٤ – ٣ جـ ، مقطع ٢ – ٢ ، المنقط) . وتسلح شفتا العتبات التى على شكل T ، بشبكة توضع فوق هياكل الضلع (شكل ٤ – ٣، أ) .

ونحصل على السمك اللازم للطبقة الواقية بلحم قضبان مقوسة خاصة مع الهياكل ، تكون مستندة إلى القالب (شكل ٤ – ٣،و) ، وكذلك بإطالة بعض القضبان العرضية (بطول الهيكل) ، لتستند إلى قاعدة القالب .

ولأجل تقوية الخرسانة المنضغطة فى العتبات ، يمكن فى بعض الحالات – بموجب التصميم – وضع قضبان تسليح طولية منضغطة . ولمنع (تلافى) التحدبات الجانبية للقضبان المنضغطة فى العتبات المسلحة بهياكل مربوطة ، توضع أطواق مقفلة ، يتم فى هذه الحالة ترتيبها بخطوة لا تزيد على ١٥ ضعف قطر القضبان الطولية المنضغطة . أما فى العتبات المسلحة بهياكل ملحومة ، فيتم تلافى التحدبات الجانبية للقضبان الطولية المنضغطة بوضع شبكة منحنية على هيئة مجرى مفتوح (trough) ، أو بوضع شبكة أفقية مع خطاطيف (hooks) فى أطراف القضبان العرضية (شكل ٤ – ٣، ز) .

ومن الضرورى الحصول على تثبيت جيد للقضبان الطولية الفعالة عند المساند الطرفية الحرة للعتبات ، وذلك بمد القضبان فيما وراء حافة المسند لمسافة كافية ، أو بتجهيز مثبتات (راجع البند الثالث عشر) . ويمكن أن تنقطع القضبان الطولية الفعالة بسبب تناقص عزم الانحناء بطول العتبة . ويجب ألا تقل مساحة القضبان الطولية الممتدة إلى المساند أو الداخلة فى منطقة الانضغاط ، عن ٥٠٪ من مساحة فولاذ التسليح من المقطع الذى يحتوى على أكبر عزم انحناء . وعندما يكون عرض العتبة ١٥ سم وأكثر ، يوصل ما لا يقل عن قضيبين طوليين فعالين حتى المساند . وتحتوى العتبات المتواصلة (شكل ٤ – ٤) ، طبقاً لطبيعة الرسم البيانى لعزوم الانحناء ، على قضبان تسليح طولية مشدودة توضع من أسفل امتداد العتبات ، ومن أعلى عند المساند الوسطى . ويمكن أن تجهز قضبان التسليح المشدودة عند مساند العتبات المتواصلة على هيئة هياكل توضع قضبانها الفعالة إلى أعلى (شكل ٤ – ٤،أ) ، أو على هيئة شبكات (شكل ٤ – ٤،ب) .

وفى العتبات المتواصلة المسلحة بهياكل مربوطة (شكل ٤ – ٤،جـ) تنتج قضبان التسليح المشدودة العليا فوق المساند ، بطريقة حتى قسم من القضبان من



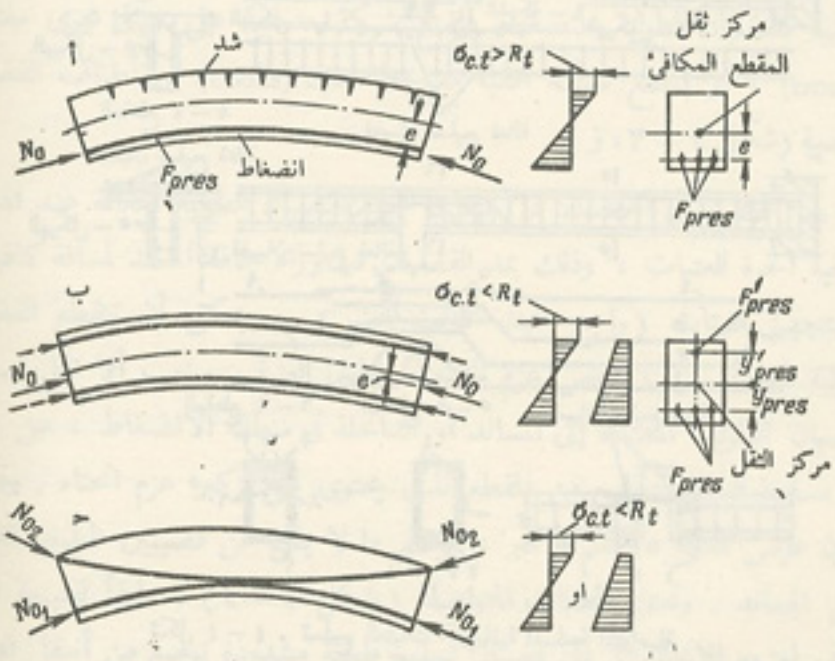
شكل ٤ – ٤ . تسليح العتبات الخرسانية المسلحة المتواصلة

امتداد العتبة إلى المنطقة العليا (بزاوية ٤٥°) ووضع قضبان إضافية مستقيمة . إن الأجزاء المائلة من القضبان المحنية ، بالاشتراك مع الأطواق ، تتحمل قوى الشد المائلة .

وفى العتبات المتواصلة السابقة الصنع، المجمعة من عتبات مستقلة ذات باع واحد ، تدخل قضبان التسليح الطولية المشدودة العليا فى تركيب هياكل كل باع من الأبواع ، وتحتوى فى أطرافها على قطع فولاذية ملحومة . وبعد أن نلحم مع تلك القطع قضبان الوصل ، نحصل على استمرارية اتصال قضبان التسليح عند المساند (شكل ٤ — ٤ ، د) .

٣ — المعلومات الأساسية عن تصميم العتبات السابقة الإجهاد

إن قضبان التسليح المجهدة فى العتبات السابقة الصنع ، هى قضبان التسليح الطولية الفعالة . فى العتبات المرتفعة ، تكون لقوة الانضغاط $\sigma_o F_{pres} = N_{com}$ ، لاتمركزية كبيرة بالنسبة لمركز ثقل المقطع (شكل ٤ — ٥ ،أ) ، ولذلك تتقوس



شكل ٤ — ٥ . حالة الإجهاد فى القطعة السابقة الإجهاد المعرضة للانحناء ، عند صنعها

العتبة تقوساً حاداً عند الانضغاط مع تكون شقوق فى منطقة الانضغاط المقبلة . وعند العمل التالى تحت تأثير الأحمال ، تنسد تلك الشقوق . وكما أثبتت الأبحاث

التجريبية لا تؤثر هذه الشقوق على السعة الحملية للعتبة ، ولكنها تقلل من جسوءة العتبة ومن مقاومتها للتشقق بعض الشيء . لذا يستبعد تكون الشقوق فى منشآت الدرجة الأولى لمقاومة التشقق . ولأجل استبعاد تكوّن الشقوق عند الانضغاط (أو حصر اتساع فتحاتها) ، توضع قضبان إضافية مجهدة فى منطقة الانضغاط (الناتجة عن تأثيرات الأحمال) . وعادة ، تؤخذ مساحة مقطع تلك القضبان المجهدة F_{pres} بحيث تتراوح بين ٢٠ و ٢٥ ٪ من مساحة مقطع F_{pres} قضبان التسليح الأساسية المشدودة (الشد الناتج عن تأثير الأحمال) .

وفى هذه الحالة (شكل ٤ — ٥ ،ب) فإن قوة الانضغاط تساوى :

$$N_{com} = \sigma_o F_{pres} + \sigma'_o F'_{pres} \qquad (٤ - ١)$$

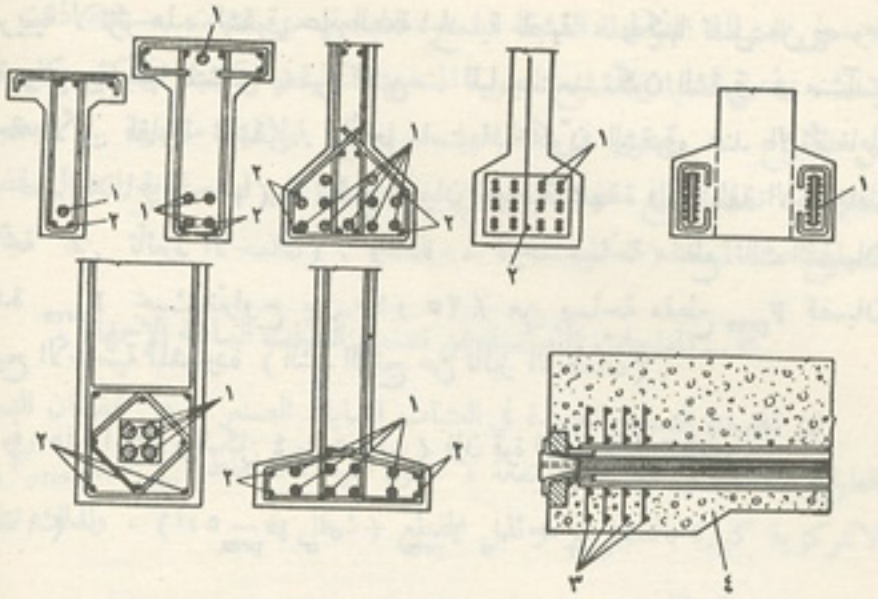
ومقدار اللاتمركزية لهذه القوة بالنسبة لمركز ثقل المقطع هو :

$$e = \frac{\sigma_o F_{pres} y_{pres} - \sigma'_o F'_{pres} y'_{pres}}{N_{com}} \qquad (٤ - ٢)$$

وفى العتبات المنتجة بالشد على الخرسانة ، نستطيع تقليل لاتمركزية قوة الانضغاط بحنى قسم من قضبان التسليح نحو المساند (شكل ٤ — ٥ ، ج) ، ويتم عند ذلك انضغاط الخرسانة عرضياً عند المساند ، الأمر الذى يرفع من مقاومة التشقق فى المقاطع المائلة .

إن ترتيب وضع قضبان التسليح المجهدة مبين فى الشكل (٤ — ٦).

وتؤخذ المسافة بين قضبان التسليح المجهدة بحيث لا تقل عن قطر القضبان ولا تقل عن ٢٥ مم ، وإذا وضعت قضبان التسليح داخل قنوات يجب ألا تقل تلك المسافة عن قطر القناة . ويمكن وضع أسلاك تسليح العتبات عند الشد على المساند ، على هيئة صفوف (ربطات) بدون فواصل بين الأسلاك المنفردة . وللحصول على تماسك جيد مع الخرسانة ، تؤخذ المسافة بين الصفوف بحيث لا تقل



شكل ٤ – ٦ . ترتيب قضبان التسليح فى العتبات السابقة الإجهاد

١ – قضبان تسليح مجهدة ، ٢ – قضبان تسليح غير مجهدة ، ٣ – شبكات ،
٤ – تثخين المقطع فى القسم الواقع على المسند

عن ١٥ مم . وإذا وزعت الأسلاك فى الصفوف على هيئة أزواج (زوجيًا) ، فيجب ألا تقل المسافة بين زوج وآخر عن ٥ مم ، وألا تقل المسافة بين الصفوف عن ١٠ مم .

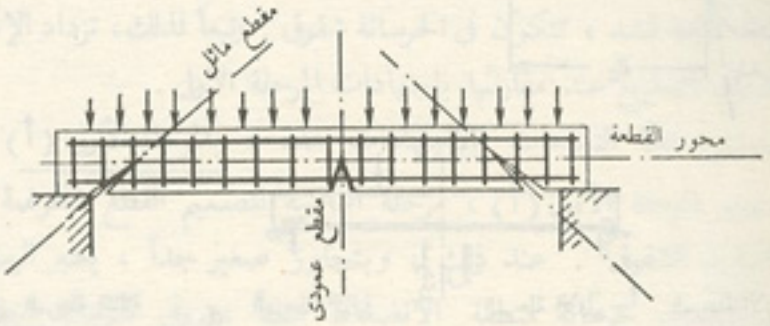
تلحم قضبان التسليح العرضية غير المجهدة ، الموجودة فوق مساند العتبات ، مع رقائق فولاذية ، ويتم اختيار المساحة الكلية لمقاطع هذه القضبان ، بحيث تستطيع تحمل ٣٠ ٪ من القوة التى تتحملها قضبان التسليح الطولية المجهدة ، الموضوعة فى منطقة الشد . وعادة تحاط قضبان التسليح المجهدة على طول العتبة بأطواق . وفى أماكن انثناء الأطواق ، توضع قضبان طولية غير مجهدة .

إن إنشاء العتبات السابقة الإجهاد مبين فى الأشكال (٩–١ إلى ٩ – ٣) – الفصل التاسع .

البند الحادى عشر – طبيعة عمل القطع المعرضة للانحناء تحت تأثير الأحمال

١ – مراحل حالة التشوهات والإجهادات فى القطع ذات التسليح العادى

يمكن أن تنهار القطع المعرضة للانحناء ، إما بمقطع عمودى على المحور ، أو بمقطع مائل ، وذلك اعتماداً على طبيعة الأحمال والتسليح (شكل ٤ – ٧) .



شكل ٤ – ٧ . المقاطع المصممة لقطعة خرسانية مسلحة ، معرضة للانحناء

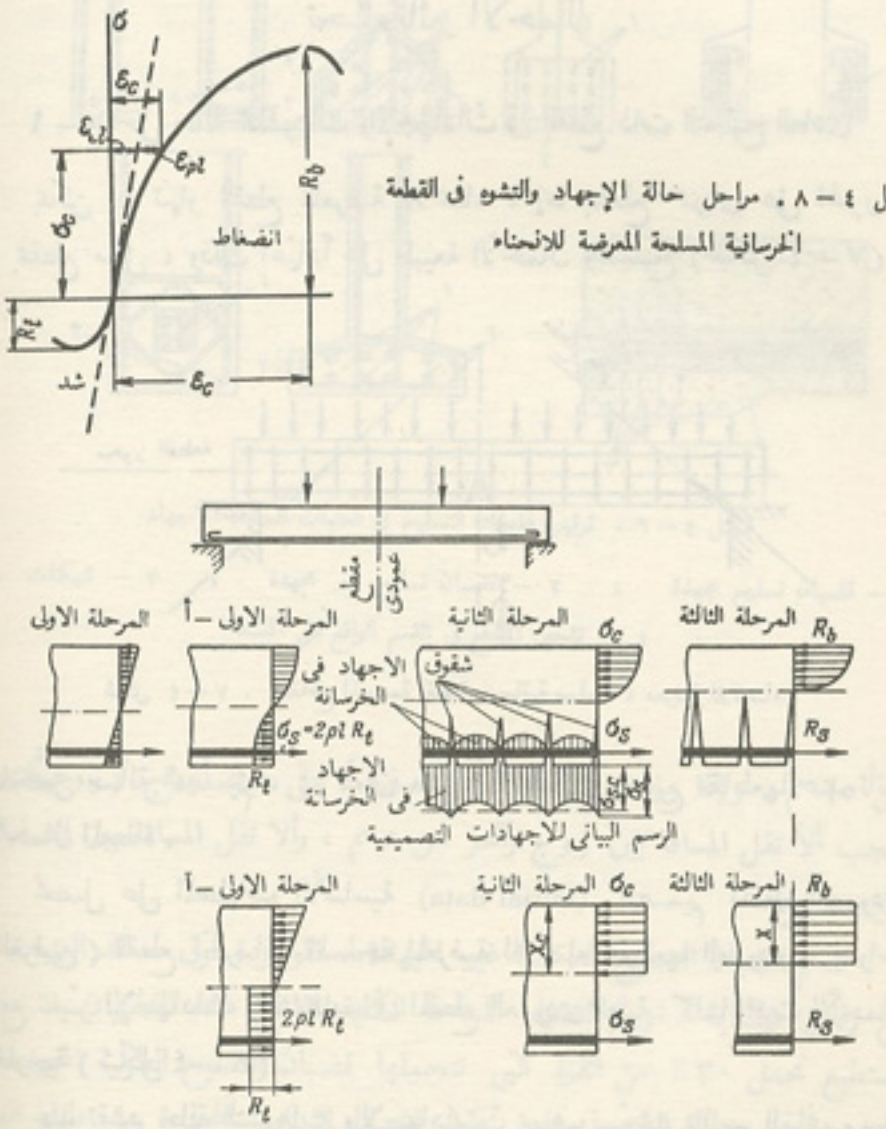
وتتلخص مسألة التصميم ، فى تأمين مقاومة القطعة فى جميع مقاطعها عند تأثير الأحمال المعطاة .

نحصل على المعطيات الأساسية (initial data) لتصميم المقطع العمودى (العرضى) للقطع الخرسانية المسلحة المعرضة للانحناء بمقطعها العمودى ، بدراسة تتابع تغيّر الإجهادات والتشوهات فى المقطع العمودى للعتبة ، كلما زادت الأحمال الخارجية (شكل ٤ – ٨) .

عند تقدير حالة التشوهات والإجهادات ، سوف نسترشد بالرسم البيانى $\sigma - \varepsilon$ للخرسانة ، المبين فى الشكل (٤ – ٨) .

فى البداية نسلط على العتبة حملا صغيراً ، يحدث فى المقطع العمودى المبحوث للعتبة ، تشوهات وإجهادات قليلة . وعند الإجهادات القليلة ، تظهر فى الخرسانة

بصورة أساسية ، تشوهات مرنة (elastic deformations) ، لذا ، فإن العلاقة بين الإجهادات والتشوهات علاقة خطيّة (linear) أى $\sigma = E \varepsilon$ ، ويكون



شكل ٤ – ٨ . مراحل حالة الإجهاد والتشوه فى القطعة الخرسانية المسلحة المعرضة للانحناء

الرسم البيانى للإجهادات فى المقطع ، عبارة عن مثلث . وبالاشتراك مع الخرسانة تعمل كذلك قضبان التسليح ، التى تحتوى بحكم تماسكها مع الخرسانة على نفس التشوهات الموجودة فى الخرسانة المحيطة بها .

وتدعى حالة التشوهات والإجهادات هذه ، بالمرحلة الأولى .

وعند استمرار زيادة تحميل العتبة ، تزداد التشوهات والإجهادات فى المقطع العمودى المبحوث . فالإجهادات فى خرسانة منطقة الانضغاط لم تزل صغيرة بالمقارنة مع الإجهادات القصوى ، ولكن التشوهات اللدنة (plastic deformations) تأخذ فى الظهور . ولهذا السبب تحدث بعض التقوسات الخفيفة فى الرسم البيانى للإجهادات ، وتقترب إجهادات خرسانة منطقة الشد من الإجهادات القصوى . ولذلك تحدث زيادة كبيرة فى التشوهات اللدنة ، ويتقوس الرسم البيانى للإجهادات تقوساً حاداً . وعندما تصل الإجهادات فى الألياف الطرفية إلى قيمة مقاومة الخرسانة المؤقتة للشد ، تتكوّن فى الخرسانة شقوق . وتبعاً لذلك ، تزداد الإجهادات فى قضبان التسليح عند مقارنتها بإجهادات المرحلة الأولى .

وتسمى حالة التشوهات والإجهادات هذه ، بالمرحلة الأولى (أ) .

وتعتبر المرحلة الأولى (أ) ، مرحلة أساسية لتصميم القطع المعرضة للانحناء تبعاً لتكوّن الشقوق . عند ذلك ، وبتجاوز صغير جداً ، يعتبر الرسم البيانى للإجهادات فى خرسانة منطقة الانضغاط مثلثاً ، وفى خرسانة منطقة الشد مستطيلا ، بإجهاد ثابت يساوى R_t* . تتغير التشوهات بارتفاع المقطع تغيّراً خطيّاً ، ويبقى المقطع عند الانحناء مستوياً . ونظراً لتماسك قضبان التسليح مع الخرسانة ، تكون تشوهات قضبان التسليح المشدودة ، مساوية للتشوهات القصوى للخرسانة . لذلك ، فإن الإجهادات فى قضبان التسليح فى المرحلة الأولى (أ) ، تعيّن بواسطة الصيغة (٣ – ١٤) ، كما هو عليه الحال بالنسبة للقطع المشدودة مركزيّاً (راجع البند الثامن) . أى أن

$$\sigma_s = 2n\ R_t$$

تكون الإجهادات σ_s ليست كبيرة وتساوى ٣٠٠ كجم/سم^2 تقريباً .

* فى البند الحالى سنسمى الإجهادات R_t و R_b و R_s ، بالإجهادات القصوى (إجهادات الانهيار) فى مواد القطعة (وليس بالإجهادات التصميمية) ، لأننا نحلل الآن حالة الإجهادات الحقيقية للمقطع .

وبالاستمرار فى تحميل العتبة بالأحمال الخارجية أى زيادة الأحمال الخارجية ، تزداد التشوهات والإجهادات فى المقطع العمودى المبحوث . ويتقوس الرسم البيانى للإجهادات فى خرسانة منطقة الانضغاط ، تقوساً ملموساً ، تبعاً لزيادة نسبة التشوهات اللدنة . وتمتد الشقوق فى خرسانة منطقة الشد ، بارتفاع المقطع ، وتتسع فتحاتها . وتتحمل قضبان التسليح وحدها كافة إجهادات الشد فى المقطع المبحوث (الذى يحتوى على شق) . أما فى الأجزاء الواقعة بين الشقوق ، فإن كلا من الخرسانة وقضبان التسليح تعمل على الشد ، نظراً لعدم اختلال التماسك الموجود بينها .

إن موقع محور التعادل يكون متغيراً بطول القطعة فموقعه فوق الشق ، أعلى مما هو عليه فيما بين الشقوق . كما تكون تشوهات خرسانة منطقة الانضغاط فوق الشق ، أكثر قليلا مما هى عليه فى الأجزاء الواقعة بين الشقوق .

وتدعى مثل هذه الحالة بالمرحلة الثانية .

تؤخذ المرحلة الثانية ، كمرحلة أساسية لحساب تشوهات القطع المعرضة للانحناء ، (أسهم الانحناء وزوايا الدوران) وحساب اتساع فتحات الشقوق ، لأنها تطابق حالة تشغيل القطع عند تحميلها بجميع الأحمال المعيارية .

فى منطقة الشد ، فى المقطع المحتوى على شق ، لا تعمل إلا قضبان التسليح بالإجهادات σ_s والتشوهات ε_s . وفى الأجزاء الواقعة بين الشقوق ، تقل الإجهادات والتشوهات فى قضبان التسليح نتيجة عمل الخرسانة على الشد فيما بين الشقوق . إن متوسط الإجهاد فى قضبان التسليح $\sigma_{s,c}$ أصغر من σ_s : وطبقاً لذلك ، يكون متوسط التشوهات النسبية $\varepsilon_{s,c}$ أصغر من ε_s .

يوصف عمل الخرسانة على الشد فيما بين الشقوق ، بالمعامل Ψ_s ، الذى يعبر ، كما فى حالة الشد المركزى ، عن العلاقة بين الإجهادات المتوسطة $\sigma_{s,c}$ وبين الإجهادات بالمقطع ذى الشق σ_s ، أو بين التشوهات المتوسطة $\varepsilon_{s,c}$ وبين التشوهات بالمقطع ذى الشق ε_s (الصيغة (٣ — ١٧))

$$\Psi_s = \frac{\sigma_{s,c}}{\sigma_s} = \frac{\varepsilon_{s,c}}{\varepsilon_s}$$

وقد تتغير قيمة المعامل Ψ_s فى الحدود من ٠,٤ إلى ١ ، وتحسب بالطريقة التى سنشرحها فيما بعد فى البند الرابع عشر .

أما عدم تجانس توزيع تشوهات خرسانة منطقة الانضغاط بطول العتبة ، فيتصف بالمعامل Ψ_c ، الذى يعبر عن العلاقة بين التشوهات المتوسطة $\varepsilon_{c,c}$ وبين التشوهات بالمقطع ذى الشق ε_c :

$$\Psi_c = \frac{\varepsilon_{c,c}}{\varepsilon_c} \qquad (٣ — ٤)$$

وقد تتغير قيمة المعامل Ψ_c فى الحدود من ٠,٧٥ إلى ١ . وطبقاً للمواصفات القياسية ، تؤخذ قيمة المعامل Ψ_c مساوية للمقدار ٠,٩ فى كافة الحالات .

وعند الاستمرار فى زيادة التحميل ، يمكن أن تبدأ المرحلة الثانية (أ) ، التى تتصف بوصول الإجهادات فى قضبان التسليح إلى حد الخضوع ($R_s = \sigma_y$) ، فى الوقت الذى لم تصل فيه إجهادات خرسانة منطقة الانضغاط بعد ، إلى قيمتها القصوى ($\sigma_c < R_b$) .

لنستمر فى تحميل العتبة المبحوثة . إن الإجهادات فى خرسانة منطقة الانضغاط وفى قضبان التسليح المشدودة تزداد بزيادة التحميل . ويحصل اتساع كبير فى شقوق خرسانة منطقة الشد ، ويتقوس الرسم البيانى للإجهادات فى خرسانة منطقة الانضغاط تقوساً حاداً ، ذلك لأن التشوهات اللدنة عند الإجهادات العالية ، تكون أكبر كثيراً من التشوهات المرنة .

وعند الزيادة التالية نوعاً ما للأحمال ، يبدأ الانهيار — المرحلة الثالثة . وتعتمد طبيعة الانهيار على درجة تسليح المقطع . وإذا لم تزد كمية قضبان التسليح المشدودة على الحدّ الأقصى المعين ، الذى سنشير إليه فى البند الثانى عشر (المقاطع ذات التسليح العادى) ، فعند حصول قضبان التسليح المشدودة على الإجهادات القصوى R_s (للفولاذ الطرى — حد الخضوع ، وللفولاذ الصلد — المقاومة المؤقتة) ، تزداد تشوهاتها بسرعة ، ويحدث دوران فى جزءى العتبة (الواقعين إلى يمين المقطع وإلى يساره) ، وتنسحق خرسانة منطقة الانضغاط ، التى وصلت إجهاداتها

إلى حد المقاومة المؤقتة للانضغاط عند الانحناء (R_b) .

وإذا احتوت القطعة على قضبان تسليح فى منطقة انضغاط المقطع ، فعند انهيار المقطع تصل إجهاداتها إلى الحد الأقصى تبعاً للانضغاط $R_{s.c}$ ، ولكنها لا تزيد على $\epsilon^{max}_{c.c} E_s \approx 3600\ kg/cm^2$ (راجع البند الثانى) .

وفى الحالة التى تزيد فيها كمية قضبان التسليح المشدودة فى المقطع ، على الحد الأقصى المسموح به (مقطع زائد التسليح) ، يحدث الانهيار بمنطقة الانضغاط ، ولا تكون مقاومة قضبان التسليح المشدودة قد استخدمت بصورة تامة .

وتؤخذ المرحلة الثالثة ، كمرحلة أساسية لحساب مقاومة القطع المعرضة للانحناء . عندئذ تؤخذ الإجهادات بكافة أنحاء منطقة انضغاط الخرسانة ، مساوية للمقدار R_b ، أى يستبدل الرسم البيانى للإجهادات ، الحاد التقوسات ، بمستطيل ، الأمر الذى يؤدى إلى حدوث خطأ بسيط فى نتائج الحسابات ، ولكنه يجعل الصيغ الحسابية مبسطة للغاية .

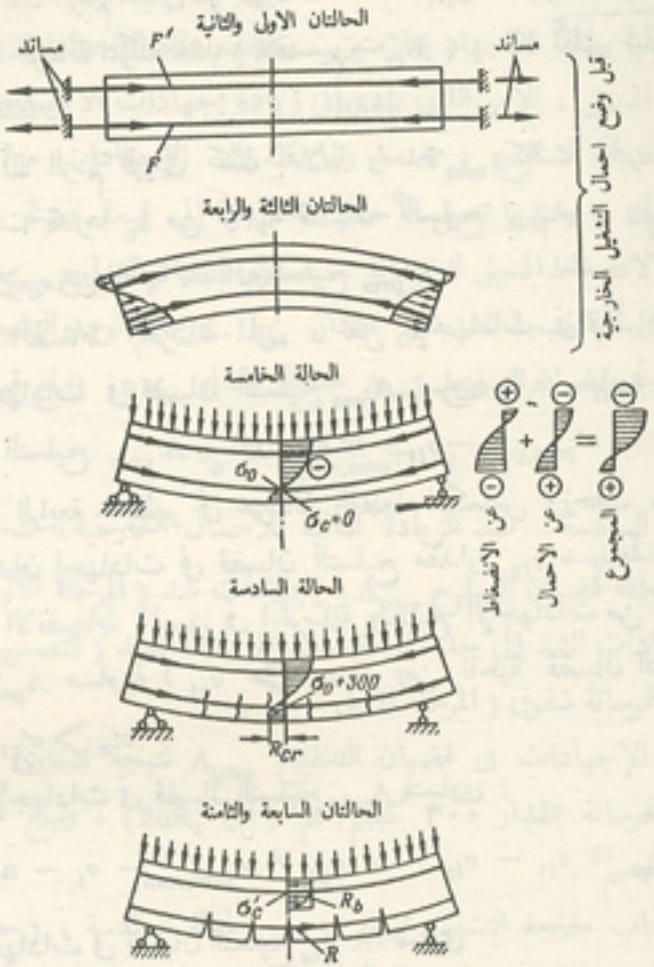
٢ — تتابع تغير حالة الإجهاد فى القطع السابقة الإجهاد المعرضة للانحناء

لنبحث طبيعة تغيّر حالة الإجهاد فى قطعة سابقة الإجهاد ومجهزة بالشد على المساند عند تعرضها للانحناء . (شكل ٤ — ٩) . فى منطقة شد القطعة ، الناتج عن تأثير الأحمال ، توضع قضبان تسليح مجهدة A_{pres} ، مساحة مقطعها F_{pres} ، وفى منطقة الانضغاط الناتج عن الأحمال توضع قضبان تسليح مجهدة A'_{pres} ، مساحة مقطعها F'_{pres} .

الحالة الأولى — تشد قضبان التسليح A_{pres} إلى إجهادات متحكم فيها $\sigma_{pres.cont}$ ، وقضبان التسليح A'_{pres} إلى إجهادات قدرها $\sigma'_{pres.cont}$.

الحالة الثانية — تصب الخرسانة . فيظهر فى قضبان التسليح المثبتة بالمساند ، أول فقدان فى الإجهادات σ_{l1} . إن الإجهادات فى قضبان التسليح A_{pres} تساوى $\sigma_{pres.cont} - \sigma_{l1}$ ، وفى قضبان التسليح A'_{pres} تساوى $\sigma'_{pres.cont} - \sigma'_{l1}$. وتصل مقاومة الخرسانة إلى قيمتها المعطاة .

الحالة الثالثة — تحرر قضبان التسليح ، فتنضغط خرسانة القطعة . ولما كانت محصلة قوى الانضغاط ، فى الحالة العامة ، لا تنطبق مع مركز ثقل المقطع ، فإن



شكل ٤ — ٩ . تتابع تغير حالة الإجهاد فى القطعة السابقة الإجهاد المعرضة للانحناء عند الشد على المساند . أن الإجهادات المبينة فى الرسم التخطيطى السفلى ، تابعة للحالة الثامنة

القطعة تتحمل انضغاطاً لا مركزياً . وقد تكون للرسم البيانى للإجهادات فى المقطع ، علامة واحدة — one sign diagram — (انضغاط بكل المقطع) ، أو تكون له علامتان — two sign diagram — (المقطع منضغط من ناحية قضبان التسليح

A_{pres} ، ومشدود من ناحية قضبان التسليح (A'_{pres}) .

وتنحنى القطعة فى اتجاه معاكس لانحنائها الناتج عن تأثير الأحمال .

وإذا كان الرسم البيانى للإجهادات ذا علامتين ، وزادت إجهادات الشد على مقاومة الخرسانة المؤقتة للشد (للتصميم — R_{cr}) ، فقد تظهر شقوق فى القطعة عند إرخاء الشد .

لنعتبر أن الرسم البيانى كان بعلامة واحدة ، وكانت الخرسانة منضغطة إلى إجهادات قدرها σ_c من ناحية قضبان التسليح A_{pres} ، وإلى إجهادات قدرها $\sigma'_c > \sigma_c$ من ناحية قضبان التسليح A'_{pres} .

نتيجة انضغاط الخرسانة المرن ، تقل الإجهادات فى قضبان التسليح ، أى أن الإجهادات فى قضبان التسليح A_{pres} تساوى $\sigma_{pres,cont} - \sigma_{l1} - n\,\sigma_c$ ، وفى قضبان التسليح A'_{pres} تساوى $\sigma'_{pres,cont} - \sigma_{l1} - n'\,\sigma'_c$.

الحالة الرابعة — يظهر فى خرسانة القطعة انكماش وزحف ، يؤديان إلى حدوث فقدان إجهادات فى قضبان التسليح مقداره σ_{l2} ، وتبعاً لذلك ، تقل إجهادات الانضغاط المسبق فى الخرسانة وتصبح الإجهادات من ناحية قضبان التسليح A_{pres} مساوية لـ $\sigma_{c1} > \sigma_c$ ، ومن ناحية قضبان التسليح A'_{pres} مساوية لـ $\sigma'_c > \sigma'_{c1}$.

أما الإجهادات فى قضبان التسليح A_{pres} فتساوى :

$$\sigma_{pres,cont} - \sigma_{l1} - \sigma_{l2} - n\,\sigma_{c1} = \sigma_{pres,cont} - \sigma_l - n\,\sigma_{c1}$$

والإجهادات فى قضبان التسليح A'_{pres} تساوى :

$$\sigma'_{pres,cont} - \sigma'_{l1} - \sigma'_{l2} - n'\,\sigma'_{c1} = \sigma'_{pres,cont} - \sigma'_l - n'\,\sigma'_{c1}$$

والحالات الأربع الأولى هذه ، تتم قبل تحميل القطعة بالأحمال الخارجية .

والآن ، لنحمل القطعة بالأحمال الخارجية ولنبحث تتابع تغيّر حالة الإجهاد فى المقطع ، حيث يؤثر أكبر عزم انحناء ناتج عن الأحمال الخارجية . وكما هو الحال فى القطع ذات التسليح العادى ، ستكون هنا أيضاً ثلاث مراحل خاصة :

المرحلة الأولى — قبل تكوّن الشقوق، المرحلة الثانية — بعد تكوّن الشقوق ، المرحلة الثالثة — الانهيار .

الحالة الخامسة — إن عزم الانحناء الناتج عن الأحمال الخارجية ، يشكل فى المقطع رسما بيانيًّا للإجهاد بعلامتين . وتتجمع هذه الإجهادات مع إجهادات الانضغاط المسبق ، الأمر الذى يؤدى إلى زيادة إجهادات الانضغاط فى الخرسانة من ناحية قضبان التسليح A'_{pres} ، وإلى قلة تلك الإجهادات من ناحية قضبان التسليح A_{pres} . وعندما تصل الأحمال الخارجية إلى قيمة معينة ، تصبح قيمة إجهادات الانضغاط المسبق للخرسانة ، بمستوى قضبان التسليح A_{pres} ، مساوية للصفر ، أى أنها نتيجة للشد تقل بمقدار σ_{c1} . وبحكم توحد التشوهات ، تزداد الإجهادات فى قضبان التسليح A_{pres} عندئذ بمقدار $n\,\sigma_{c1}$ وتبلغ قيمتها :

$$\sigma_o = \sigma_{pres,cont} - \sigma_l$$

الحالة السادسة — عند الزيادة التالية للأحمال الخارجية، تتحمل الخرسانة الواقعة فى منطقة قضبان التسليح A_{pres} ، إجهادات شد (المرحلة الأولى) . وعندما تصل إجهادات الشد إلى حد مقاومة الخرسانة المؤقتة للشد (للتصميم — R_{cr}) ، تتكون فى الخرسانة شقوق (المرحلة الأولى — أ) .

وتزداد الإجهادات فى قضبان التسليح A_{pres} نتيجة لتساوى تشوهاتها مع تشوهات الخرسانة بمقدار ٣٠٠ كجم/سم^2 (أى $2nR_t$) ، وتبلغ القيمة σ_o + ٣٠٠ كجم / سم^2 .

إن حساب مقاومة التشقق يجرى بموجب الحالة السادسة ، (حساب تكوّن الشقوق) ، وعند ذاك يعتبر الرسم البيانى للإجهادات فى منطقة الانضغاط ، مثلثاً، وفى خرسانة منطقة الشد مستطيلا ، وذلك نتيجة لتطور التشوهات اللدنة تطوراً محسوساً .

الحالة السابعة — عند الزيادة التالية للأحمال تتفتح الشقوق فى خرسانة منطقة الشد ، ويتم تحمل كافة إجهادات الشد بالمقطع ذى الشق ، من قبل قضبان التسليح A_{pres} ، التى تزداد فيها الإجهادات بزيادة الأحمال . تزداد تبعاً

لذلك ، الإجهادات فى خرسانة منطقة الانضغاط ، ويتقوس الرسم البيانى للإجهادات تقوساً حاداً ، ذلك لأن التشوهات اللدنة تتطور بزيادة الإجهادات (المرحلة الثانية) .

الحالة الثامنة – عند وصول الإجهادات فى قضبان التسليح المشدودة A_{pres} إلى قيمتها القصوى R_{pres} ، ووصول الإجهادات فى الخرسانة المنضغطة إلى قيمتها القصوى R_b ، يبدأ الانهيار (المرحلة الثالثة) .

وهكذا ، فإن الإجهاد المسبق ، كما هو الحال فى القطع المشدودة مركزياً ، لا يؤثر على السعة الحملية ، المحددة بمرحلة الانهيار * ، ولكنه يؤخر مرحلة تكوّن الشقوق .

وبموجب الحالة الثامنة يجرى حساب المقاومة القصوى (السعة الحملية) للمقاطع العمودية للقطع السابقة الإجهاد المعرضة للانحناء ، وكما هو الحال فى القطع ذات التسليح العادى ، نعتبر الرسم البيانى للإجهادات فى خرسانة منطقة الانضغاط ، مستطيلا .

إن قضبان التسليح A'_{pres} تكون مشدودة قبل تأثير الأحمال الخارجية . والإجهادات الموجودة فيها ، مع أخذنا فى الاعتبار ، الفقدان ومعامل ضبط الشد (السحب) $m_{ex} = 1{,}1$ ، المتخذ بموجب المواصفات ، تساوى :

$$m_{ex}\ \sigma'_o = m_{ex}\ (\sigma'_{pres,cont} - \sigma'_l) \qquad (٤-٤)$$

وتحت تأثير الأحمال الخارجية تتحمل تلك القضبان قوى انضغاط كما أنها تتشوه بالاشتراك مع خرسانة منطقة الانضغاط وذلك بحكم التماسك بينها ، كما أوضحنا سابقاً ، فتصل إجهادات الانضغاط فى قضبان التسليح A'_{pres} إلى ٣٦٠٠ كجم/سم٢ .

وهكذا ، فعند انهيار القطعة ، تكون إجهادات الانضغاط فى قضبان التسليح A'_{pres} مساوية للمقدار :

* سنشير أدناه إلى بعض تأثيرات قضبان التسليح المجهدة A'_{pres} .

$$\sigma'_c = 3600 - m_{ex}\ \sigma'_o \qquad (٤-٥)$$

تكون قضبان التسليح A'_{pres} منضغطة ، عندما يكون المقدار $m_{ex}\sigma_o$ أصغر من ٣٦٠٠ كجم/سم٢ ، ومشدودة عندما يكون أكبر من ٣٦٠٠ كجم/سم٢ ، ولهذا السبب تقل السعة الحملية للقطعة بعض الشىء .

وإذا احتوى مقطع القطعة أيضاً على قضبان تسليح غير مجهدة مساحة مقطعها F_s و F'_s ، فعند الانهيار ، تصل فيها الإجهادات إلى قيمتها القصوى R_s و $R_{s.c}$.

البند الثانى عشر – حساب السعة الحملية للمقاطع العمودية فى القطع المعرضة للانحناء

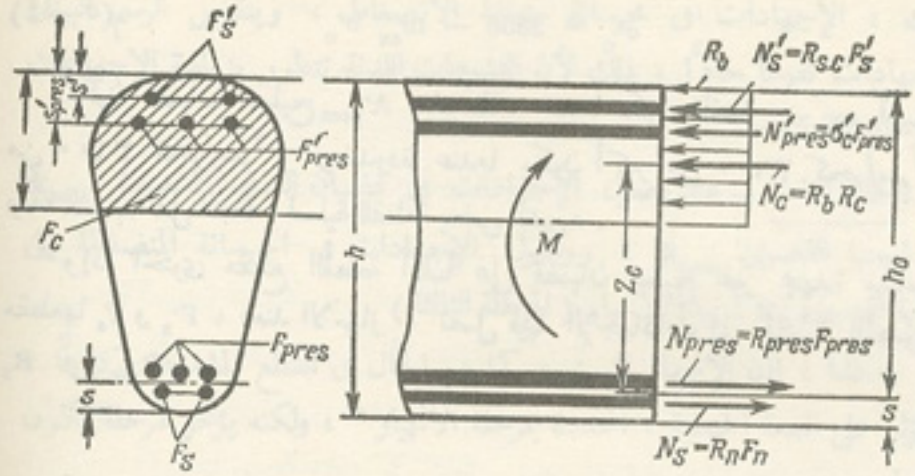
١ – المقطع الذى له أى شكل متماثل
(symmetrical section of any shape)

تعتبر مقاومة القطع المعرضة للانحناء ، فى مقطعها العمودى مضمونة ، إذا لم تزد قيمة عزم الانحناء M المؤثر فى المقطع ، والناتج عن أحمال التصميم الموضوعة على القطعة ، على قيمة العزم M_{sec} ، الذى يتحمله المقطع فى مرحلة الانهيار ، عند المقاومات التصميمية ، فى الخرسانة وفى قضبان التسليح .

$$M \leqslant M_{sec} \qquad (٤-٦)$$

ونحصل على الصيغ الحسابية ، عند بحث شروط توازن المقطع .

ولأجل الحصول على الصيغ الحسابية فى أعمّ أشكالها ، نعتبر أن شكل المقطع هو شكل اختيارى ، متماثل بالنسبة للمحور الواقع فى مستوى الانحناء . ويحتوى فى منطقة الشد على قضبان تسليح مجهدة A_{pres} مساحة مقطعها F_{pres} ، وقضبان تسليح غير مجهدة A مساحة مقطعها F_s ، وفى منطقة الانضغاط على قضبان



شكل ٤ — ١٠ . مقطع متجانس الشكل عند وجود قضبان التسليح التالية :

A_{pres}; A'_{pres}; A; A′

تسليح مجهدة A'_{pres} مساحة مقطعها F'_{pres} ، وقضبان تسليح غير مجهدة A' مساحة مقطعها F'_s (شكل ٤ — ١٠) .

إن الإجهادات فى الخرسانة وفى قضبان التسليح ، مساوية للمقاومات التصميمية المناظرة : فى خرسانة منطقة الانضغاط تساوى R_b ، وفى قضبان التسليح المجهدة المشدودة R_{pres} ، وفى قضبان التسليح غير المجهدة المشدودة R_s ، وفى قضبان التسليح غير المجهدة المنضغطة — $R_{s.c}$ ، أما فى قضبان التسليح المجهدة ، الموضوعة فى منطقة الانضغاط ، فتعين الإجهادات σ'_c بموجب الصيغة (٤ — ٥) .

نضع الرموز التالية :

h — ارتفاع المقطع ،

a — المسافة بين الحافة المشدودة للمقطع ، وبين مركز ثقل مساحة كافة قضبان التسليح المشدودة ،

a_{pres} — المسافة بين الحافة المشدودة للمقطع ، وبين مركز ثقل F_{pres} ،

$h_o = h - a$ = الارتفاع الفعال للمقطع (effective height) ،

a' — المسافة بين الحافة المنضغطة للمقطع ، وبين مركز ثقل F'_s ،

a'_{pres} — المسافة بين الحافة المنضغطة للمقطع ، وبين مركز ثقل F'_{pres} ،

F_c — مساحة منطقة الانضغاط فى الخرسانة ،

x — ارتفاع منطقة الانضغاط (المسافة بين محور التعادل وبين الحافة المنضغطة للمقطع) ،

z_c — المسافة بين مركز ثقل مساحة منطقة الانضغاط فى الخرسانة وبين مركز ثقل كافة قضبان التسليح المشدودة ، وتدعى بذراع الازدواج الداخلى .

ولأجل حصول قضبان التسليح الموضوعة فى منطقة الانضغاط على المقاومات $R_{s.c}$ و σ'_c ، يجب أن يكون موضع محور التعادل أوطأ من مركز ثقل قضبان التسليح ، على أقل تقدير بمسافة a' لقضبان التسليح F'_s ، وبمسافة a'_{pres} لقضبان التسليح F'_{pres} :

$$z_c \leqslant h_o - a' \quad ; \quad z_c \leqslant h_o - a'_{pres}$$

إن محصلة إجهادات الانضغاط فى الخرسانة تساوى :

$$N_c = R_b F_c$$

ومحصلة إجهادات الانضغاط فى قضبان التسليح A' تساوى :

$$N'_s = R_{s.c} F'_s$$

ومحصلة الإجهادات فى قضبان التسليح A'_{pres} تساوى :

$$N'_{pres} = \sigma'_c F'_{pres}$$

إن القوة N'_{pres} المبينة فى الشكل (٤ — ١٠) وفى الصيغ اللاحقة ، تعتبر قوة انضغاط . وإذا كانت للإجهادات σ'_c فى الصيغة (٤ — ٥) ، علامة سالبة (شد) ، فطبقاً لذلك تتغير علامة القوة N'_{pres} .

إن محصلة إجهادات الشد فى قضبان التسليح A ، تساوى :

$$N_s = R_s F_s$$

ومحصلة إجهادات الشد فى قضبان التسليح A_{pres} ، تساوى :

$$N_{pres} = R_{pres} F_{pres}$$

ومن شروط التوازن ، يكون مجموع مساقط جميع القوى على محور القطعة ، مساوياً للصفر :

$$N_{pres} + N_s - N_c - N'_s - N'_{pres} = 0$$

أو :

$$R_{pres} F_{pres} + R_s F_s - R_b F_c - R_{s\cdot c} F'_s - \sigma'_c F'_{pres} = 0 \quad (٤ - ٧)$$

ومن هذه المعادلة ، يمكن تحديد F_c ، وبالتالى تحديد ارتفاع منطقة الانضغاط x (لشكل معين للمقطع) .

إن العزم M_{sec} ، الذى يتحمله المقطع يساوى عزم القوى الداخلية حول مركز ثقل كافة قضبان التسليح المشدودة :

$$M_{sec} = N_c z_c + N'_s (h_o - a') + N'_{pres} (h_o - a'_{pres})$$

أو

$$M_{sec} = R_b F_c z_c + R_{s,c} F'_s (h_o - a') + \sigma'_c F'_{pres} (h_o - a'_{pres}) \quad (٤ - ٨)$$

إن حاصل ضرب المساحات فى المسافة الواقعة بين مركز ثقلها وبين نقطة العزم* ، يمثل العزوم الاستاتيكية المطابقة لتلك المساحات ونرمز إلى ذلك كما يلى :

$$F_c z_c = S_c \; ; \; F'_s (h_o - a') = S'_s \; ; \; F'_{pres} (h_o - a'_{pres}) = S'_{pres}$$

فنحصل على صيغة M_{sec} بالشكل التالى :

* هى النقطة التى أخذت حولها عزوم القوى فى المعادلة (٤ – ٨) .

$$M_{sec} = R_b S_c + R_{s\cdot c} S'_s + \sigma'_c S'_{pres} \quad (٤ - ٩)$$

وإذا كانت الإجهادات σ'_c فى قضبان التسليح A'_{pres} ، هى إجهادات انضغاط ($m_{ex} \sigma'_o < 3600$) ، عندئذ يكون للحد الأخير من الصيغة (٤ – ٩) علامة موجبة . ولذا ، فإن قضبان التسليح A'_{pres} ترفع من السعة الحملية للقطعة . وإذا كانت قضبان التسليح A'_{pres} مشدودة ($m_{ex} \sigma'_o > 3600$) ، عندئذ تكون للحد الأخير من الصيغة (٤ – ٩) علامة سالبة ، وبالتالى ، فإن قضبان التسليح A'_{pres} فى هذه الحالة ، تقلل من السعة الحملية للقطعة .

وتكون الصيغتان (٤ – ٧) و (٤ – ٩) اللتان حصلنا عليهما ، صحيحتين ، إذ لم يكن المقطع زائد التسليح وبدأ بالانهيار عند وصول الإجهادات فى قضبان التسليح المشدودة إلى قيمتها القصوى .

وعلى أساس المعطيات التجريبية ، يكون شرط التسليح الأقصى على الشكل التالى :

$$S_c \leqslant \xi S_o \quad (٤ - ١٠)$$

حيث S_o – العزم الاستاتيكى لكل مساحة المقطع ، الذى ارتفاعه h_o ، حول المحور المار بمركز ثقل مساحة قضبان التسليح المشدودة ،

ξ – معامل يعتمد على ماركة الخرسانة : للقطع المنتجة من الخرسانة التى تصل ماركتها إلى ٤٠٠ ، $\xi = ٠,٨$ ، وعندما تبلغ ماركة الخرسانة ٥٠٠ ، تكون قيمة $\xi = ٠,٧$ ، وعندما تبلغ ماركة الخرسانة ٦٠٠ ، تكون قيمة $\xi = ٠,٦٥$.

ولإيضاح حقيقة الشرط (٤ – ١٠) ، نشير إلى أن مساحة مقطع منطقة انضغاط الخرسانة تزداد بزيادة كمية قضبان التسليح المشدودة [الأمر الذى يتضح من شرط التوازن (٤ – ٧)] ، وبالتالى ، يزداد العزم الاستاتيكى لمساحة مقطع الخرسانة فى منطقة الانضغاط S_c . ولذلك ، فإن تحديد S_c ، يحدد فى الواقع كمية قضبان التسليح .

وإذا كان المقطع زائد التسليح لسبب ما ، فإن سعته الحملية تحدد بمقاومة خرسانة منطقة الانضغاط ، ويمكن حسابها عند القيمة الكبرى لـ $S_o = S_c$ ، أى :

$$M_{sec} = R_b \xi S_o + R_{s,c} S'_s + \sigma'_c S'_{pres} \qquad (٤-١١)$$

عند ذلك ، تحدد المواصفات زيادة السعة الحملية للمقطع ، على حساب وضع قضبان التسليح فى منطقة الانضغاط ، بحيث نحصل فى كافة الحالات على :

$$M_{sec} \leqslant R_b S_o \qquad (٤-١١ ، أ)$$

ويمكن استخدام الصيغتين الحسابيتين اللتين حصلنا عليهما (٤ – ٧) و(٤ – ٩) ، للقطع المختلفة التسليح .

مثلا ، بالنسبة للقطع السابقة الإجهاد ، التى تحتوى على قضبان تسليح مجهدة فقط A_{pres} و A'_{pres} ، يكون شكل الصيغ الحسابية كما يلى :

$$R_{pres} F_{pres} - R_b F_c - \sigma'_c F'_{pres} = 0 \qquad (٤-١٢)$$

$$M_{sec} = R_b S_c + \sigma'_c S'_{pres} \qquad (٤-١٣)$$

وبالنسبة للقطع العادية التسليح ، عند وجود قضبان تسليح فى منطقة الانضغاط :

$$R_s F_s - R_b F_c - R_{s,c} F'_s = 0 \qquad (٤-١٤)$$

$$M_{sec} = R_b S_c + R_{s,c} S'_s \qquad (٤-١٥)$$

وللقطع العادية التسليح ، عند وجود قضبان تسليح مشدودة فقط (مقطع مفرد التسليح) :

$$R_s F_s - R_b F_c = 0 \qquad (٤-١٦)$$

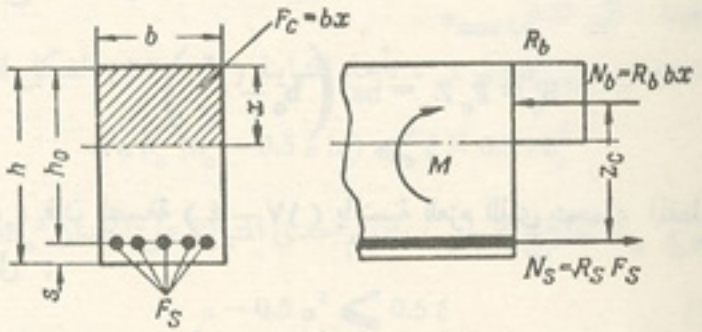
$$M_{sec} = R_b S_c \qquad (٤-١٧)$$

٢ – المقطع المستطيل الأحادى التسليح

(Rectangular singly reinforced cross-section)

إن مساحة منطقة انضغاط الخرسانة فى المقطع المستطيل الذى يبلغ عرضه b (شكل ٤ – ١١) ، تساوى :

$$F_c = bx$$



شكل ٤ – ١١ . مقطع مستطيل بتسليح مفرد (صف واحد)

ومحصلة إجهادات الانضغاط فى الخرسانة ، تساوى :

$$N_c = R_b bx$$

ومحصلة إجهادات الشد فى قضبان التسليح ، تساوى :

$$N_s = R_s F_s$$

ولما كانت محصلة إجهادات الانضغاط تؤثر فى مركز ثقل الرسم البيانى المستطيل للإجهادات ، فإن ذراع الأزدواج الداخلى يساوى :

$$z_c = h_o - \frac{x}{2}$$

وتكتب معادلة توازن القوى الداخلية N_c وN_s [من شرط التوازن (٤ – ١٦)]، بالشكل التالى :

$$R_s F_s = R_b bx \qquad (٤ - ١٨)$$

ويعين ارتفاع منطقة الانضغاط من المعادلة (٤ — ١٨) :

$$x = \frac{R_s F_s}{R_b b} \qquad (٤ - ١٩)$$

وللمقطع المستطيل يكون لدينا :

$$S_c = F_c Z_c = bx \left(h_o - \frac{x}{2} \right)$$

لذلك ، فإن الصيغة (٤ — ١٧) بالنسبة للعزم الذى يتحمله المقطع ، تأخذ الشكل التالى :

$$M_{sec} = R_b bx \left(h_o - \frac{x}{2} \right) \qquad (٤ - ٢٠)$$

ويمكن التعبير عن العزم الذى يتحمله المقطع ، بواسطة القوة N_s :

$$M_{sec} = R_s F_s \left(h_o - \frac{x}{2} \right) \qquad (٤ - ٢١)$$

ولكى نحصل على شرط التسليح الأقصى للمقطع المستطيل ، نحسب العزم الاستاتيكى للمقطع بأجمعه :

$$S_o = bh \frac{h_o}{2} = 0.5\, bh_o^2$$

بالتعويض عن S_c و S_o فى الصيغة (٤ — ١٠) نحصل على :

$$bx\ (h_o - 0.5\, x) \leqslant \xi \times 0.5\, bh_o^2 \qquad (٤ - ٢٢)$$

ثم نضع الرمز التالى :

$$\alpha = \frac{x}{h_o} \qquad (٤ - ٢٣)$$

إن المعامل α يميز ارتفاع منطقة انضغاط المقطع x ، وبالتالى ، يصف درجة احتواء المقطع على قضبان التسليح وذلك لأن x تزداد بزيادة F_s ، الأمر الذى يتضح من الصيغة (٤ — ١٨) . ويتحقق التسليح الأقصى ، عند إحدى قيم α المعينة ، التى تدعى α_{max} .

وبالتعويض عن $x = \alpha h_o$ ، تأخذ المتباينة (٤ — ٢٢) الشكل التالى :

$$b\, \alpha\, h_o\, (h_o - 0.5\, \alpha\, h_o) \leqslant \xi \times 0.5\, bh_o^2$$

فنخرج h_o خارج القوس ، ونقسم حدى المتباينة على المقدار bh_o^2 فنجد :

$$\alpha - 0.5\, \alpha^2 \leqslant 0.5\, \xi \qquad (٤ - ٢٤)$$

عند التسليح الأقصى :

$$\alpha_{max} - 0.5\, \alpha_{max}^2 = 0.5\, \xi \qquad (٤ - ٢٤ ، أ)$$

أو

$$\alpha_{max}^2 - 2\, \alpha_{max} + \xi = 0 \qquad (٤ - ٢٤ ، ب)$$

وبحل معادلة الدرجة الثانية (٤ — ٢٤ ، ب) ، عند قيم مختلفة لـ ξ ، نحصل على شرط التسليح المسبق بالشكل التالى :

عند ξ = ٠,٨ (خرسانة ماركة ٤٠٠ وأقل) :

$$x_{max} = 0{,}55\, h_o \quad \text{أو} \quad \alpha_{max} = 0.55 \qquad (٤ - ٢٥)$$

عند ξ = ٠,٧ (خرسانة ماركة ٥٠٠) :

$$x_{max} = 0.45 h_o \quad \text{أو} \quad \alpha_{max} = 0.45 \qquad (٤ - ٢٦)$$

عند ξ = ٠,٦٥ (خرسانة ماركة ٦٠٠) :

$$\alpha_{max} = 0.41 \quad \text{أو} \quad x_{max} = 0.41\, h_o \qquad (٤ - ٢٧)$$

وتسمى النسبة بين مساحة قضبان التسليح F_s وبين مساحة المقطع الفعالة بأجمعها bh_o بمعامل التسليح μ :

$$\mu = \frac{F_s}{bh_o} \qquad (٤ - ٢٨)$$

وإذا ضربنا معامل التسليح فى ١٠٠ ، نحصل على ما يدعى بالنسبة المئوية للتسليح :

$$\mu\% = \frac{100\, F_s}{bh_o} \qquad (٤ - ٢٩)$$

يرتبط المعاملان α و μ بعلاقة خطية .

نقسم كلا طرفى المعادلة (٤ — ١٩) على h_o فنجد :

$$\frac{x}{h_o} = \frac{F_s}{bh_o} \cdot \frac{R_s}{R_b} \qquad (٤ - ٣٠)$$

أو

$$\alpha = \mu \frac{R_s}{R_b} \qquad (٤ - ٣١)$$

ومنها ينتج أن :

$$\mu = \alpha \frac{R_b}{R_s} \qquad (٤ - ٣٢)$$

$$\mu\% = 100\, \alpha \frac{R_b}{R_s} \qquad (٤ - ٣٢ ، أ)$$

وتحدد النسبة المئوية القصوى للتسليح بواسطة الصيغة (٤ — ٣٢، أ) ، عند القيمة المطابقة لـ α_{max} . وهكذا ، فللقطع المنتجة من خرسانة ماركة ٤٠٠ وأقل ، نجد أن :

$$\mu_{max}\% = 55 \frac{R_b}{R_s} \qquad (٤ - ٣٣)$$

وعندما تكون α أكبر من α_{max} (أو $\mu > \mu_{max}$) ينهار المقطع كما ذكرنا سابقاً ، نتيجة لانهيار خرسانة منطقة الانضغاط ، عند عدم الاستفادة من مقاومة قضبان التسليح .

وفى هذه الحالة ، تعين السعة الحملية للمقطع بواسطة الشرط (٤ — ١١) ، الذى يأخذ الشكل التالى ، بالنسبة للمقاطع المستطيلة المفردة التسليح :

$$M_{sec} \leqslant R_b\, \xi\, S_o \qquad (٤ - ٣٤)$$

عند ξ = ٠,٨

$$M_{sec} = 0.8\, R_b \times 0.5\, h_o^2 = 0.4\, R_b\, bh_o^2 \qquad (٤ - ٣٥)$$

عند ξ = ٠,٧

$$M_{sec} = 0.7\, R_b \times 0.5\, bh_o^2 - 0.35\, R_b\, bh_o^2 \qquad (٤ - ٣٥ ، أ)$$

وعند ξ = ٠,٦٥

$$M_{sec} = 0.65\, R_b \times 0.5\, bh_o^2 = 0.325\, R_b bh_o^2 \qquad (٤ - ٣٥ ، ب)$$

ويمكن الحصول على السعة الحملية اللازمة للعتبة M ، كما يتضح ذلك من المعادلة (٤ — ٢١) ، عند قيم مختلفة لكل من F_s و h_o فكلما زادت h_o نحتاج إلى F_s بمقدار أقل ، والعكس بالعكس . وبتغير F_s و h_o ، تتغير النسبة المئوية لتسليح المقطع أيضاً . ويحدد سعر القطعة الخرسانية المسلحة ، عند تساوى الشروط الأخرى ، بسعر الخرسانة وقضبان التسليح ، ويعتمد بالتالى على النسبة المئوية للتسليح (أو على المعامل α) .

وكقاعدة ، تكون النسب المئوية الاقتصادية للتسليح ، أقل من النسب القصوى ، وتساوى عادة من ١ إلى ٢ ٪ للعتبات ، ومن ٠,٣ إلى ٠,٦ ٪ للبلاطات . وقيمة α الاقتصادية تساوى طبقاً لذلك من ٠,٣ إلى ٠,٤ للعتبات ، ومن ٠,١ إلى ٠,١٥ للبلاطات .

وتعتمد النسبة المئوية الصغرى لتسليح المقطع ، على الاعتبارات الإنشائية ، لأن قضبان التسليح يجب أن تتحمل بعض القوى غير المأخوذة فى الاعتبار عند التصميم (القوى الناتجة عن الانكماش وعن تغير درجة الحرارة .. وغيرها) . وقد وضعت النسب المئوية الصغرى للتسليح بموجب المواصفات ، اعتماداً على ماركة الخرسانة . فللقطعة المنتجة من خرسانة ماركتها ٢٠٠ وأقل ، تؤخذ μ_{min} = ٠,١ ٪ ، وعندما تتراوح ماركة الخرسانة بين ٢٥٠ و ٤٠٠ ، تؤخذ μ_{min} = ٠,١٥ ٪ ، وعندما تكون الماركة ٥٠٠ و ٦٠٠ ، تؤخذ μ_{min} = ٠,٢ ٪ .

٣ ــ حساب المقاطع المستطيلة بواسطة الجداول

يسهل استخدام الصيغتين (٤ ــ ١٨) و (٤ ــ ٢٠) بصورة مباشرة ، فقط عند مراجعة أو اختبار السعة الحملية للمقطع المعطى ، بموجب الشرط (٤ ــ ٦) .

وفى أكثر الحالات ، يتحتم علينا أن نحدد بالحساب ، المساحة اللازمة لقضبان التسليح ، عندما تكون أبعاد المقطع وماركات الخرسانة والفولاذ معطاة . ومثل هذا الحساب يسمى باختيار المقطع ويتم بواسطة الجداول .

ونحصل على الصيغ الضرورية من المعادلات الحسابية المستنتجة سابقاً ، بأخذ M_{sec} مساوياً لعزم الانحناء الخارجى M ، الناتج عن أحمال التصميم المؤثرة على القطعة .

ومن الصيغة (٤ ــ ٢٣) نجد أن ارتفاع منطقة الانضغاط ، يساوى :

$$x = \alpha h_0$$

نضع قيمة x التى حصلنا عليها الآن ، فى المعادلة (٤ ــ ٢٠) فنجد :

$$M = R_b b \alpha h_0 \left(h_0 - \frac{\alpha h_0}{2} \right)$$

نخرج h_0 خارج القوس :

$$M = R_b b h_0^2 \alpha \left(1 - \frac{\alpha}{2} \right)$$

نضع الرمز $A_0 = \alpha \left(1 - \frac{\alpha}{2} \right)$ ، عندئذ يكون الشكل النهائى للصيغة الحسابية كما يلى :

$$M = R_b b h_0^2 A_0 \qquad (٤ - ٣٦)$$

ومنها ينتج أن :

$$A_0 = \frac{M}{R_b b h_0^2} \qquad (٤ - ٣٧)$$

ويمكن كذلك التعبير عن ذراع الازدواج الداخلى بواسطة α :

$$z_c = h_0 - \frac{x}{2} = h_0 - \frac{\alpha h_0}{2} = h_0 \left(1 - \frac{\alpha}{2} \right)$$

نضع الرمز

$$1 - \frac{\alpha}{2} = \gamma_0$$

فنحصل على :

$$z_c = \gamma_0 h_0 \qquad (٤ - ٣٨)$$

إن قيم المعاملين A_0 و γ_0 ، المستخرجة لمختلف قيم α ، مبينة فى الجدول (٤ ــ ١) .

وسنرمز إلى قيم A_0 ، المطابقة للمقدار α_{max} (التسليح الأقصى) بـ $A_{0\,max}$. نحصل على صيغة تعيين مساحة مقطع قضبان التسليح F_s ، من المعادلة

جدول ٤ — ١

جدول حساب المقاطع المستطيلة والمقاطع التى على شكل T ، القطع المنتجة من الخرسانة والفولاذ من جميع الماركات

α	γ_o	A_o	α	γ_o	A_o	α	γ_o	A_o
٠,٠١	٠,٩٩٥	٠,٠١	٠,٢٩	٠,٨٥٥	٠,٢٤٨			
٠,٠٢	٠,٩٩	٠,٠٢	٠,٣	٠,٨٥	٠,٢٥٥			
٠,٠٣	٠,٩٨٥	٠,٠٣	٠,٣١	٠,٨٤٥	٠,٢٦٢			
٠,٠٤	٠,٩٨	٠,٠٣٩	٠,٣٢	٠,٨٤	٠,٢٦٩			
٠,٠٥	٠,٩٧٥	٠,٠٤٨	٠,٣٣	٠,٨٣٥	٠,٢٧٥			
٠,٠٦	٠,٩٧	٠,٠٥٨	٠,٣٤	٠,٨٣	٠,٢٨٢			
٠,٠٧	٠,٩٦٥	٠,٠٦٧	٠,٣٥	٠,٨٢٥	٠,٢٨٩			
٠,٠٨	٠,٩٦	٠,٠٧٧	٠,٣٦	٠,٨٢	٠,٢٩٥			
٠,٠٩	٠,٩٥٥	٠,٠٨٥	٠,٣٧	٠,٨١٥	٠,٣٠١			
٠,١	٠,٩٥	٠,٠٩٥	٠,٣٨	٠,٨١	٠,٣٠٩			
٠,١١	٠,٩٤٥	٠,١٠٤	٠,٣٩	٠,٨٠٥	٠,٣١٤			
٠,١٢	٠,٩٤	٠,١١٣	٠,٤	٠,٨	٠,٣٢			
٠,١٣	٠,٩٣٥	٠,١٢١	٠,٤١	٠,٧٩٥	٠,٣٢٦			
٠,١٤	٠,٩٣	٠,١٣	٠,٤٢	٠,٧٩	٠,٣٣٢			
٠,١٥	٠,٩٢٥	٠,١٣٩	٠,٤٣	٠,٧٨٥	٠,٣٣٧			
٠,١٦	٠,٩٢	٠,١٤٧	٠,٤٤	٠,٧٨	٠,٣٤٣			
٠,١٧	٠,٩١٥	٠,١٥٥	٠,٤٥	٠,٧٧٥	٠,٣٤٩			
٠,١٨	٠,٩١	٠,١٦٤	٠,٤٦	٠,٧٧	٠,٣٥٤			
٠,١٩	٠,٩٠٥	٠,١٧٢	٠,٤٧	٠,٧٦٥	٠,٣٥٩			
٠,٢	٠,٩	٠,١٨	٠,٤٨	٠,٧٦	٠,٣٦٥			
٠,٢١	٠,٨٩٥	٠,١٨٨	٠,٤٩	٠,٧٥٥	٠,٣٧			
٠,٢٢	٠,٨٩	٠,١٩٦	٠,٥	٠,٧٥	٠,٣٧٥			
٠,٢٣	٠,٨٨٥	٠,٢٠٣	٠,٥١	٠,٧٤٥	٠,٣٨			
٠,٢٤	٠,٨٨	٠,٢١١	٠,٥٢	٠,٧٤	٠,٣٨٥			
٠,٢٥	٠,٨٧٥	٠,٢١٩	٠,٥٣	٠,٧٣٥	٠,٣٩			
٠,٢٦	٠,٨٧	٠,٢٢٦	٠,٥٤	٠,٧٣	٠,٣٩٤			
٠,٢٧	٠,٨٦٥	٠,٢٣٤	٠,٥٥	٠,٧٢٤	٠,٤			
٠,٢٨	٠,٨٦	٠,٢٤١						

(٤ — ٢١) ، باستبدال القيمة المعبرة عن ذراع الازدواج الداخلى $z_c = h_o - \frac{x}{2}$ ، بالقيمة $z_c = \gamma_o h_o$ الموجودة فى الصيغة (٤ — ٣٨) :

$$F_s = \frac{M}{R_s \gamma_o h_o} \qquad (٤ — ٣٩)$$

كما يمكن الحصول على صيغة أخرى لـ F_s ، من المعادلة (٤ — ٣٠) ، باعتبار $\alpha = \frac{x}{h_o}$ ، وهى :

$$F_s = \alpha b h_o \frac{R_b}{R_s} \qquad (٤ — ٤٠)$$

يجرى اختيار المقاطع حسب النظام التالى :

١ — تحديد معطيات التصميم R_b ، R_s ، h_o ، M .

٢ — تعيين A_o بموجب الصيغة (٤ — ٣٧) ،

٣ — بمعرفة A_o نحصل على γ_o أو α_o من الجدول (٤—١) .

٤ — تحسب قيمة F_s بواسطة إحدى الصيغتين (٤— ٣٩) و (٤ — ٤٠) .

وفى الحالة التى يجب فيها تعيين السعة الحملية للمقطع بمعلومية قيم b و h و F_s ، يفضل استخدام المعادلات الأساسية ، التى حصلنا عليها عند بحث حالة الإجهاد فى المقطع . وفى هذه الحالة ، يعين فى البداية ارتفاع منطقة الانضغاط x بموجب الصيغة (٤ — ١٩) ، وبعد ذلك تستخدم إحدى الصيغتين (٤ — ٢٠) و (٤ — ٢١) بغية إيجاد العزم المؤثر على المقطع المعطى .

ويمكن إيجاد السعة الحملية للمقطع المعطى أيضاً ، بالطريقة التالية :

١ — تعين $\alpha = \frac{x}{ho}$ ، بموجب الصيغة (٤ — ٣٠) .

٢ — بمعرفة α ، نحدد A_o من الجدول (٤ — ١) .

٣ — باستخدام الصيغة (٤— ٣٦) نحسب العزم M الذى يتحمله المقطع .

المثال الرابع : يطلب تعيين مساحة مقطع قضبان التسليح F_s لإحدى العتبات ، مع العلم بأن عزم الانحناء الناتج من تأثير أحمال التصميم ، فى تلك العتبة يساوى M = ١٤,٣ طن متر ، ومماركة الخرسانة ٢٠٠ ، وقضبان التسليح من الفولاذ المدلفن عل الساخن صنف A-III ، وذات نتوءات جانبية ، وأبعاد المقطع b = ٢٠ سم ، h = ٥٠ سم .

الحل : نعين المعطيات الحسابية : من الجدول (٢–١) لدينا R_b = ١٠٠ كجم/سم^2 ، ومن الجدول (٢–٢) لدينا R_s = ٣٤٠٠ كجم/سم^2 ، $h_o = 50 - 3{,}5 = 46{,}5$ سم نجد A_o باستخدام الصيغة (٤ – ٣٧) :

$$A_o = \frac{M}{R_b b h_o^2} = \frac{1430000}{100 \times 20 \times 46.5^2} = 0.33$$

وبمعرفة A_o نحصل من الجدول (٤ – ١) على $\gamma = 0{,}792$ * ، أو $\alpha = 0{,}416$. ثم نجرى الحساب بموجب الصيغة (٤ – ٣٩) كما يلى :

$$F_s = \frac{M}{R_s \gamma_o h_o} = \frac{1430000}{3400 \times 0.792 \times 46.5} = 11.4 \text{ cm}^2$$

أو بموجب الصيغة (٤ – ٤٠) :

$$F_s = \alpha\, b\, h_o \frac{R_b}{R_s} = 0416 \times 20 \times 46.5 \frac{100}{3400} = 11.4 \text{ cm}^2$$

نأخذ ٢ قضبان بقطر ٢٠ م + ٢ قضبان بقطر ١٨ م من نوع A-III (F_s = ١١,٣٧ سم^2)

المثال الخامس : المطلوب إيجاد السعة الحملية لعتبة خرسانية مسلحة ، مستطيلة المقطع ، مع العلم بأن أبعاد المقطع هى : b = ٢٠ سم ، و h = ٤٠ سم ، ومماركة الخرسانة ١٥٠ ، وقضبان التسليح من الفولاذ المدلفن على الساخن ، صنف A-I ، وأن F_s = ٨,٠٤ سم^2 ، (٤ قضبان بقطر ١٦ م) .

الحل : نحدد المعطيات الحسابية وهى : R_b = ٨٠ كجم/سم^2 و R_s = ٢١٠٠ كجم/سم^2 ، و $h_o = 40 - 3 = 37$ سم .

نعيّن ارتفاع منطقة الانضغاط فى المقطع ، بموجب الصيغة (٤ – ١٩) :

* عند استخدام الجدول يجب اللجوء إلى الاستكمال الخطىّ (linear interpolation) .

$$x = \frac{R_s F_s}{R_b b} = \frac{2100 \times 8.04}{80 \times 20} = 10.6 \text{ cm}$$

ثم نجد السعة الحملية المقطع باستخدام الصيغة (٤ – ٢٠) :

$$M = R_b\, b\, x \left(h_o - \frac{x}{2}\right) = 80 \times 20 \times 10.6 \left(37 - \frac{10.6}{2}\right) =$$

$$= 536000 \text{ kg.cm} = 5.36 \text{ tm}$$

أو باستخدام الصيغة (٤ – ٢١) :

$$M = R_s F_s \left(h_o - \frac{x}{2}\right) = 2100 \times 8.04 \left(37 - \frac{10.6}{2}\right) =$$

$$= 536000 \text{ kg.cm} = 5.36 \text{ tm}$$

كما يمكن حل المثال باستخدام الجدول (٤ – ١). نعيّن قيمة α بموجب الصيغة (٤ – ٣٠) :

$$\alpha = \frac{F_s R_s}{b h_o R_b} = \frac{8.04 \times 2100}{20 \times 37 \times 80} = 0.285$$

ومن الجدول (٤ – ١) ، نجد أن A_o = ٠,٢٤٤ عندما تكون α = ٠,٢٨٥ ، ثم نحسب M بموجب الصيغة (٤ – ٣٦) :

$$M = R_b b h_o^2 A_o = 80 \times 20 \times 37^2 \times 0.244 = 536000 \text{ kg.cm} = 5.36 \text{ tm}$$

٤ – المقطع المستطيل المزدوج التسليح

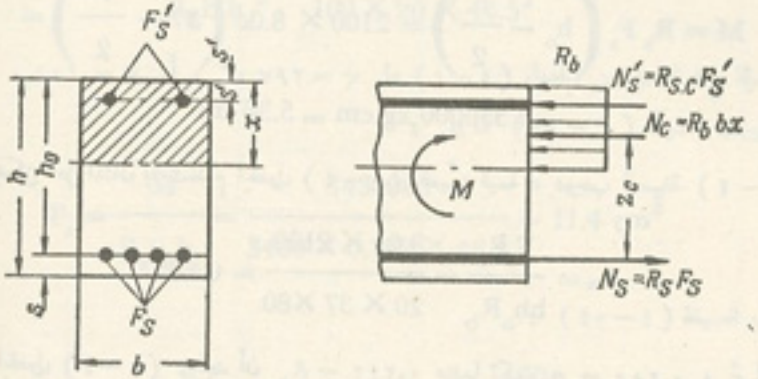
(Rectangular beams with double reinforcement)

المقاطع المزدوجة التسليح ، هى تلك المقاطع التى توضع فيها حسب التصميم ، قضبان تسليح منضغطة مساحتها F'_s بالإضافة إلى قضبان التسليح المشدودة التى مساحتها F_s . ويكون من الضرورى استخدام قضبان التسليح المنضغطة ، عندما يصبح المقطع الأحادى التسليح ، عند أبعاد ومماركات معينة للمواد ، زائد التسليح أى $\alpha > \alpha_{max}$.

وتستهلك المقاطع المزدوجة التسليح كمية كبيرة من الفولاذ ، وتكون عادة غير اقتصادية ، لذا يجب أن يكون استخدامها مبنيًا على اعتبارات خاصة . مثلا ، قد يتعلق تحديد أبعاد المقطع فى بعض الحالات ، بالوزن الأقصى للقطعة السابقة الصنع ، انطلاقاً من حمولة الونش ، أو يتعلق مثلا ، بضرورة إنتاج قطع ذات سعات حملية مختلفة ، فى أحد القوالب الموجودة بالذات .

وكذلك ، قد يتعلق وجود قضبان التسليح فى منطقة الانضغاط ، بتأثير عزوم انحناء مختلفة الإشارة ، أو يتعلق أيضاً بظروف التصميم .

إن حالة الإجهاد المصممة للمقطع المزدوج التسليح مبينة فى الشكل (٤–١٢) .



شكل ٤ – ١٢ . مقطع مستطيل بتسليح مزدوج (صفّان)

ويحدد ارتفاع منطقة انضغاط مثل هذه المقاطع ، كما ذكر سابقاً بواسطة الشرط $\alpha < \alpha_{max}$ ، الأمر الذى يضمن عمليًا ، انهيار منطقى الانضغاط والشد فى وقت واحد ، وكذلك بواسطة الشرط $x \geqslant 2a'$ ، الأمر الذى يضمن وصول الإجهادات فى قضبان التسليح المنضغطة إلى $R_{s.c}$.

ونحصل على الصيغ الحسابية للمقطع المستطيل ، بتعويض قيم ذات دلالات محددة فى الصيغتين (٤ – ١٤) و (٤ – ١٥) للمقطع الذى له أى شكل مماثل وهى :

$$F_c = bx,\ S_c = bx\left(h_o - \frac{x}{2}\right),\ S'_s = F'_s\,(h_o - a')$$

فمثلا ، تأخذ الصيغة (٤ – ١٤) ، المعبرة عن مساواة مجموع مركبات كل القوى على محور القطعة ، للصفر ، الشكل التالى * :

$$R_s F_s - S_b\,bx - R_{s.c} F'_s = 0$$

أو

$$R_b\,bx = R_s F_s - R_{s.c} F'_s \qquad (٤ - ٤١)$$

أما الصيغة (٤ – ١٥) ، للعزم الذى يتحمله المقطع ، فتكتب بالشكل التالى ** :

$$M_{sec} = R_b bx\left(h_o - \frac{x}{2}\right) + R_{s.c} F'_s\,(h_o - a') \qquad (٤ - ٤٢)$$

إن الحد الأول من الصيغة (٤ – ٤٢) ، هو عبارة عن العزم الذى يتحمله المقطع الأحادى التسليح ، الذى (عند استخدام الجدول ٤ – ١) يمكن التعبير عنه بالصيغة (٤ – ٣٦) . حينئذ ، عند استبدال العزم M_{sec} بالعزم M ، $(M_{sec} = M)$ ، تأخذ الصيغة (٤ – ٤٢) الشكل التالى :

$$M = R_b bh_o^2 A_o + R_{s.c} F'_s\,(h_o - a') \qquad (٤ - ٤٣)$$

وعند اختيار المقطع ، يمكن أن تكون المسائل على نوعين مختلفين :

١ – بمعلومية كل من : M و b و h و R_b و R_s ، يطلب تعيين F_s ، وعند اللزوم تعيين F'_s أيضاً .

يبدأ الحساب ، كما هو الحال فى المقطع الأحادى التسليح بتحديد A_o

---

* يمكن الحصول على نفس هذه الصيغة مباشرة بواسطة الشكل (٤ – ١٢) ، كمجموع مساقط كل القوى على محور القطعة .

** يمكن الحصول مباشرة على نفس هذه الصيغة ، بواسطة الشكل (٤ – ١٢) ، كعزم القوى الداخلية حول مركز ثقل مقطع قضبان التسليح المشدودة .

بموجب الصيغة (٤ – ٣٧) . فإذا كانت A_o أكبر من $A_{o_{max}}$ ، يستنتج أن المقطع الأحادى التسليح لا يستطيع تحمل كل العزم المؤثر .

عندئذ بأخذ $A_o = A_{o_{max}}$ ، نجد من الصيغة (٤ – ٤٣) ما يلى :

$$F'_s = \frac{M - A_{o_{max}} R_b b h_o^2}{R_{s.c} (h_o - a')} \qquad (٤٤ - ٤)$$

وتعين مساحة قضبان التسليح F_s من الصيغة (٤ – ٤١) ، بأخذ $x = \alpha_{max} h_o$:

$$F_s = \frac{R_{s.c}}{R_s} F'_s + \frac{\alpha_{max} R_b b h_o}{R_s} \qquad (٤٥ - ٤)$$

٢ – بمعلومية كل من : M و b و h و R_b و R_s و F'_s ، يطلب تعيين F_s .

من الصيغة (٤ – ٤٣) نجد :

$$A_o = \frac{M - R_{s.c} F'_s (h_o - a')}{R_b b h_o^2} \qquad (٤٦ - ٤)$$

وبقيمة A_o* التى حصلنا عليها ، نجد قيمة α من الجدول ومن الصيغة (٤ – ٤١) ، باستبدال x بالمقدار αh_o ، نعين F_s كما يلى :

$$F_s = \frac{R_{s.c}}{R_s} F'_s + \frac{\alpha R_b b h_o}{R_s} \qquad (٤٧ - ٤)$$

وتحدد السعة الحملية القصوى للمقطع المزدوج التسليح ، بالشرط (٤ – ١١ ، أ) :

$$M_{sec} \leqslant R_b S_o$$

* إذا كانت A_o أكبر من $A_{o_{max}}$ ، تكون مساحة مقطع قضبان التسليح F'_s المعطاة ، غير كافية ويجب زيادتها .

وللمقطع المستطيل الشكل ، عند استبدال M_{sec} بالمقدار M ، ($M_{sec} = M$) ، يأخذ الشرط السابق ، الشكل التالى :

$$A_o \leqslant 0.5 \quad \text{أى} \quad M \leqslant 0.5 R_b b h_o^2 \qquad (٤٨ - ٤)$$

المثال السادس : المطلوب تعيين كل من F_s و F'_s ، مع العلم بأن b = ٢٥ سم و h = ٥٠ سم و M = ٢٦ طن متر ، وأن ماركة الخرسانة ٢٠٠ ، وفولاذ التسليح من النوع A-II .

الحل : نعيّن معطيات التصميم : $R_b = 100$ كجم/سم^2 و $R_s = R_{s.c} = 2700$ كجم/سم^2 .

نأخذ a = ٤ سم و a′ = ٣ سم ، عندئذ $h_o = 50 - 4 = 46$ سم .

وبموجب الصيغة (٤ – ٣٧) نجد أن :

$$A_o = \frac{M}{R_b b h_o^2} - \frac{2600000}{100 \times 25 \times 46^2} = 0.49 > A_{o_{max}} = 0.4$$

(بموجب الجدول ٤ – ١) .

ينتج من ذلك ، أن المقطع الأحادى التسليح لا يستطيع تحمل العزم المؤثر بصورة تامة ، ويصبح من الضرورى وجود قضبان التسليح التصميمية المنضغطة . عند ذلك تكون A_o أصغر من ٠,٤ ، مما يحقق الشرط (٤ – ٤٨) . وبموجب الصيغة (٤ – ٤٤) نجد أن :

$$F'_s = \frac{M - A_{o_{max}} R_b b h_o^2}{R_{s.c} (h_o - a')} = \frac{2600000 - 0.4 \times 100 \times 25 \times 46^2}{2700 \ (46 - 3)} = 4.15 \text{ cm}^2$$

وبموجب الصيغة (٤ – ٤٥*) عند $R_{s.c} = R_s$ ، نجد أن :

$$F_s = F'_s + \frac{\alpha_{max} R_b b h_o}{R_s} = 4.15 + \frac{0.55 \times 100 \times 25 \times 46}{2700} = 27.55 \text{ cm}^2$$

وتؤخذ قضبان التسليح المنضغطة ٢ بقطر ١٦ مم – A-II (F'_s = ٤,٠٢ سم^2) . وقضبان التسليح المشدودة ٢ بقطر ٣٢ مم + ٢ بقطر ٢٨ مم – A-II (F_s = ٢٨,٤ سم^2) .

٥ – المقاطع التى على شكل T (T - beams)

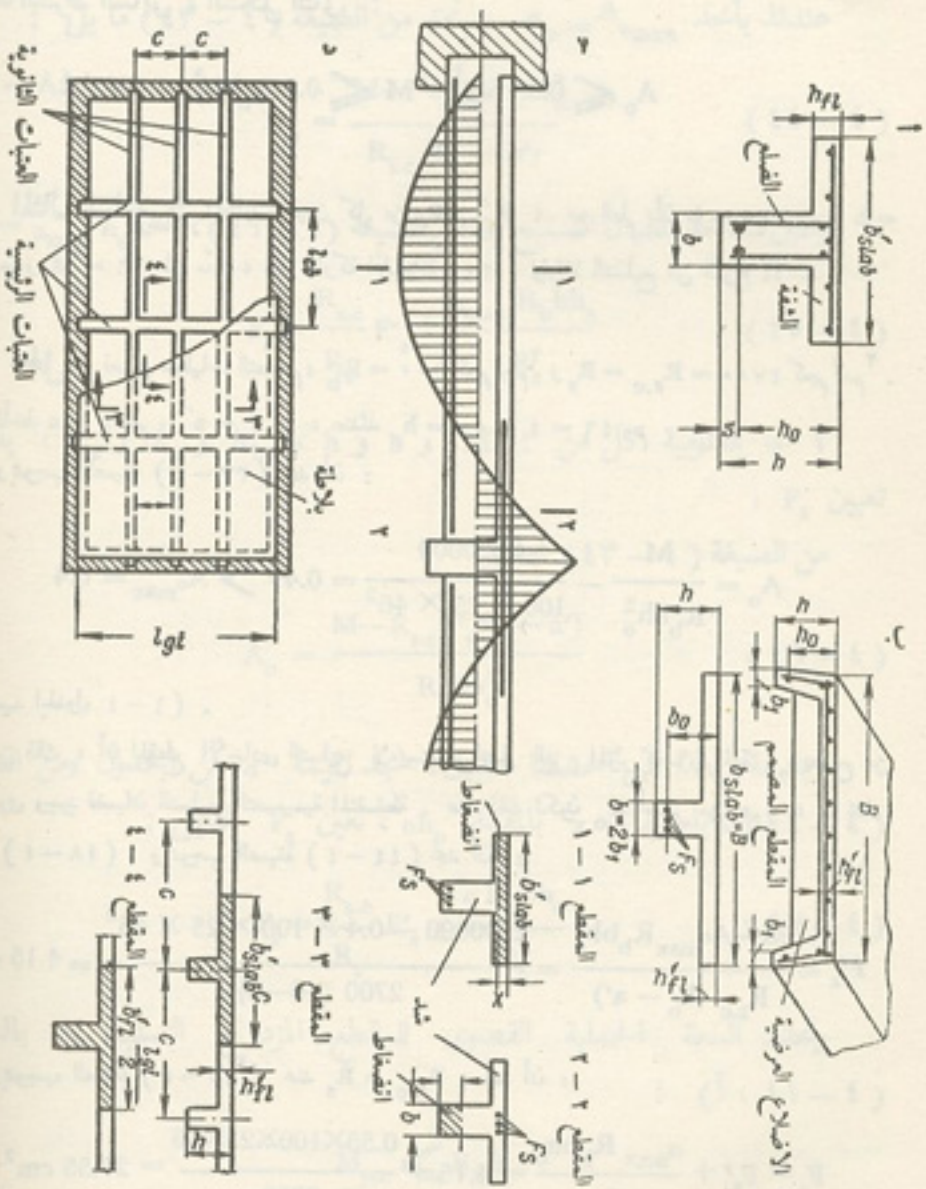
تعتبر المقاطع التى على شكل T ، من أكثر المقاطع انتشاراً فى قطع المنشآت الخرسانية المسلحة (شكل ٤ – ١٣) . يتكون المقطع الذى على شكل T ، من شفة (flange) بعرض b'_{fl} وسمك h'_{fl} ، ومن ضلع (rib) بعرض b وارتفاع h (شكل ٤ – ١٣ ، أ، ب) . وتؤثر شفة المقطع شكل T ، على سعته الحملية، فقط فى تلك الحالة التى توضع فيها الشفة فى منطقة الانضغاط ، لأن خرسانة منطقة الشد فى المرحلة التصميمية الثالثة لحالة الإجهاد ، تحتوى على شقوق متطورة ، وتقوم قضبان التسليح وحدها بتحمل كافة إجهادات الشد .

ويبين الشكل (٤ – ١٣ ، ج) عتبة متواصلة مقطعها شكل T . ففى باع العتبة ، حيث تكون الشفة واقعة فى منطقة الانضغاط (مقطع ١ – ١)، يكون المقطع المصمم على شكل T ، أما فوق المسند ، حيث تقع الشفة فى منطقة الشد (المقطع ٢ – ٢) ، فيكون المقطع المصمم مستطيلا .

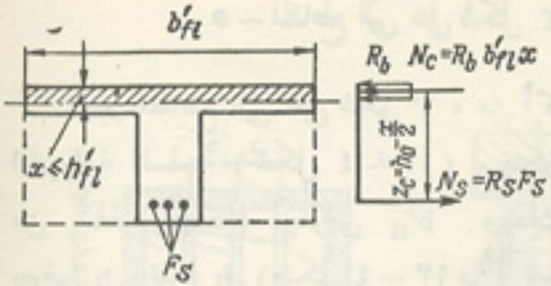
وإذا كان عرض شفة المقطع شكل T كبيراً جداً ، فعندئذ تكون الإجهادات فى قطاعات الشفة البعيدة عن الضلع قليلة . لذلك تحدد المواصفات عرض الشفة الحسابى . للعتبات التى مقطعها على شكل – T ، عندما تكون عوارض شفة المقطع كابولية بارزة (overhangs) ، وكذلك فى السقوف ذات الأضلاع الطولية(الأجزاء الهيكلية السابقة الصنع) ، التى لا تحتوى على أضلاع عرضية (أو عند وجود الأضلاع العرضية ، على مسافات فيما بينها أكبر من المسافات الموجودة بين الأضلاع الطولية) ، عندما تكون $h'_{fl}/h < 0.1$ ، يكون عرض الشفة الذى يؤخذ فى التصميم هو $b'_{fl} \leqslant b + 12\, h'_{fl}$.

ولعتبات السقوف المضلعة ، عند $h'_{fl} \geqslant 0.1\, h$ ، يؤخذ عرض الشفة المصمم مساوياً المسافة بين محاور الأضلاع بحيث لا يزيد على $\frac{1}{2}$ باعها .

وللعتبات المحتوية على شفاه ذات عوارض كابولية بارزة، عند $0.1h > h'_{fl} \geqslant 0.05h$، يؤخذ $b'_{fl} \leqslant b + 6\, h'_{fl}$ ، وعندما يكون $h'_{fl} < 0.05\, h$ ، لا تؤخذ عوارض الشفة البارزة فى الاعتبار عند التصميم، ويحسب المقطع باعتباره مستطيلا ، عرضه b .



شكل ٤ – ١٢ . قطع خرسانية مسلحة ذات مقاطع على شكل – T



شكل ٤ – ١٤ . حساب (تصميم) مقطع على شكل – T ، عند $x \leqslant h'_{f1}$

تعتمد الصيغ الحسابية للمقاطع التى على شكل T، على موقع محور التعادل :

١) عندما لا يخرج محور التعادل عن حدود الشفة ، أى $x \leqslant h'_{f1}$.

نستنتج من بحث حالة إجهاد مثل هذا المقطع (شكل ٤ – ١٤) ، أن قضبان التسليح لما كانت تعمل بمفردها فى منطقة الشد ، ولما كان لمنطقة الانضغاط عرض قدره b'_{f1} ، يمكن إذن حساب المقطع باعتباره مستطيلا ، عرضه b'_{f1} .

ويجرى اختيار المقطع بموجب الجدول (٤ – ١) ، وبموجب صيغ المقطع المستطيل المبينة أعلاه ، ولكن عوضاً عن عرض المقطع b ، يؤخذ دائماً ، العرض b'_{f1} :

$$R_b b'_{f1} x = R_s F_s \qquad (٤٩ - ٤)$$

$$M = R_b b'_{f1} x \left(h_o - \frac{x}{2} \right) \qquad (٥٠ - ٤)$$

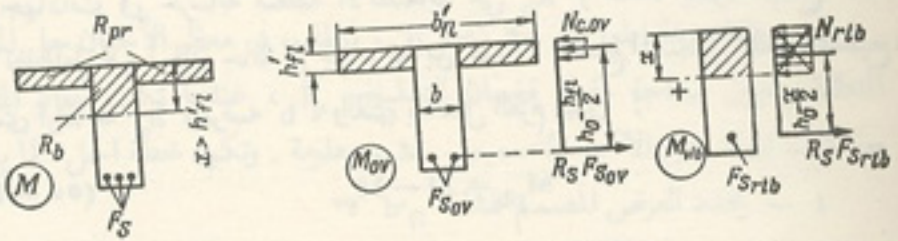
أو

$$M = R_s F_s \left(h_o - \frac{x}{2} \right) \qquad (٥١ - ٤)$$

وعندما تكون الشفة رقيقة نسبياً $\left(\frac{h'_{f1}}{h} \leqslant 0.2 \right)$ ، يمكن استخدام صيغة تقريبية لتعيين مساحة قضبان التسليح المطلوبة ، باعتبار $z_c = h_o - \frac{h'_{f1}}{2}$. عندئذ ، بتعويض هذه القيمة فى الصيغة (٤ – ٥١) نجد أن :

$$F_s = \frac{M}{R_s \left(h_o - \frac{h'_{f1}}{2} \right)} \qquad (٥٢ - ٤)$$

٢ – عندما يخرج محور التعادل عن حدود الشفة ، ويقطع الضلع ، أى $x > h'_{f1}$. عند انهيار مثل هذا المقطع تصل الإجهادات فى العوارض البارزة للشفة إلى حد R_{pr} ، وذلك لأن الشفة منضغطة ، على طول سمكها كله، أما فى الضلع ، فإن الإجهادات كالعادة تساوى R_b ، وبأخذ ذلك فى الاعتبار، يمكن تمثيل حالة إجهاد المقطع المبينة فى الشكل (٤ – ١٥) ، برسمين تخطيطيين بديلين :



شكل ٤ – ١٥ . حساب (تصميم) مقطع على شكل – T ، عند $x > h'_{f1}$

الرسم التخطيطى الأول – تعمل خرسانة العوارض البارزة للشفة ، على الانضغاط ، ويعمل على الشد ، القسم المقابل من جميع قضبان التسليح $F_{s.ov}$. وبموجب هذا الرسم التخطيطى ، يتحمل المقطع ، العزم M_{ov} :

$$M_{ov} = N_{c.ov} z_c$$

$$N_{c.ov} = R_{pr} h'_{f1} (b'_{f1} - b) ; \; z_c = h_o - \frac{h'_{f1}}{2}$$

وبالتالى يكون :

$$M_{ov} = R_{pr} h'_{f1} (b'_{f1} - b) \left(h_o - \frac{h'_{f1}}{2} \right) \qquad (٥٣ - ٤)$$

ومن شرط مساواة مجموع مركبات كافة القوى على محور القطعة ، للصفر ، نجد أن :

$$N_{ov} = R_s F_{s.ov}$$

أو

$$R_{pr} h'_{f1} (b'_{f1} - b) = R_s F_{s.ov}$$

ومنها ينتج أن :

$$F_{s.ov} = \frac{R_{pr} h'_{f1} (b'_{f1} - b)}{R_s} \qquad (٤ - ٥٤)$$

الرسم التخطيطى الثانى – تعمل خرسانة الضلع على الانضغاط ، ويعمل على الشد ، قسم من جميع قضبان التسليح المشدودة $F_{s.rib}$. وبما أن الإجهادات فى خرسانة منطقة الانضغاط هى R_b (عندما يكون ارتفاع منطقة الانضغاط x) ، فإن حالة الإجهاد تطابق تماماً ، المقطع المستطيل المفرد التسليح ، الذى ارتفاعه h_o وعرضه b ، والذى يتحمل العزم التالى :

$$M_{rib} = M - M_{ov} \qquad (٤ - ٥٥)$$

وتعين الكمية المطابقة من قضبان التسليح المشدودة $F_{s.rib}$ ، بالطريقة العادية : تستخرج قيمة $A_o = \frac{M_{rib}}{R_b b h_o^2}$ ، وبواسطة A_o ، نعين Y_o (أو α) من الجدول (٤ – ١) ، وبعد ذلك نعين $F_{s.rib}$ بالصيغة (٤ – ٣٩) أو بالصيغة (٤ – ٤٠) .

إن الكمية الكلية لقضبان التسليح المشدودة فى المقطع شكل T تساوى :

$$F_s = F_{s.ov} + F_{s.rib} \qquad (٤ - ٥٦)$$

وتعيّن حدود التسليح الأقصى للمقطع بموجب الشرط (٤ – ٢٥) بدون أخذ العوارض البارزة للشفة فى الاعتبار (كما هو الحال فى المقطع المستطيل ، الذى ارتفاعه h وعرضه b) .

عند حساب المقاطع التى على شكل T ، يمكن تقدير حالة التصميم $x \leqslant h'_{f1}$ أو $x > h'_{f1}$ ، بالطريقة التالية :

نجد العزم الذى يتحمله المقطع عند $x = h'_{f1}$ بموجب الصيغة (٤ – ٥٠) ، بأخذنا فى هذه الصيغة $x = h'_{f1}$.

$$M_{x = h'_{f1}} = R_b b'_{f1} h'_{f1} \left(h_o - \frac{h'_{f1}}{2} \right) \qquad (٤ - ٥٧)$$

إذا كان العزم المؤثر $M \leqslant M_{x = h'_{f1}}$ ، يكون لدينا $x \leqslant h'_{f1}$ ، وإذا كان العزم $M > M_{x = h'_{f1}}$ ، يكون لدينا $x > h'_{f1}$.

وفى القطع المنتجة من مقاطع على شكل T ، بشفة كبيرة نسبياً ، تكون $x \leqslant h'_{f1}$ كقاعدة عامة .

عند حساب المقاطع التى على شكل T ، يتطلب فى معظم الأحيان حل المسألة المتعلقة بتعيين مساحة مقطع قضبان التسليح F_s ، عندما تكون أبعاد المقطع وماركات المواد وعزم الانحناء التصميمى M ، معلومة . وتكون خطة الحل كما يلى :

١ – يحدد العرض المصمم للشفة b'_{f1} ،

٢ – تعيين الحالة التصميمية التى ينتمى إليها المقطع ، وذلك بموجب الصيغة (٤ – ٥٧) ،

٣ – إيجاد مساحة مقطع قضبان التسليح F_s :

عند $x \leqslant h'_{f1}$ ، كما فى المقطع المستطيل الذى عرضه b'_{f1} ، أو بموجب الصيغة التقريبية (٤ – ٥٢) ، عند $x > h'_{f1}$ ، يعين فى البداية M_{ov} بموجب الصيغة (٤ – ٥٣) و $F_{s.ov}$ بموجب الصيغة (٤ – ٥٤) ، وبعد ذلك يعين M_{rib} بموجب الصيغة (٤ – ٥٥) و $F_{s.rib}$ كما فى العتبة المستطيلة المقطع ، بعرض قدره b . ونجد الكمية الكلية لقضبان التسليح بموجب الصيغة (٤ – ٥٦) .

فى الحالة التى يجب فيها تعيين السعة الحملية للمقطع عندما تعطى أبعاد المقطع ومساحة مقطع قضبان التسليح وماركات الخرسانة والفولاذ ، نقوم بتعيين x من الصيغة (٤ – ٤٩) :

$$x = \frac{R_s F_s}{b'_{f1} R_b} \qquad (٤ - ٥٨)$$

وإذا كانت $x \leqslant h'_{f1}$ ، يتم تعيين السعة الحملية للمقطع M_{sec} بموجب

الصيغة (٤ – ٥٠) أو الصيغة (٤ – ٥١) . وإذا كانت $x > h'_{fl}$ ، عندئذ يكون نظام الحساب كما يلى :

١ – نعين $F_{s,ov}$ بموجب الصيغة (٤ – ٥٤)، و M_{ov} بموجب الصيغة (٤ – ٥٣) ،

٢ – توجد $F_{s,rib}$ ، من الصيغة (٤ – ٥٦) :

$$F_{s.rib} = F_s - F_{s.ov}$$

٣ – نحسب M_{rib} ، كما فى المقطع المستطيل المفرد التسليح : أى نعين فى البداية $x = \frac{R_s F_{s.rib}}{b R_b}$ ، وبعد ذلك نعين $M_{rib} = R_s F_{s.rib} \left(h_o - \frac{x}{2} \right)$ ؛

٤ – نعين القيمة الكلية للعزم الذى يتحمله المقطع (السعة الحملية للمقطع) :

$$M_{ov} + M_{rib} = M_{sec} .$$

المثال السابع : المطلوب تعيين مساحة قضبان التسليح F_s ، فى قطعة لها مقطع على شكل T – ، حسب المعطيات التالية : $M = 4{,}2$ طن متر ، $h = 40$ سم ، $h'_{fl} = 3$ سم ، $b = 14$ سم ، $b'_{fl} = 60$ سم . ماركة الخرسانة ٢٠٠ ، وفولاذ التسليح من النوع A-III .

الحل :

١ – نحدد معطيات التصميم : $R_b = 100$ كجم / سم^2 ، $R_{pr} = 80$ كجم/سم^2 ، $R_s = 3400$ كجم/سم^2 ، $h_o = 37$ سم .

٢ – نعين العرض المصمم للشفة :

$$\frac{h'_{fl}}{h} = \frac{3}{40} \begin{matrix} < 0.1 \\ > 0.05 \end{matrix}$$

فنأخذ : $b'_{fl} = 12\, h'_{fl} + b = 12 \cdot 3 + 14 = 50$ cm

٣ – نحدد الحالة التصميمية ، ولأجل ذلك نجرى الحساب بموجب الصيغة (٤ – ٥٧) :

$$M_{x=h'_{fl}} = R_b\, b'_{fl}\, h'_{fl} \left(h_o - \frac{h'_{fl}}{2} \right) = 100 \times 50 \times 3 \left(37 - \frac{3}{2} \right) =$$

$$= 532\,000 \text{ kgcm} = 5.32 \text{ tm}$$

بما أن عزم التصميم المعطى $M < M_{x=h_{fl}}$ $(4.2 < 5.32)$ يكون لدينا $x < h'_{fl}$.

٤ – نعين F_s ، كما فى المقطع المستطيل الذى عرضه b'_{fl} .

$$A_o = \frac{M}{R_b\, b'_{fl}\, h_o^2} = \frac{420\,000}{100 \times 50 \times 37^2} = 0.062$$

وبموجب الجدول (٤ – ١) نحصل على : $\gamma_o = 0.97$, $\alpha = 0.064$

وبموجب الصيغة (٤ – ٣٩) :

$$F_s = \frac{M}{R_s\, \gamma_o\, h_o} = \frac{420\,000}{3400 \times 0.97 \times 37} = 3.4 \text{ cm}^2$$

أو بموجب الصيغة (٤ – ٤٠) :

$$F_s = \alpha\, b'_{fl}\, h_o \frac{R_b}{R_s} = 0.064 \times 50 \times 37 \times \frac{100}{3400} = 3.4 \text{ cm}^2$$

وبموجب الصيغة التقريبية (٤ – ٥٢) :

$$F_s = \frac{M}{R_s \left(h_o - \frac{h'_{fl}}{2} \right)} = \frac{420\,000}{3400 \left(37 - \frac{3}{2} \right)} = 3.5 \text{ cm}^2$$

المثال الثامن : المطلوب تعيين F_s ، حسب معطيات المثال السابق ، إذا كان $M = 6$ طن متر .

الحل :

١ – نحدد الحالة التصميمية . بما أن $M > M_{x=h_{fl}}$ $(6 > 5.32)$ ، يكون لدينا $x > h'_{fl}$.

٢ – نعيّن $F_{s.ov}$ و M_{ov} :

بموجب الصيغة (٤ – ٥٤) :

$$F_{s.ov} = \frac{R_{pr}\, h'_{f1}\,(b'_{f1} - b)}{R_s} = \frac{80 \times 3\ (50 - 14)}{3400} = 2.54\ cm^2$$

وبموجب الصيغة (٤ – ٥٣) :

$$M_{ov} = R_{pr}\, h'_{f1}(b'_{f1} - b)\left(h_o - \frac{h'_{f1}}{2}\right) = 80 \times 30\ (50 - 14)\left(37 - \frac{3}{2}\right) =$$

$$= 307\,000\ kg\ cm = 3.07\ tm$$

٣ – نوجد M_{rib} بموجب الصيغة (٤ – ٥٥) :

$$M_{rib} = M - M_{ov} = 6 - 3.07 = 2.93\ tm$$

٤ – لأجل تعيين $F_{s.rib}$ ، نجد في البداية A_o :

$$A_o = \frac{M_{rib}}{R_b\, bh_o^2} = \frac{293\,000}{100 \times 14 \times 37^2} = 0.152$$

ومن الجدول (٤ – ١) : $\alpha = 0.166 < \alpha_{max}$ ،

$$F_{s.rib} = \alpha\, bh_o \frac{R_b}{R_s} = 0.166 \times 14 \times 37\ \frac{100}{3400} = 2.51\ cm^2$$

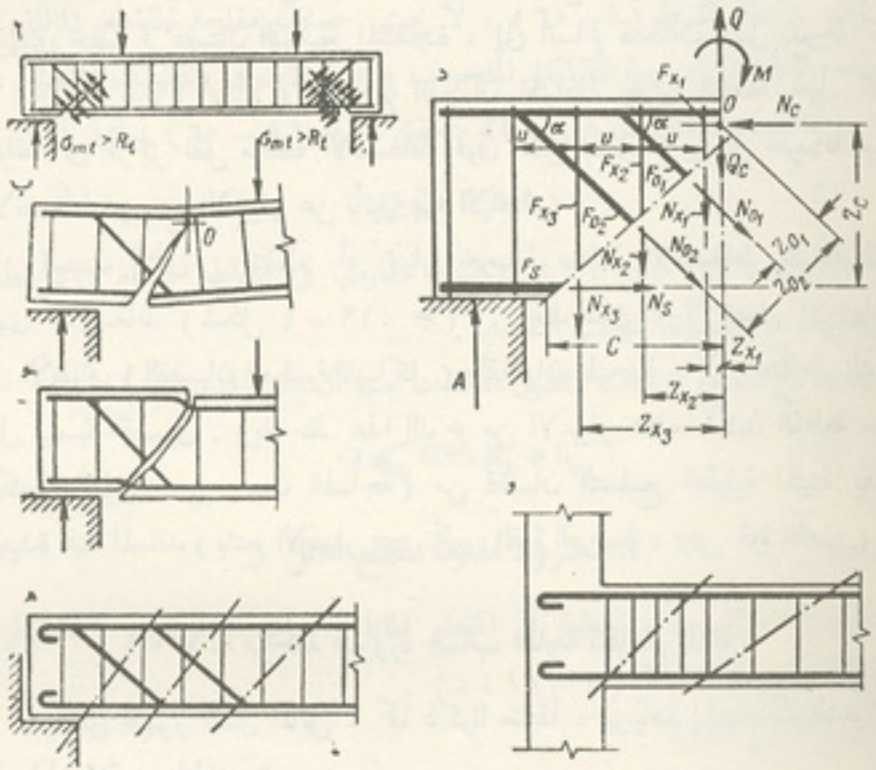
٥ – نحدد الكمية الكلية لقضبان التسليح المشدودة ، بموجب الصيغة (٤ – ٥٦) :

$$F_s = F_{s.ov} + F_{s.rib} = 2.54 + 2.51 = 5.05\ cm^2$$

البند الثالث عشر – حساب السعة الحملية للمقاطع المائلة في القطع المعرضة للانحناء

تبين التجارب ، أنه قد تظهر شقوق مائلة ، بالقرب من مساند القطعة المعرضة للانحناء نتيجة للتأثير المشترك للقوة العرضية ولعزم الانحناء (شكل ٤ – ١٦) ، وعند ذلك ، يعتمد ميل الشقوق على طبيعة تسليح القطعة ، وعلى أبعاد المقطع العرضي ، وعلى صفات مقاومة الخرسانة وفولاذ التسليح .

ومن دراسة مقاومة المواد، نعلم أن عزم الانحناء M يولد في مادة العتبة إجهادات عمودية σ (normal stresses) ، وأن القوة العمودية Q تولد إجهادات مماسية τ (tangent stresses) . عند ذلك ، تؤثر على المستويات المائلة إجهادات الشد الرئيسية $\sigma_{m.t}$ ، وإجهادات الانضغاط الرئيسية $\sigma_{m.t}$.



شكل ٤ – ١٦ . حساب مقاومة المقاطع المائلة القطع المعرضة للانحناء

(أ) الرسم التخطيطي لتكون الشقوق المائلة ، (ب ، حـ) الرسمان التخطيطيان لانهيار القطعة بامتداد الشق المائل ، (د) المخطط التصميمي للمقطع المائل ، (هـ ، و) مقاطع مائلة مصممة

وعند وصول إجهادات الشد الرئيسية إلى قيمة مقاومة الخرسانة القصوى للشد R_t (شكل ٤ – ١٦ ، أ) ، تؤدي إلى تصدع الخرسانة وتكون الشقوق المائلة (المرحلة الأولى – أ) . وتحاول الأجزاء الواقعة إلى يمين ويسار الشق المائل ، الدوران بصورة متبادلة حول النقطة الواقعة في منطقة انضغاط المقطع ، فوق الشق .

وتعوق مثل هذا الدوران ، قضبان التسليح التى يجتازها الشق ، والعاملة على الشد وهى القضبان الطولية والأطواق والقضبان المنحنية . وبعد تكون الشقوق ، تطابق حالة الإجهادات والتشوهات ، المرحلة الثانية . وعند الزيادة التالية للأحمال ، يحدث انهيار القطعة عند المقطع المائل (المرحلة الثالثة) ، لأحد السببين التاليين :

السبب الأول : تنتهى مقاومة قضبان التسليح التى يجتازها الشق المائل ، ويؤدى خضوع قضبان التسليح المشدودة ، إلى اتساع فتحات الشق بدرجة كبيرة (شكل ٤ — ١٦، ب) ، ويتم الدوران المتبادل لجزئى القطعة حول النقطة الواقعة فى مركز ثقل منطقة الانضغاط فوق الشق المائل ، وتنهار خرسانة منطقة الانضغاط (ينتج الانهيار عن تأثير عزم الانحناء) .

السبب الثانى : تنقطع أو تنهار خرسانة منطقة الانضغاط نتيجة لتأثير قوى الانضغاط (شكل ٤ — ١٦، ج) . وعند ذلك ، لا تصل الإجهادات فى الأطواق (القضبان العرضية للهياكل) والقضبان المنحنية ، التى يجتازها الشق ، إلى قيمتها القصوى . ويلاحظ هذا النوع من الانهيار عندما تكون القطعة مزودة بكمية كبيرة (من حيث المساحة) من قضبان التسليح الطولية المثبتة بصورة جيدة عند المساند (ينتج الانهيار عن تأثير القوة العرضية ، وهى قوة القص) .

١ — مراجعة ضرورة حساب مقاومة المقاطع المائلة

يتعلق ظهور الشق المائل ، كما ذكرنا سابقاً ، بزيادة إجهادات الشد المائلة فى الخرسانة عن الحد R_t .

وتعتمد قيمة إجهادات الشد المائلة على القوة العرضية Q (قوة القص) ، ويمكن تعيينها تقريبيًّا بموجب الصيغة التالية :

$$\sigma_{m.t} = \frac{Q}{b\,h_o} \qquad (٤ - ٥٩)$$

وتكون مقاومة المقطع المائل ، المعينة بواسطة عمل الخرسانة على الشد ، كافية إذا كانت :

$$\sigma_{m.t} = \frac{Q}{b\,h_o} \leqslant R_t$$

أو بعبارة أخرى ، إذا كانت :

$$Q \leqslant R_t b\,h_o \qquad (٤ - ٦٠)$$

وعند مراعاة الشرط (٤ — ٦٠) ، لا يجرى حساب مقاومة المقاطع المائلة ، ويتم وضع القضبان العرضية للهياكل الملحومة ، ووضع الأطواق والقضبان المنحنية ، بناء على الاعتبارات التصميمية . وإذا لم يتحقق الشرط (٤ — ٦٠) ، أى :

$$Q > R_t b\,h_o \qquad (٤ - ٦١)$$

يظهر فى القطعة شق مائل ، ويجب ضمان مقاومتها فى المقاطع المائلة ، بواسطة قضبان التسليح الموضوعة بموجب التصميم .

وللحد من اتساع فتحات الشقوق المائلة ، يجب أن يكون لدينا :

$$Q \leqslant 0.25\,R_b\,b\,h_o \qquad (٤ - ٦٢)$$

٢ — شروط مقاومة المقطع المائل

لنبحث حالة إجهاد القطعة فى المقطع المائل ، باستخدام الرسم التخطيطى الحسابى ، المبين فى الشكل (٤ — ١٦ ، د) .

نضع الرموز التالية :

c — طول مسقط المقطع المائل ، على محور القطعة ؛

u — خطوة الأطواق (القضبان العرضية للهياكل) ؛

α — زاوية ميل القضبان المنحنية ؛

F_{st} و F_{incl} و F_s — مساحات المقطع العرضى لكل من قضبان التسليح الطولية والقضبان المنحنية وللأطواق (للقضبان العرضية) ؛

N_{st} و N_{incl} و N_s — محصلة إجهادات الشد ، الموجودة فى قضبان التسليح الطولية وفى القضبان المنحنية والأطواق على التوالى ؛

N_c — مسقط (مركبة) محصلة الإجهادات فى خرسانة منطقة انضغاط المقطع المائل ، على محور القطعة ؛

Q_c — مسقط (مركبة) محصلة الإجهادات فى خرسانة منطقة انضغاط المقطع المائل ، على الخط العمودى على محور القطعة ؛

Q — القوة العرضية أو قوة القص المصممة (الناتجة عن أحمال التصميم المؤثرة على القطعة) ، والمؤثرة فى القسم الأعلى من المقطع المائل ؛

M — عزم الانحناء المصمم (الناتج عن أحمال التصميم المؤثرة فى القطعة)، والمؤثر فى القسم الأعلى من المقطع المائل .

وكما هو الحال عند حساب مقاومة المقاطع العمودية ، تحدد القوى الداخلية فى فولاذ التسليح وفى الخرسانة ، بواسطة مقاومتهما التصميمية :

$$N_s = R_s F_s \; ; \; N_{incl} = R_s F_{incl} \; ; \; N_{st} = R_s F_{st}$$

وبموجب المعطيات التجريبية ، يؤخذ :

$$Q_c = \frac{0.15\, R_b\, bh_o^2}{c} \qquad (٤ - ٦٣)$$

ولضمان مقاومة القطعة المعرضة للانحناء عند المقطع المائل ، يجب أولا تزيد القوة المصممة Q ، وألا يزيد العزم المصمم M ، على السعة الحملية للمقطع المائل ، المحسوبة اعتماداً على أبعاد المقطع العرضى للقطعة ، وعلى تسليحها وقيم المقاومة التصميمية للخرسانة وقضبان التسليح

مثلا ، لا يتم انهيار القطعة عند المقطع المائل ، نتيجة للسبب الأول (نتيجة لتأثير العزم) ، إذا لم تزد قيمة عزم الانحناء المصمم M ، على مجموع عزوم جميع القوى الداخلية حول مركز ثقل مساحة منطقة الانضغاط 0 . وبما أن الشق فى الحالة العامة ، يستطيع اجتياز بعض الأطواق وبعض القضبان المنحنية ، نضع قبل القوى الموجودة فى الأطواق وفى القضبان المنحنية ، علامة الإجمال Σ:

$$M \leqslant N_s z_c + \Sigma N_{incl} z_{incl} + \Sigma N_{st} z_{st}$$

حيث z_o و z_{incl} و z_{st} — هى المسافات بين مراكز ثقل كل من مقاطع قضبان التسليح الطولية والقضبان المنحنية والأطواق (straps) على التوالى ، وبين نقطة تأثير العزم .

نستبدل كلاً من N_s و N_{incl} و N_{st} ، بقيمها ، فنحصل على :

$$M \leqslant R_s F_s z_c + \Sigma R_s F_{incl} z_{incl} + \Sigma R_s F_{st} z_{st} \qquad (٤ - ٦٤)$$

ويعين اتجاه أخطر شق مائل (بموجب عزم الانحناء) ، من الشرط التالى :

$$Q = \Sigma R_s F_{incl} \sin \alpha + \Sigma R_s F_{st} \qquad (٤ - ٦٥)$$

ولحساب المسافتين z_c و z_{incl} ، الداخلتين فى الصيغة الحسابية (٤ — ٦٤) ، يجب معرفة موقع مركز ثقل مساحة خرسانة منطقة الانضغاط فى أعلى المقطع المائل . وتعين مساحة منطقة الانضغاط من الشرط (٤ — ٧) كما فى المقطع العمودى ، ويعتبر مركز ثقلها ، واقعاً على المقطع المائل .

إن شرط مقاومة المقطع المائل بموجب العزم ، فى القطع السابقة الإجهاد ، يبقى من الناحية المبدئية كما هو عليه بالنسبة للقطع غير السابقة الإجهاد ، ولكن فى الطرف الأيمن للصيغة (٤ — ٦٤) ، يجب أن تدخل كذلك العزوم الناتجة عن القوى ، فى جميع أنواع قضبان التسليح المجهدة ، الواقعة فى المقطع المائل الذى نبحثه .

وإذا احتوت القطعة ، فى الحالة العامة ، على قضبان تسليح طولية مجهدة مساحة مقطعها F_{pres} ، وعلى قضبان تسليح منحنية مجهدة ، مساحة مقطعها $F_{pres.incl}$ ، وعلى أطواق مجهدة مساحة مقطعها $F_{pres.st}$ ، فعندئذ ، بالرمز إلى أبعادها المطابقة عن نقطة تأثير العزم ، بـ z_{pres} و $z_{pres.incl}$ و $z_{pres.st}$ ، نحصل على شرط المقاومة بالشكل التالى :

(٤ — ٦٤ ، أ)

$$M \leqslant R_{pres} F_{pres} z_{pres} + \Sigma R_{pres} F_{pres.incl} z_{pres.incl} + \Sigma R_{pres} F_{pres.st} z_{pres.st} + R_s F_s z_c + \Sigma R_s F_{incl} z_{incl} + \Sigma R_s F_{st} z_{st}$$

ولتعيين أخطر مقطع مائل بموجب الصيغة (٤ – ٦٥) ، يجب كذلك إدخال الحدود الإضافية ، التى تأخذ فى الاعتبار وجود فولاذ التسليح المجهد :

$$Q = \Sigma R_{pres} F_{pres,incl} \sin \alpha_{pres} + \Sigma R_{pres} F_{pres,st} + \Sigma R_s F_{incl} \sin \alpha + \Sigma R_s F_{st} \qquad (٤ - ٦٥، أ)$$

وتعتبر الصيغتان (٤ – ٦٤ ، أ) و (٤ – ٦٥ ، أ) ، بمثابة صيغتين عامتين لجميع الحالات . فإذا كان أحد أنواع قضبان التسليح غير موجود ، فإن الحد المطابق له فى الصيغة، يساوى صفراً . مثلا ، للقطع ذات التسليح الاعتيادى ، عندما تكون قيم F_{pres} و $F_{pres,incl}$ و $F_{pres,st}$ ، مساوية للصفر ، نحصل على الصيغتين (٤ – ٦٤) و (٤ –٦٥) .

كما يجب فحص مقاومة العزم فى المقاطع المائلة للقطع السابقة الإجهاد ، المسلحة بأسلاك وبحزم وجدائل سلكية فى منطقة تثبيت فولاذ التسليح المجهد . عند ذلك ، تعتبر مقاومة فولاذ التسليح الموجود فى بداية منطقة التثبيت ، مساوية للصفر ، وفى نهاية منطقة التثبيت ، مساوية للمقدار R_{pres} ، وفى النقاط الوسطى ، تؤخذ المقاومة بواسطة الحساب بطريقة الاستكمال الخطى (interpolation) .

وعند مراعاة التعليمات التصميمية التى سنبحثها أدناه ، والتى توصى بها المواصفات ، فيما يتعلق بتثبيت قضبان التسليح الطولية ، ووضع قضبان التسليح العرضية ، يمكن عدم مراجعة مقاومة العزم فى المقاطع المائلة .

ولا يتم انهيار القطعة عند المقطع المائل ، للسبب الثانى (نتيجة لتأثير القوة العرضية) ، فيما إذا لم تزد القوة العرضية المصممة Q على مجموع مساقط جميع القوى الداخلية على الخط العمودى على محور القطعة . ولا تصل الإجهادات فى القضبان المنحنية وفى الأطواق ، كما ذكرنا سابقاً ، إلى قيمتها القصوى . لذا تؤخذ المقاومات التصميمية فى قضبان التسليح F_{incl} و F_{st}، مساوية للمقدار $R_{s,st}$:

$$Q \leqslant \Sigma R_{s,st} F_{incl} \sin \alpha + \Sigma R_{s,st} F_{st} + Q_c \qquad (٤ - ٦٦)$$

وعند وجود قضبان تسليح عرضية مجهدة (أطواق وقضبان منحنية) ، يأخذ شرط المقاومة الشكل التالى :

$$Q \leqslant \Sigma R_{pres,st} F_{pres,incl} \sin \alpha_{pres} + \Sigma R_{pres,st} F_{pres,st} + \Sigma R_{s,st} F_{incl} \sin \alpha + \Sigma R_{s,st} F_{st} + Q_c \qquad (٤ - ٦٦، أ)$$

وفى القطع السابقة الإجهاد ، غالباً ما تكون قضبان التسليح الطولية ، هى القضبان الوحيدة المجهدة ، أما الأطواق فتستعمل بدون إجهاد (على شكل هياكل ملحومة) . لذلك يكون شرط المقاومة (٤ – ٦٦) ، صحيحاً بالنسبة للقطع السابقة الإجهاد أيضاً .

ويجب دائماً ، التحقق من شرط المقاومة (٤ – ٦٦) ، إذا كان من المحتمل ظهور شق فى القطعة ($Q > R_t\, b\, h_o$) . وتجرى مراجعة الشرط (٤ – ٦٦) للمقاطع المائلة ، المارة بحافة المسند وبالنقطة الواقعة فى بداية القضبان المنحنية (شكل ٤ – ١٦، ه) . وإذا تغيرت خطوة الأطواق (القضبان العرضية) على طول القطعة ، تراجع كذلك مقاومة المقاطع المائلة ، المارة بالنقطة التى تتغير عندها خطوة الأطواق (شكل ٤ – ١٦، و) .

٣ – حساب القضبان العرضية للهياكل (الأطواق) ، والقضبان المنحنية

لنفرض أن العتبة لا تحتوى على قضبان منحنية ، عندئذ تقوم خرسانة منطقة الانضغاط والأطواق (القضبان العرضية للهياكل) ، فقط ، بمقاومة القوة العرضية (قوة القص) .

ويأخذ شرط المقاومة (٤ – ٦٦) الشكل التالى :

$$Q \leqslant \Sigma R_{s,st} F_{st} + Q_c$$

نرمز إلى القوة العرضية التى تتحملها الأطواق بـ Q_{st} ، عندئذ يكون لدينا :

$$Q \leqslant Q_{st} + Q_c$$

أو

$$Q \leqslant Q_{st,c}$$

حيث $Q_{st.c}$ — القوة العرضية التى تتحملها الأطواق والخرسانة معاً .

$$Q_{st.c} = Q_{st} + Q_c \qquad (٤ - ٦٧)$$

وإذا استطاعت الأطواق تحمل قوى عمودية قدرها q_{st} فى وحدة طول العتبة ، فإنها تتحمل بطول مسقط المقطع المائل c ، قوة قدرها : $Q_{st} = q_{st}\, c$

نعوض عن Q_{st} فى الصيغة (٤ — ٦٧) بقيمتها التى حصلنا عليها الآن ونستبدل Q_c بقيمتها المعطاة بالصيغة (٤ — ٦٣) ، فنجد أن :

$$Q_{st.c} = q_{st}\, c + \frac{0.15\, R_b\, b\, h_o^2}{c} \qquad (٤ - ٦٨)$$

وينتج من بحث الصيغة (٤ — ٦٨) ، أنه بزيادة c ، يزداد الحد الأول للمعادلة (الطرف الأيسر) ، ويقل الحد الثانى (الطرف الأيمن) ، والعكس بالعكس . ولكى نضمن مقاومة العتبة عند أى مقطع مائل ، يجب تعيين القيمة الصغرى للمقدار $Q_{st.c}$.

ولإيجاد القيمة الصغرى للمقدار $Q_{st.c}$ ، يجب مساواة المشتقة الأولى للمقدار $Q_{st.c}$ بالنسبة للمتغير c ، للصفر :

$$\frac{d\, Q_{st.c}}{d\, c} = q_{st} - \frac{0.15\, R_b\, b\, h_o^2}{c^2} = 0$$

ومنها ينتج أن :

$$c = \sqrt{\frac{0.15\, R_b\, b\, h_o^2}{q_{st}}}$$

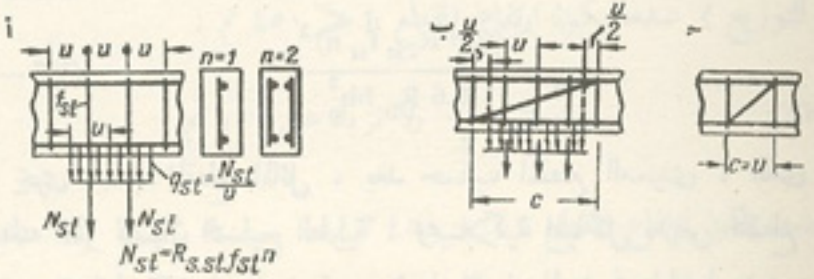
إن قيمة c المستخرجة ، هى مسقط المقطع المائل الذى يعتبر من المقاطع غير الملائمة جداً . وبتعويض تلك القيمة فى الصيغة (٤ — ٦٨) ، وإتمام أبسط الحسابات الجبرية ، نجد أن :

$$Q_{st.c} = \sqrt{0.6\, R_b\, b\, h_o^2 q_{st}} \qquad (٤ - ٦٩)$$

يبلغ مقدار القوة التى تتحملها الأطواق ، على وحدة طول العتبة ، q_{st} كجم/سم ، عندما تكون المسافة بين الأطواق (خطوة الأطواق) u ، ومساحة المقطع العرضى للطوق f_{st} . وعدد فروع الطوق بعرض العتبة ، يساوى n (شكل ٤ — ١٧ ، أ) :

$$q_{st} = \frac{R_{s.st}\, f_{st}\, n}{u} \qquad (٤ - ٧٠)$$

وعند الحصول على صيغة للمقدار $Q_{st.c}$ ، نفرض أن القوة فى الأطواق q_{st} موزعة بانتظام على طول المسقط بأجمعه c . ولكن الشق المائل الذى طول مسقطه c ،



شكل ٤ — ١٧ . حساب القضبان العرضية (الأطواق)

قد لا يقطع الطوقين الطرفيين (شكل ٤ — ١٧ ، ب) ، ولذلك تنعدم القوة q_{st} ، فى الأجزاء الطرفية بطول 0.5u . وبالتالى ، يجب تقليل القيمة التى حصلنا عليها لـ $Q_{st.c}$ (الصيغة [٤ — ٦٩]) ، بمقدار $q_{st}u$:

$$Q_{st.c} = \sqrt{0.6\, R_b\, b h_o^2\, q_{st}} - q_{st}u \qquad (٤ - ٧١)$$

ومن الأسهل فى الحسابات العملية ، استبدال المقدار فى الطرف الثانى (الأيمن) من الصيغة (٤ — ٧١) بقيمته المستخرجة من الصيغة (٤ — ٧٠) ، عندئذ نحصل بصورة نهائية على :

$$Q_{st.c} = \sqrt{0.6\, R_b\, b h_o^2\, q_{st}} - R_{s.st}\, f_{st}\, n \qquad (٤ - ٧٢)$$

إذا أثرت أحمال مستمرة منتظمة التوزيع * p (الضغط الإيدروستاتيكى وضغط التربة .. وغير ذلك) تأثيراً دائميًا فى حدود طول مسقط المقطع المائل ، فإنها تقلل القوة العرضية المحسوبة . وفى هذه الحالة نضع المقدار $(q_{st} + p)$ بدلا من المقدار q_{st} فى الصيغة (٤ — ٧٢) .

وعادة لا توضع قضبان منحنية فى العتبات المسلحة بهياكل ملحومة وتقوم خرسانة منطقة الانضغاط والأطواق ، بتحمل القوة العرضية بأجمعها ، لذا يقتصر حساب القوة العرضية على استخدام الصيغتين (٤ — ٧٠) و (٤ — ٧٢).

وبما أن Q يجب أن تكون مساوية للمقدار $Q_{st.c}$ أو أقل منه ، نضع Q بمحل $Q_{st.c}$ ، فى الصيغة (٤ — ٧٢) ، فنجد أن :

$$q_{st} = \frac{(Q + R_{s.st} f_{st} n)^2}{0.6 R_b bh_o^2} \qquad (٤ — ٧٣)$$

يجرى حساب المقطع المائل ، بعد حساب المقطع العمودى ، الذى حددنا بواسطته قطر قضبان التسليح الطولية ، وعينا كمية الهياكل بعرض المقطع — n . لذلك يعين قطر القضبان العرضية من شرط اللحام المبين فى الجدول (١ — ٥) ، وتعوض فى الصيغة (٤ — ٧٣) المساحة المطابقة للمقطع العرضى للقضبان f_{st} .

وبتعيين q_{st} ، نحدد الخطوة اللازمة للأطواق ، من الصيغة (٤ — ٧٠) :

$$u = \frac{R_{s.st} f_{st} n}{q_{st}} \qquad (٤ — ٧٤)$$

وبالإضافة إلى ذلك ، يجب مراجعة خطوة الأطواق المتخذة من شرط مقاومة العتبة فى المقطع المائل الممدود بين طوقين متجاورين (شكل ٤ — ١٧، جـ) ، عندما تتحمل القوة العرضية خرسانة منطقة الانضغاط وحدها ، وبالتالى يجب تحقيق الشرط التالى :

$$Q \leqslant Q_c \qquad (٤ — ٧٥)$$

* مؤثرة على الحافة العليا للعتبة .

وعندما نعوض فى الشرط (٤ — ٧٥) عن Q بقيمتها المستخرجة من الصيغة (٤ — ٦٣) ، نأخذ $c = u$ ، ونغير المعامل ٠,١٥ إلى ٠,١٠ ، آخذين فى الاعتبار ، الانحرافات الإنتاجية المتوقعة فى خطوة الأطواق ، عندئذ :

$$u \leqslant \frac{0.1 R_b bh_o^2}{Q} \qquad (٤ — ٧٦)$$

وبالإضافة إلى ذلك ، يجب ألا تزيد خطوة الأطواق على القيم التالية المحددة بالمواصفات : فى جميع أجزاء العتبة ، حيث تكون $Q > R_t bh_o$ ، وكذلك فى الأجزاء القريبة من المساند ، على مسافة $\frac{1}{4}$ الباع (عند تأثير أحمال منتظمة التوزيع) عندما يكون ارتفاع المقطع $h \geqslant$ ٤٥٠ مم :

$$\frac{h}{2} \geqslant u \quad \text{ولا تزيد على ١٥٠ مم} \qquad (٤ — ٧٧)$$

وعندما يكون ارتفاع المقطع $h <$ ٤٥٠ مم :

$$\frac{h}{3} \geqslant u \quad \text{ولا تزيد على ٣٠٠ مم} \qquad (٤ — ٧٨)$$

وإذا حملت القطعة بأحمال مركزة (concentrated loads) ، يجب المحافظة على مثل هذه الخطوة ، فى الجزء الواقع بين المسند وبين أقرب الأحمال إلى المسند .

وتؤخذ الخطوة الصغرى ، من جميع القيم التى حصلنا عليها .

فى الجزء الباقى من امتداد العتبة ، التى يزيد ارتفاعها على ٣٠٠ مم ، نأخذ :

$$\frac{3}{4} h \geqslant u \quad \text{ولا تزيد على ٥٠٠ مم} \qquad (٤ — ٧٩)$$

وفى الحالة التى لا يحتاج فيها التصميم إلى قضبان تسليح عرضية $(Q \leqslant R_t bh_o)$ ، يجب أن تحتوى العتبة التى يزيد ارتفاعها على ١٥ سم على أطواق ، تعين خطوتها

بموجب الشرط (٤ – ٧٩) . وفى العتبات والأضلاع التى يتراوح ارتفاعها بين ١٥ و ٣٠ سم ، يمكن وضع الأطواق فى الأطراف فقط ، على مسافة لا تقل عن $\frac{1}{4}$ الباع .

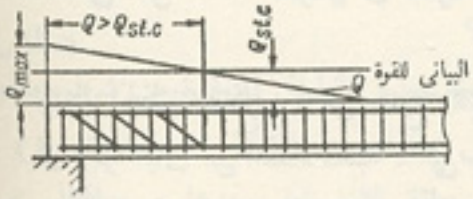
وإذا كان فى النية وضع قضبان منحنية فى العتبة ، الأمر الذى يحدث عادة عند التسليح بالهياكل المربوطة ، عندئذ تكون طريقة الحساب كما يلى : بمعلومية شكل الطوق (بفرعين أو بأربعة فروع) ، والقطر (من ٦ إلى ٨ مم) ، والخطوة u ، مع مراعاة الشروط (٤– ٧٦) و(٤ – ٧٧) أو (٤ – ٧٨) . بعد ذلك نجد q_{st} باستخدام الصيغة (٤ – ٧٠) ثم $Q_{st.c}$ من الصيغة (٤ – ٧١) .

وإذا كانت $Q \leqslant Q_{st.c}$ ، فلا نحتاج بموجب التصميم إلى قضبان منحنية .

وإذا كانت $Q > Q_{st.c}$ ، تكون القضبان المنحنية ضرورية . ويجب أن تتعادل المركبة العمودية للقوى القصوى فى القضبان المنحنية مع القوة العرضية $Q - Q_{st.c}$. ومن هنا ، فإن المساحة المطلوبة للقضبان المنحنية ، التى لها زاوية ميل α ، تبلغ :

$$F_{incl} = \frac{Q - Q_{st.c}}{R_{s.st} \sin \alpha} \qquad (٤ - ٨٠)$$

توضع القضبان المنحنية فى أجزاء العتبة حيث تكون $Q > Q_{st.c}$. لذا توضع القضبان المنحنية فى العتبة ، فى مستوى واحد أو فى عدة مستويات (شكل ٤ – ١٨) . وإذا احتوت العتبة على مستوى واحد من القضبان المنحنية ، فى



شكل ٤ – ١٨ . حساب القضبان المنحنية (المائلة)

الصيغة (٤ – ٨٠) نأخذ $Q = Q_{sup}$. وإذا احتوت العتبة على عدة مستويات من القضبان المنحنية نأخذ للمستوى الأول (اعتباراً من المسند) من القضبان المنحنية $Q = Q_{sup}$ ، ولكل مستوى يلى ذلك ، نأخذ القوة العرضية عند النقطة السفلى للقضيب المنحنى السابق .

٤ – تثبيت قضبان التسليح الطولية

يمكن ، كما ذكرنا سابقاً ، عدم إجراء حساب مقاومة عزم الانحناء المصمم للمقاطع المائلة ، إذا روعيت الإجراءات التصميمية التالية ، التى تحول دون انهيار أو انزلاق قضبان التسليح الطولية عند المساند .

توصل كافة قضبان التسليح الطولية الفعالة إلى المسند الحر للعتبة ، وتمد فيما وراء حافة المسند بطول $l_{f.e} \geqslant 15d$ ، وعندما تكون الخرسانة من ماركة ٢٠٠ وأكثر ، والفولاذ من الأنواع A-II و A-II dr و A-III ، تمد بطول $l_{f.e} \geqslant 10d$. ويمكن السماح بتقليل قيمة $l_{f.e}$ ، فى حالة وجود مثبتات خاصة فى أطراف قضبان التسليح الطولية المشدودة فقط (تلحم بأطراف القضبان رقائق معدنية ، وقضبان تثبيت أو وردات – حلقات – وغير ذلك) .

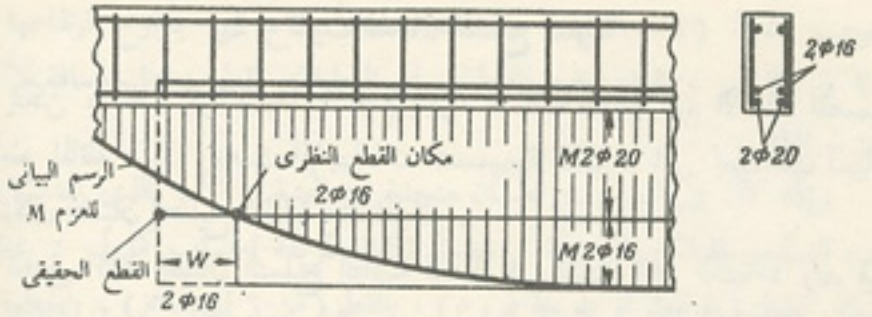
وفى الهياكل الملحومة والمحتوية على قضبان تسليح فعالة ملساء ، يجب أن يلحم على طول المسافة $l_{f.e}$ ، ما لا يقل عن قضيبين عرضيين للتثبيت ، يبلغ قطر كل منهما $d_{st} \geqslant \frac{d}{2}$ (انظر الشكل ١ – ١٦) .

فإذا وضعت قضبان التسليح العرضية للعتبة بدون حساب $(Q \leqslant R_t b h_o)$ ، فإن $l_{f.e} \geqslant (5 \div 10)\, d$ ، وعند ذلك ، فى الهياكل والشبكات الملحومة ، المحتوية على قضبان تسليح فعالة ملساء ، يجب أن يلحم على طول المسافة $l_{f.e}$ ، ولو قضيب تثبيت واحد ، ذو قطر $d_{st} \geqslant \frac{d}{2}$.

ويمكن عدم مد جميع قضبان التسليح الطولية المشدودة للعتبة ، حتى المسند . إذ يجوز قطع بعض قضبان التسليح فى باع العتبة ، طبقاً لتقليل قيمة عزم الانحناء . ويجب أن يمد القضيب ، خلف مكان القطع النظرى ، أى خلف المقطع العمودى ، الذى لا نحتاج بعده إلى القضيب المقطوع بموجب حساب العزم (شكل ٤ – ١٩) ، بطول لا يقل عن $20d$ ، ولا يقل عن مقدار W .

عند التسليح بدون قضبان منحنية يكون :

$$W = \frac{Q}{2\, q_{st.w}} + 5\, d \qquad (٤ - ٨١)$$



شكل ٤ – ١٩ . رسم تخطيطى يبين قطع قسم من قضبان التسليح الطولية للعتبات ، نظراً لقلة عزم الانحناء

وعند وجود القضبان المنحنية :

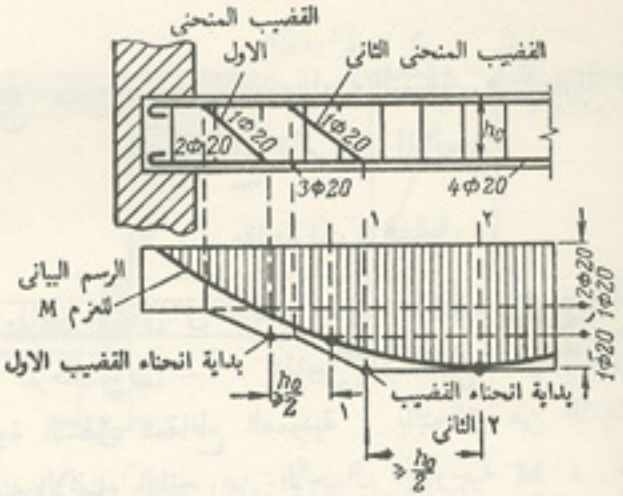
$$W = \frac{Q - Q_o}{2\, q_{st.w}} + 5\, d \qquad (٤ - ٨٢)$$

إن المقدار $q_{st.w}$ فى الصيغتين (٤ – ٨١) و (٤ – ٨٢) ، يمثل القوة لكل وحدة طول من العتبة ، التى تتحملها القضبان العرضية فى مكان التثبيت W ، والمعينة بموجب الصيغة (٤ – ٧٠) مع استبدال $R_{s.st}$ بالمقدار R_s .

وعند وجود القضبان المنحنية (فى الهياكل المربوطة) ، يجب أن تبعد بداية انحنائها بما لا يقل عن $\frac{h_o}{2}$ عن المقطع ، الذى تستخدم فيه مقاومة القضيب المنحنى استخداماً تامًّا فى المقطع العمودى (شكل ٤ – ٢٠) .

وفى جميع الحالات ، يجب مد ما لا يقل عن ٥٠ ٪ من المساحة الكلية لمقطع قضبان التسليح الطولية إلى المسند .

ويعين مكان القطع النظرى للقضيب ، باستخدام طريقة التحليل بالرسم : يخطط الرسم البيانى لعزوم الانحناء ، على طول القطعة ، وبعد ذلك ، توضع بنفس



شكل ٤ – ٢٠ . ترتيب القضبان المنحنية تبعاً للرسم البيانى للعزوم فى العتبة

١ – ١ و ٢ – ٢ هما المقطعان اللذان يستخدم فيهما القضيبان المنحنيان ١ و ٢ على التوالى ، استخداما تاما بالنسبة لمقاومة المقطع العمودى

المقياس العمودى ، قيمة العزم الذى يتحمله المقطع العمودى بحساب المساحة المعطاة لقضبان التسليح F_s :

$$M = R_s\, F_s\, z_c \qquad (٤ - ٨٣)$$

وهذا المخطط يسمى بالرسم البيانى لقضبان التسليح (للمواد) .

فمثلا ، إذا احتوت العتبة على أربعة قضبان ، وطلب تعيين مكان القطع النظرى لقضيبين ، يجب وضع قيمة العزم الذى يتحمله المقطع ، عندما تكون F_s مطابقة لمساحة القضيبين ، ومد مستقيم مواز للمحور . ومحل تقاطع هذا المستقيم مع الرسم البيانى للعزوم ، هو مكان القطع النظرى (انظر شكل ٤ – ١٩) .

البند الرابع عشر ـ حساب مقاومة التشقق والجسوءة والانثناء ، فى القطع المعرضة للانحناء

١ ـ مقاومة تكوّن الشقوق

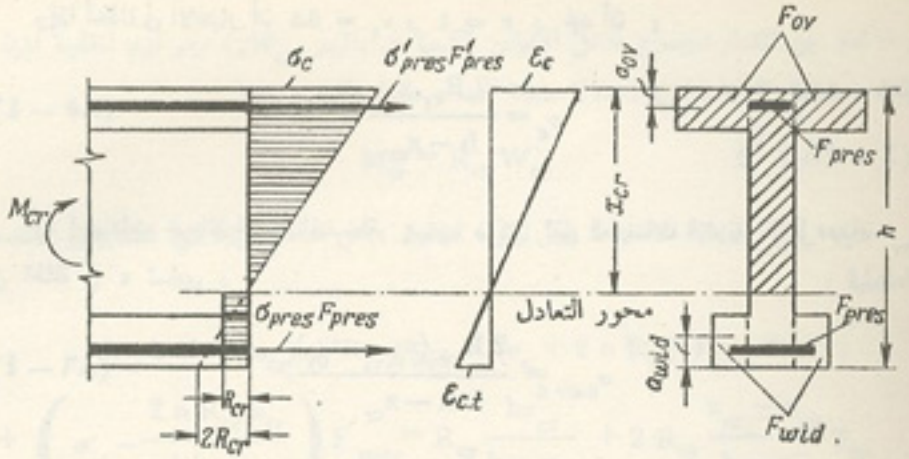
سندعو مقاومة التشقق فى القطع السابقة الإجهاد والقطع الخرسانية المسلحة العادية ، فى المرحلة الأولى ـ أ ، بمقاومة تلك القطع لتكون الشقوق . ويتلخص حساب مقاومة التشقق للمقاطع العمودية ، بالتحقق من الشرط التالى : يجب ألا يزيد عزم الانحناء الناتج عن الأحمال الخارجية M ، على عزم القوى الداخلية فى المقطع ، قبيل تكوّن الشقوق M_{cr} :

$$M \leqslant M_{cr} \qquad (٨٤ - ٤)$$

يعين عزم الانحناء M من تأثير الأحمال المعيارية . أما للقطع السابقة الإجهاد ذات الدرجة الأولى لمقاومة التشقق ، فيعين عزم الانحناء من تأثير أحمال التصميم .

ولتعيين العزم M_{cr} فى أكثر الأشكال تعميماً ، نبحث المقطع السابق الإجهاد ، الذى له شكل ـ I (شكل ٤ ـ ٢١) . ونرمز إلى مساحة المعارضات البارزة للشفاه ، الواقعة فى منطقة الانضغاط بـ F_{ov} ، وإلى مساحة توسّع الشفاه (widening) ، الواقعة فى منطقة الشد بـ F_{wid} . بالنسبة للمرحلة الأولى ـ أ ، وطبقاً لما ذكر فى البند الحادى عشر ، نعتبر الرسم البيانى لإجهادات خرسانة منطقة الشد ، مستطيلا (نتيجة لتطور التشوهات المدنة) مع مقاومة تصميمية للشد قدرها R_t ، ونعتبر الرسم البيانى لإجهادات خرسانة منطقة الانضغاط مثلثاً . عند ذلك ، ستكون معاملات التشوهات المرنة للخرسانة ، وفقاً لكل منطقة ، مساوية للمقدار $\nu_t = 0.5$ ، $\nu = 1$.

نعبر عن إجهادات خرسانة منطقة الانضغاط ، وعن إجهادات قضبان التسليح فى كلتا المنطقتين ، بالمقدار R_{cr} ، انطلاقاً من فرضية المقاطع المستوية (الفرضية التى تتغير تشوهات القطعة المعرضة للانحناء وفقاً لها تغيراً خطياً على ارتفاع المقطع ، كما هو مبين فى الشكل (٤ ـ ٢١) . نرمز إلى التشوهات الحافية (عند الحافة) لخرسانة منطقة الشد بـ $\epsilon_{c.t}$ ، وإلى ارتفاع منطقة الانضغاط قبيل تكون الشقوق ، بـ x_{cr} .



شكل ٤ ـ ٢١ . حالة الإجهاد والتشوه فى مقطع القطعة المعرضة للانحناء السابقة الإجهاد قبل ظهور الشقوق

ومن تشابه مثلثات الرسم البيانى لتشوهات المقطع ، ينتج أن التشوهات الحافية لخرسانة منطقة الانضغاط ، تساوى :

$$\epsilon_c = \epsilon_{c.t} \frac{x_{cr}}{h - x_{cr}}$$

والإجهادات الحافية المطابقة لها ، تساوى :

$$\sigma_c = \epsilon_c E' = \epsilon_{c.t} \frac{x_{cr} \nu E_c}{hr - x_{cr}}$$

وبما أن :

$$\epsilon_{c.t} = \frac{R_{cr}}{E'_{c.t}} = \frac{R_{cr}}{\nu_t E_c}$$

إذن :

$$\sigma_c = \frac{R_{cr}}{E'_{c.t}} \times \frac{x_{cr} \nu E_c}{h - x_{cr}}$$

وإذا أخذنا فى الاعتبار أن $\nu_t = 0.5$ و $\nu = 1$ ، نجد أن :

$$\sigma_c = \frac{2 R_{cr} x_{cr}}{h - x_{cr}} \qquad (٨٥ - ٤)$$

إن إجهادات خرسانة الشفاء المنضغطة بمستوى مركز ثقل العارضات البارزة (على مسافة a_{ov} من الحافة) ، تساوى :

$$\sigma_{c.ov} = \frac{2 R_{cr} (x_{cr} - a_{ov})}{h - x_{cr}} \qquad (٨٦ - ٤)$$

و إجهادات قضبان التسليح المجهدة لمنطقة الشد ومنطقة الانضغاط فى المقطع (بإهمال المسافتين a و a′) ، تساوى :

$$\sigma_{pres} = \sigma_o + 2 n R_{cr} \qquad (٨٧ - ٤)$$

$$\sigma'_{pres} = \sigma'_o - \frac{2 n R_{cr} x_{cr}}{h - x_{cr}} \qquad (٨٨ - ٤)$$

نجد عزم الانحناء ، الذى يتحمله المقطع قبيل تكون الشقوق ، من شرط توازن المقطع ، كعزم القوى الداخلية للخرسانة ولقضبان التسليح ، حول نقطة تأثير محصلة قوى الانضغاط فى ضلع (rib) المقطع :

$$M_{cr} = R_{cr} \left[0.5\, b\, (h - x_{cr}) \left(h + \frac{x_{cr}}{3} \right) + F_{wid} \left(h - a_{wid} - \frac{x_{cr}}{3} \right) + \right.$$

$$+ \frac{2 F_{ov} (x_{cr} - a_{ov})}{h - x_{cr}} \left(\frac{x_{cr}}{3} - a_{ov} \right) + F_{pres} \left(2 n + \frac{\sigma_o}{R_{cr}} \right) \times$$

$$\left. \times \left(h_o - \frac{x_{cr}}{3} \right) - F'_{pres} \left(\frac{\sigma'_o}{R_{cr}} - \frac{2 n x_{cr}}{h - x_{cr}} \right) \times \left(\frac{x_{cr}}{2} - a' \right) \right] \qquad (٨٩ - ٤)$$

نعبر عن المقدار الموضوع داخل الأقواس الكبيرة ، بالرمز W_{cr} ، وهو عزم المقاومة المرن – اللدن ، للمقطع السابق الإجهاد بدلالة منطقة الشد ، عندئذ يكون :

$$M_{cr} = R_{cr} W_{cr} \qquad (٤ - ٨٩ ، أ)$$

ويحدد ارتفاع منطقة الانضغاط قبيل تكوّن الشقوق ، من معادلة توازن قوى الشد وقوى الانضغاط الداخلية :

$$R_{cr}\, b\, (h - x_{cr}) + R_{cr} F_{wid} + (\sigma_o + 2 n R_{cr})\, F_{pres} +$$

$$+ \left(\sigma'_c - \frac{2 n R_{cr} x_{cr}}{h - x_{cr}} \right) F'_{pres} = R_{cr} \frac{b x_{cr}^2}{h - x_{cr}} + 2 R_{cr} \frac{x_{cr} - a_{ov}}{h - x_{cr}} F_{ov} \qquad (٤ - ٩٠)$$

نحصل بعد ضرب طرفى المعادلة (٤ – ٩٠) فى المقدار $(h - x_{cr})$ ، وبعد التحويل ، على :

$$x_{cr} = h \left[1 - \frac{bh + 2 (1 - \delta_{ov})\, F_{ov} + 2 n F'_{pres}}{2 F_{tr} - F_{wid} + \dfrac{N_{com}}{R_{cr}}} \right] \qquad (٤ - ٩١)$$

وهنا تكون $\delta_{ov} = a_{ov} / h$ ،

F_{tr} – المساحة المكافئة للمقطع ،

N_{com} – قوة الانضغاط (الناتجة عن الإجهاد السابق)

$$F_{tr} = bh + F_{wid} + F_{ov} + n (F_{pres} + F'_{pres}) \qquad (٤ - ٩٢)$$

$$N_{com} = \sigma_{com} F_{pres} + \sigma'_{com} F'_{pres} \qquad (٤ - ٩٣)$$

تؤخذ إجهادات قضبان التسليح مع احتساب الفقدان σ_{com} و σ'_{com} ، بإدخال معامل ضبط الشد $m_{ex} = 0.9$ ، وعند مراجعة مقاومة التشقق فى لحظة انضغاط الخرسانة تؤخذ $m_{ex} = 1.1$.

تعتبر الصيغة (٤ – ٨٩) بمثابة صيغة عامة ، وتستخدم لتعيين W_{cr} فى القطع الخرسانية المسلحة السابقة الإجهاد ، وفى القطع العادية التسليح ، وكذلك للقطع الخرسانية – لمختلف أشكال المقطع : مقطع على شكل I ومقطع على شكل T ومقطع مستطيل . وعند التسليح العادى ، نضع R_t بمحل R_{cr} فى الصيغة (٤ – ٨٩ ، أ) .

وفى القطعة الخرسانية المسلحة ، التى مقطعها على شكل — I ، وتسليحها عادى ، تكون N_{com} = صفراً ، ومساحة قضبان التسليح المشدودة — F_s . وعزم المقاومة المرن — اللدن، يكون حسب الصيغة (٤ — ٨٩) :

$$W_{cr} = 0.5\, b\, (h - x_{cr}) \left(h + \frac{x_{cr}}{3} \right) + F_{wid} \left(h - a_{wid} - \frac{x_{cr}}{3} \right) +$$

$$+ \frac{2\, F_{ov}\, (x_{cr} - a_{ov})}{h - x_{cr}} \left(\frac{x_{cr}}{3} - a_{ov} \right) + 2\, n\, F_s \left(h_o - \frac{x_{cr}}{3} \right) \qquad (٤ — ٩٤)$$

عند ذلك ، يكون ارتفاع منطقة الانضغاط حسب الصيغة (٤ — ٩١) مساوياً للمقدار

$$x_{cr} = h \left[1 - \frac{bh + 2\, F_{ov}\, (1 - \delta_{ov})}{2\, F_{tr} - F_{wid}} \right] \qquad (٤ — ٩٥)$$

وعند تعيين W_{cr} للمقطع الذى على شكل — T وشفته واقعة فى منطقة الانضغاط ، نأخذ F_{wid} = صفراً ، وللمقطع الذى على شكل — T ، وشفته واقعة فى منطقة الشد ، نأخذ F_{ov} = صفراً ، وللمقطع المستطيل ، نأخذ $F_{wid} = F_{ov}$ = صفراً .

وهكذا ، فمثلا ، للقطعة الخرسانية المسلحة المستطيلة المقطع ، ذات التسليح العادى ، تكون صيغتا W_{cr} و x_{cr} بالشكل التالى :

$$W_{cr} = 0.5\, b\, (h - x_{cr}) \left(h + \frac{x_{cr}}{3} \right) + 2\, n\, F_s \left(h_o - \frac{x_{cr}}{3} \right) \qquad (٤ — ٩٦)$$

$$x_{cr} = h \left[1 - \frac{bh}{2\, (bh - n\, F_s)} \right] = h \left[1 - \frac{1}{2\, (1 + \mu_1 n)} \right] \qquad (٤ — ٩٧)$$

حيث

$$\mu_1 = \frac{F_s}{bh}$$

وبشكل تقريبى ، عندما يكون $0.5\, h \lesssim x_{cr}$ و $h_o \lesssim 0.9\, h$ يكون :

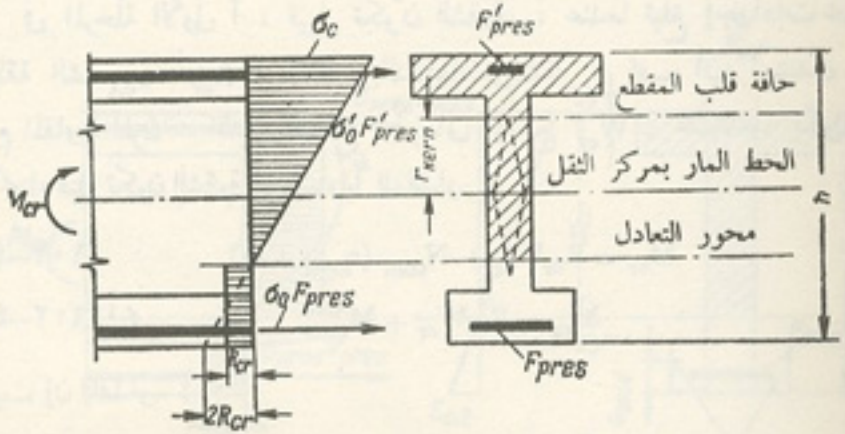
$$W_{cr} = (0.292 + 1.5\, \mu_1\, n)\, bh^2 \qquad (٤ — ٩٨)$$

فى المقطع الخرسانى (غير المسلح) يعين عزم المقاومة المرن — اللدن $W_{c.cr}$ عند F_s = صفراً .

مثلا للمقطع الخرسانى المستطيل ، نحصل من الصيغة (٤ — ٩٧) على $x_{c.cr} = 0.5\, h$ ، ومن الصيغة (٤ — ٩٨) ، نجد أن :

$$W_{c.cr} = 0.292\, bh^2 = \frac{bh^2}{3.5} \qquad (٤ — ٩٩)$$

ويمكن تعيين عزم الانحناء لمقاطع القطع السابقة الإجهاد ، قبيل تكون الشقوق M_{cr} ، بواسطة عزوم قلب المقاطع (the moments of the kern) ، حسب الصيغ التقريبية التى توصى بها المواصفات (شكل — ٢٢) . وعند التأثير



شكل ٤ — ٢٢ . تعيين M_{cr} لمقطع القطعة المعرضة للانحناء السابقة الإجهاد ، بموجب عزم القلب

المشترك لعزم القوى الخارجية M وقوة الانضغاط الطولية N_{com} ، المؤثرة خارج المركز بمسافة c_o ، يعتبر المقطع بمثابة مقطع خرسانى مسلح عادى ، يتحمل انضغاطاً لا مركزياً . عند ذلك ، فإن إجهادات خرسانة منطقة الشد فى المقطع بعد نقل القوة N_{com} إلى مركز ثقل المقطع المكافئ (فى مرحلة المرونة) ، تكون مساوية للمقدار :

$$\sigma_{c.t} = \frac{M — N_{com}\, c_o}{W_o} - \frac{N_{com}}{F_{tr}} = \frac{M - N_{com}\, (r_{kern} + c_o)}{W_o} \qquad (٤ — ١٠٠)$$

حيث W_o — عزم المقاومة للمقطع المكافئ بدلالة منطقة الشد (فى مرحلة المرونة) ،

و $r_{kern} = \frac{W_o}{F_{tr}}$ هى المسافة من مركز ثقل المقطع المكافئ إلى نقطة القلب (حدود قلب المقطع) .

نحصل من المعادلة (٤ — ١٠٠) على :

$$M = \sigma_{c.t} W_o + N_{com} (r_{kern} + e_o) \qquad (٤—١٠١)$$

فى المرحلة الأولى أ ، قبيل تكوّن الشقوق ، عندما تبلغ إجهادات خرسانة منطقة الشد $R_{cr} = \sigma_{c.t}$ ، وتتطور التشوهات اللدنة ، يجب أن نستبدل W_o بعزم المقاومة المرن — اللدن للمقطع الخرسانى المسلح W_{cr} . عندئذ ، يكون عزم الانحناء قبل تكون الشقوق ، مساوياً للمقدار :

$$M_{cr} = R_{cr} W_{cr} + N_{com} (r_{kern} + e_o) \qquad (٤—١٠٢)$$

$$M_{cr} = R_{cr} W_{cr} + M_{com}^{kern} \qquad (٤—١٠٢،أ)$$

حيث إن المقدار :

$$M_{com}^{kern} = N_{com} (r_{kern} + e_o) \qquad (٤—١٠٣)$$

هو عزم قوة الانضغاط حول نقطة القلب ، التى يؤخذ موقعها حسب المواصفات كما فى مرحلة المرونة ($\frac{W_o}{F_{tr}} = r_{kern}$) .

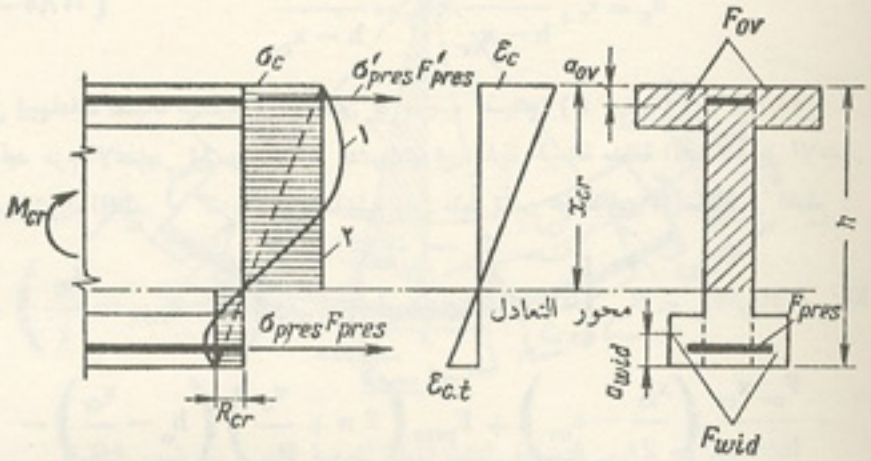
عند الحساب بعزوم القلب ، يعين عزم المقاومة المرن — اللدن للمقطع الخرسانى المسلح ، كما يلى :

$$W_{cr} = W_o \gamma \qquad (٤—١٠٤)$$

حيث γ — معامل يأخذ فى الاعتبار ، تطور التشوهات اللدنة لخرسانة منطقة الشد ، ويعتمد على شكل المقطع : للمقاطع التى على شكل — T ، الواقعة

شفتها فى منطقة الانضغاط ، وللمقاطع المستطيلة $\gamma = ١,٧٥$ ، وللأشكال الأخرى من المقاطع ، تعطى قيم γ فى المواصفات .

ويمكن كذلك تعيين قيمة M_{cr} ، بأن نأخذ فى الاعتبار ، التشوهات غير المرنة لخرسانة منطقة الانضغاط . لأن إجهادات خرسانة منطقة الانضغاط ، قبل تكون الشقوق فى بعض المقاطع السابقة الإجهاد ، قد تقترب من القيمة الحدية R_b (وبصورة خاصة فى المقاطع التى على شكل — T وشفتها واقعة فى منطقة الشد) . عند ذلك تتطور التشوهات اللدنة فى خرسانة منطقة الانضغاط ويتقوس الرسم البيانى للإجهادات فى كل من منطقتى الشد والانضغاط (شكل ٤ — ٢٣) .



شكل ٤ — ٢٣. حالة الإجهاد والتشوه فى مقطع القطعة المعرضة للانحناء السابقة الإجهاد ، قبل ظهور الشقوق عند تطور التشوهات غير المرنة فى الخرسانة

١ — المنحنى البيانى للإجهادات عند تطور التشوهات غير المرنة فى الخرسانة ،

٢ — الرسم البيانى التصميمى المستطيل للإجهادات

وإذا وصلت إجهادات خرسانة منطقة الانضغاط ، المحسوبة بموجب الصيغة (٤ — ٨٥) إلى حد $\sigma_c \geqslant R_b$ ، يجب عندئذ تعيين M_{cr} مع أخذ التشوهات غير المرنة فى الاعتبار . وعند ذلك تقل قيمة M_{cr} بمقدار يتراوح بين ١٥ و ٢٥٪ .

هذا وتوصى المواصفات بإجراء حساب تكون الشقوق ، مع أخذ التشوهات

غير المرنة لخرسانة منطقة الانضغاط فى الاعتبار ، عندما لا يتحقق الشرط التالى عند الانحناء :

$$N_{com} \leqslant \frac{bh\,R_b}{2} - F_{tr}\,R_{cr} \qquad (٤-١٠٥)$$

وعند حساب التشوهات غير المرنة لخرسانة منطقة الانضغاط ، سنعتبر الرسم البيانى لإجهادات خرسانة كلتا منطقتى المقطع ، مستطيلا ، ونعتبر أن معاملات التشوهات المرنة هى $\nu = \nu_t = 0.5$ (انظر الشكل ٤ – ٢٣) . عندئذ تكون إجهادات خرسانة منطقة الانضغاط ، مساوية لما يلى :

$$\sigma_c = \epsilon_{c.t}\,\frac{x_{cr}}{h - x_{cr}}\,\nu E_c = \frac{R_{cr}\,x_{cr}}{h - x_{cr}} \quad . \qquad (٤-٨٥،أ)$$

وتعيّن إجهادات قضبان التسليح فى المنطقتين ، بموجب الصيغتين (٤ – ٨٧) و (٤ – ٨٨) .

نجد عزم الانحناء M_{cr} ، مع أخذ التشوهات غير المرنة لخرسانة منطقة الانضغاط فى الاعتبار ، من شرط توازن المقطع ، كعزم القوى الداخلية حول نقطة تأثير محصلة قوى الانضغاط فى الضلع :

$$M_{cr} = R_{cr}W_{cr} = R_{cr}\left[0.5\,bh\,(h - x_{cr}) + F_{wid}\left(h - a_{wid} - \frac{x_{cr}}{2}\right) + \right.$$

$$+ \frac{F_{ov}\,x_{cr}}{h - x_{cr}}\left(\frac{x_{cr}}{2} - a_{ov}\right) + F_{pres}\left(2\,n + \frac{\sigma_o}{R_{cr}}\right)\left(h_o - \frac{x_{cr}}{2}\right) -$$

$$\left. - F'_{pres}\left(\frac{\sigma'_o}{R_{cr}} - \frac{2\,n\,x_{cr}}{h - x_{cr}}\right)\left(\frac{x_{cr}}{2} - a'\right)\right] \qquad (٤-١٠٦)$$

ويعين ارتفاع منطقة الانضغاط من معادلة توازن قوى الشد وقوى الانضغاط الداخلية .

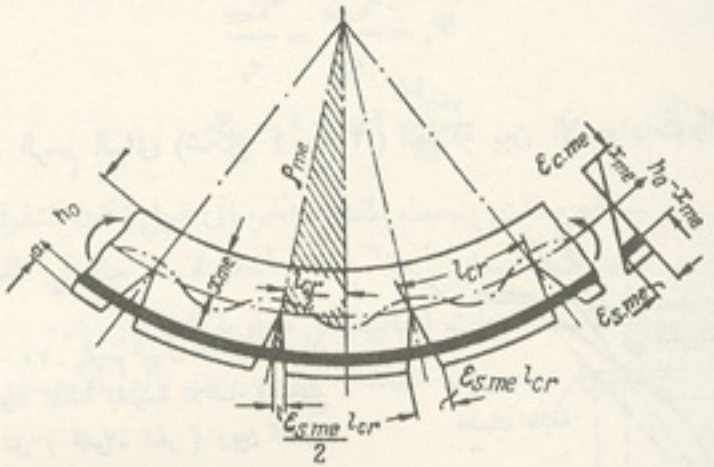
$$x_{cr} = h\left(1 - \frac{bh + F_{ov} + 2\,n\,F'_{pres}}{F_{tr} + bh + \frac{N_{com}}{R_{cr}}}\right) \qquad (٤-١٠٧)$$

حيث F_{tr} – المساحة المكافئة لخرسانة ، المعينة عندما يكون العدد الذى تضرب فيه مساحة قضبان التسليح مساوياً للمقدار $2\,n$ (لأن $\nu = 0.5$) .

ويمكن كذلك تعيين M_{cr} ، باعتبار الرسم البيانى لإجهادات خرسانة منطقة الانضغاط ، شبه منحرف ولإجهادات خرسانة منطقة الشد ، مستطيلا .

٢ – تفتح الشقوق

سنطلق على مقاومة التشقق فى القطع الخرسانية المسلحة فى المرحلة الثانية اسم مقاومة تفتح الشقوق . وبعد ظهور الشقوق العمودية على محور عزم الانحناء تتجزأ خرسانة منطقة الشد إلى أجزاء منفصلة طول كل منها l_{cr} (شكل ٤ – ٢٤) .



شكل ٤ – ٢٤ . الرسم التخطيطى لتشوه القطعة المعرضة للانحناء بعد ظهور الشقوق

وتبدى القوى العرضية ، كما تشير التجارب ، بعض التأثير على مقدار المسافة بين الشقوق l_{cr} .

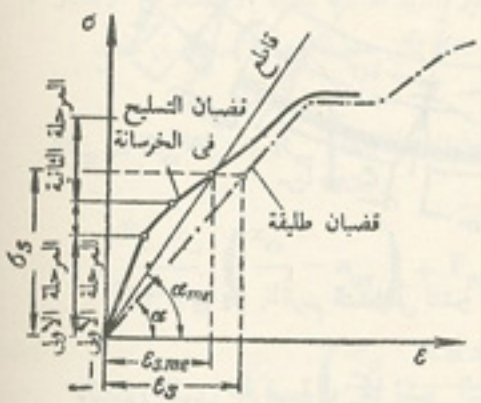
ولكن الشقوق فى منطقة الانحناء الخالص – pure bending – (عندما $Q = 0$ صفراً) ، وكذلك فى منطقة العزوم القصوى للعتبات الوحيدة الباع تقع على مسافات متساوية تقريباً .

إن ارتفاع منطقة الانضغاط فى المقطع المحتوى على شق ، أقل مما هو عليه ، فى المقاطع الواقعة بين الشقوق ؛ ونتيجة لذلك يصبح محور التعادل خطّاً منحنياً (متموجاً) بطول القطعة المعرضة للانحناء .

أما إجهادات وتشوهات قضبان التسليح المشدودة ، فى الجزء الواقع بين الشقوق ، فتكون غير منتظمة . فى المقطع المحتوى على شق ، تبلغ إجهادات قضبان التسليح σ_s ، وتبلغ التشوهات ϵ_s . وكلما ابتعدنا عن حافة الشق ، تقل إجهادات قضبان التسليح وتزداد اجهادات الخرسانة المشدودة . عند ذلك (راجع البند الحادى عشر) ، تؤخذ نسبة الإجهادات المتوسطة لقضبان التسليح (أو التشوهات المتوسطة — mean deformations — لقضبان التسليح) ، إلى الإجهادات القصوى ، مساوية للمقدار :

$$\Psi_s = \frac{\sigma_{s,mc}}{\sigma_s} = \frac{\epsilon_{s.me}}{\epsilon_s}$$

ويبين الرسم البيانى (شكل ٤ — ٢٥) العلاقة بين الإجهادات والتشوهات



شكل ٤ — ٢٥ . الرسم البيانى $\epsilon - \sigma$ لقضبان التسليح المشدودة للقطعة المعرضة للانحناء فى المقطع المحتوى على شق (الفولاذ الحر) وبين الشقوق

لقضبان التسليح المشدودة فى القطعة المعرضة للانحناء . وكما يتضح من الرسم البيانى ، فإن ظل زاوية ميل المستقيم $\sigma_s - \epsilon_s$ فى المقطع المحتوى على شق ، هو عبارة عن معامل مرونة فولاذ التسليح غير المتماسك مع الخرسانة (معامل مرونة الفولاذ الحر) :

$$\tan \alpha = \frac{\sigma_s}{\epsilon_s} = E_s$$

وظل زاوية ميل القاطع ، الذى يقطع المنحنى $\sigma_s - \epsilon_s$ ، هو عبارة عن المعامل المتوسط لتشوهات قضبان التسليح المتماسكة مع الخرسانة $E_{s,me}$:

$$\tan \alpha_{sc} = \frac{\sigma_s}{\epsilon_{s.me}} = \frac{\sigma_s}{\Psi_s \epsilon_s} = \frac{E_s}{\Psi_s} = E_{s,me}$$

وبما أن $\Psi_s \leqslant 1$ ، يكون $E_s \leqslant E_{s,me}$.

نحصل على قيمة المعامل Ψ_s عند الانحناء الخالص ، من شرط كون عزم الانحناء فى المقطع المحتوى على شق ، هو نفس العزم (M) — الموجود فى المقطع الواقع بين الشقوق بنفس الطريقة المتبعة فى القطع المشدودة مركزيًا (راجع الصيغة (٣ — ٣٢) :

$$\Psi_s = 1 - \omega_t \chi \frac{M_{c\text{-}cr}}{M} \qquad (٤ — ١٠٨)$$

حيث $M_{c.cr}$ — العزم الذى يتحمله المقطع الخرسانى قبيل تكون الشقوق .

وحسب معطيات التجارب ، يمكن أخذ قيمة حاصل الضرب $\omega_t \chi$ لأسلاك التسليح ذات النتوءات الجانبية ، مساوية للمقدار ٠,٨ — عند تأثير الأحمال لمدة قصيرة ، مساوية للمقدار ٠,٤ — عند تأثير الأحمال لمدة طويلة أو مستمرة .

يعتمد المعامل Ψ_s على النسبة المئوية للتسليح على مقدار الإجهادات σ_s وعلى ماركة الخرسانة ، ويتغير عند الانحناء من القيمة الصغرى التى تتراوح بين ٠,٣ و ٠,٥ ، إلى القيمة القريبة من الواحد . وبمرور الزمن تزداد قيمة المعامل Ψ_s ، نتيجة لتطور التشوهات اللدنة لخرسانة منطقة الشد . عند وجود الأحمال المتكررة عدة مرات ، والأحمال الديناميكية ، يؤخذ $\Psi_s = 1$.

وتوصى المواصفات القياسية بتعيين المعامل Ψ_s ، بموجب الصيغة الوضعية التالية :

$$\Psi_s = 1.3 - s \frac{M_{c\text{-}cr}}{M} \qquad (٤ — ١٠٩)$$

متخذين عند ذلك $\Psi_s \leqslant 1$.

حيث s — معامل ، يؤخذ عند تأثير الأحمال لمدة قصيرة ، مساوياً للمقدار ١,١ للقضبان ذات التنوءات الجانبية ، ومساوياً للمقدار ١ للقضبان الملساء، وعند التأثير المستمر للأحمال ، يؤخذ مساوياً للمقدار ٠,٨ دون الالتفات إلى جانبية قضبان التسليح . وقيمة $M_{c.cr}$ حسب المواصفات القياسية ، تساوى :

$$M_{c.cr} = 0.8\, R_t^s W_{c.cr} . \qquad (٤-١١٠)$$

إن المعامل 0.8 ، يأخذ فى الاعتبار نقصان مقاومة الخرسانة للشد نتيجة لانكماشها . وإذا كانت النسبة $M_{c.cr}/M$ أكبر من واحد ، فإنها تؤخذ فى الصيغة (٤ — ١٠٩) مساوية للواحد . تتوزع التشوهات الحافيّة لخرسانة منطقة الانضغاط ، على طول القطعة ، توزيعاً غير منتظم أيضاً . إذ تكون على أقصاها فى المقطع المحتوى على شق ، وتساوى ϵ_c : ثم تقل كلما ابتعدنا عن حافتى الشق(راجع البند الحادى عشر) . وعند ذلك ، تكون نسبة التشوهات المتوسطة للخرسانة الواقعة بين الشقوق $\epsilon_{c.mc}$ ، إلى التشوهات القصوى ϵ_c هى :

$$\Psi_c = \frac{\epsilon_{c.mc}}{\epsilon_c} \qquad (٤-١١١)$$

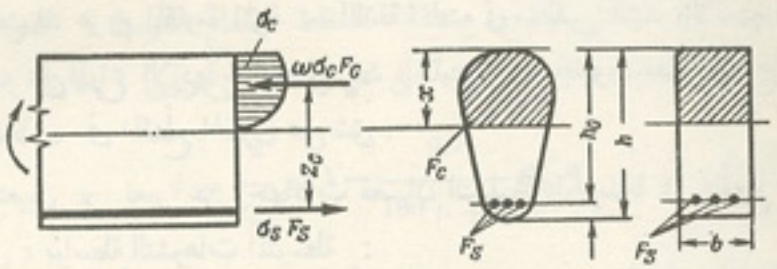
إن قيمة المعامل Ψ_c ، حسب معطيات التجارب تتراوح بين ٠,٧٥ و ١,٠ . وتوصى المواصفات بأن نأخذ عند الحسابات (بصورة مقربة) ، فى حالة الأحمال المؤثرة لمدة قصيرة ، وفى حالة الأحمال المؤثرة لمدة مستمرة أيضاً ، قيمة قدرها $\Psi_c = ٠,٩$.

إجهادات قضبان التسليح والخرسانة فى المقطع المحتوى على شق

إن عزم قوى قضبان التسليح المشدودة حول نقطة تأثير محصلة قوى الانضغاط فى المقطع المحتوى على شق ، عندما يكون للمقطع أى شكل متماثل (شكل ٤ — ٢٦) ، يساوى :

$$M = \sigma_s F_s z_s = \sigma_s W_s \qquad (٤-١١٢)$$

حيث $W_s = F_s z_c$ — هو عزم المقاومة المرن — اللدن ، للمقطع بعد تكون الشقوق فى منطقة الشد .



شكل ٤ — ٢٦ . حالة الإجهاد للقطعة المعرضة للانحناء فى المقطع المحتوى على شق

ومنها ينتج إن إجهادات قضبان التسليح المشدودة ، تساوى :

$$\sigma_s = \frac{M}{W_s} \qquad (٤-١١٣)$$

كما تكون معادلة توازن قوى قضبان التسليح المشدودة ، وقوى خرسانة منطقة الانضغاط فى المقطع المحتوى على شق ، بالشكل التالى :

$$\sigma_s F_s - \sigma_c F_c \omega = 0 \qquad (٤-١١٤)$$

حيث ω — معامل اكتمال الرسم البيانى لإجهادات خرسانة منطقة الانضغاط (عندما يكون الرسم البيانى للإجهادات مستطيلا ، يكون $\omega = ١$) .

وعزم قوى خرسانة منطقة الانضغاط ، حول مركز ثقل قضبان التسليح المشدودة ، فى المقطع المحتوى على شق ، يساوى :

$$M = \sigma_c F_c \omega z_c = \sigma_c W_c \qquad (٤-١١٥)$$

حيث $W_c = F_c \omega z_c$ — عزم المقاومة المرن — اللدن ، للمقطع بعد تكون الشقوق فى منطقة الانضغاط .

إن الإجهادات الحافيّة لخرسانة منطقة الانضغاط ، تساوى :

$$\sigma_c = \frac{M}{W_c} \qquad (٤-١١٦)$$

وتعتمد عزوم المقاومة المرنة — اللدنة ، فى منطقتى الشد والانضغاط W_s و W_c، على ذراع الازدواج الداخلى z_c ، الذى يعتمد بدوره على ارتفاع منطقة الانضغاط x فى المقطع المحتوى على شق .

ولتعيين x نعبر عن إجهادات قضبان التسليح والخرسانة فى المقطع المحتوى على شق ، بواسطة التشوهات المتوسطة :

$$\sigma_s = \epsilon_s E_s = \frac{\epsilon_{s.me}}{\Psi_s} E_s ,$$

$$\sigma_c = \epsilon_{com} E'_c = \frac{\epsilon_{c.me}}{\Psi_c} \nu E_c$$

نضع قيم الإجهادات هذه ، فى المعادلة (٤ — ١١٤) . عندئذ :

$$\frac{\epsilon_{s.me}}{\Psi_s} E_s F_s - \frac{\epsilon_{c.me}}{\Psi_c} \omega \nu E_c F_c = 0 \qquad (٤-١١٧)$$

وبالأخذ فى الاعتبار أن $E_s/E_c = n$ ، نحصل على :

$$F_s - \frac{\epsilon_{c.me}}{\epsilon_{s.me}} \cdot \frac{\Psi_s \omega \nu}{\Psi_c n} F_c = 0 \qquad (٤-١١٨)$$

ولنضع الآن العلاقة بين التشوهات المتوسطة $\epsilon_{c.me}$ ، وبين $\epsilon_{s.me}$.

يتقوس المقطع المحتوى على شق ، تحت تأثير قوى تماسك قضبان التسليح مع الخرسانة . ولكن ، بالنسبة للمقاطع المتوسطة ، الواقعة بين الشقوق والتى تتحمل تأثيرات قوى متماثلة من اليسار ومن اليمين ، يمكن أن نقول ، على أساس فرضية المقاطع المستوية (من تشابه مثلثات الرسم البيانى للتشوهات ، بموجب الشكل ٤ — ٢٤) ، بأن العلاقة بين هذه التشوهات تساوى :

$$\frac{\epsilon_{c.me}}{\epsilon_{s.me}} = \frac{x_{me}}{h_o - x_{me}} \qquad (٤-١١٩)$$

حيث x_{me} هنا ، تمثل ارتفاع منطقة انضغاط المقطع المتوسط ، الذى يرتبط بارتفاع منطقة انضغاط المقطع المحتوى على شق ، بمعامل تجريبى ، يساوى :

$$\phi = \frac{x}{x_{me}} = 1 - \frac{0.7}{100\,\mu + 1} \leqslant 1 \qquad (٤-١٢٠)$$

وبعد وضع قيمة $\epsilon_{c.me}/\epsilon_{s.me}$ فى المعادلة (٤ — ١١٨) ، نحصل على :

$$F_s - \frac{x}{\phi h_o - x} \times \frac{\Psi_s \omega \nu}{\Psi_c n} F_c = 0 \qquad (٤-١٢١)$$

وفى المقطع المستطيل ، فإن مساحة خرسانة منطقة الانضغاط فى المقطع المحتوى على شق هى $F_c = bx$ وبعد ضرب المعادلة (٤ — ١٢١) فى المقدار $(\phi h_o - x)$ وإجراء التحويل نحصل على المعادلة الآتية من الدرجة الثانية :

$$x^2 + \frac{F_s \Psi_c n}{b \Psi_s \omega \nu} x - \frac{F_s h_o \Psi_c n \phi}{b \Psi_s \omega \nu} = 0 \qquad (٤-١٢٢)$$

نعبر عن الارتفاع النسبى لمنطقة الانضغاط فى المقطع المحتوى على شق ، بواسطة المقدار $\xi = \frac{x}{h_o}$. ونقسم المعادلة (٤ — ١٢٢) على المقدار h_o^2 . عندئذ نحصل على معادلة من الدرجة الثانية ، بالشكل التالى :

$$\xi^2 + \alpha \xi - \alpha \phi = 0 \qquad (٤-١٢٣)$$

حيث

$$\alpha = \frac{\mu n \Psi_c}{\omega \nu \Psi_s} \qquad (٤-١٢٤)$$

ومنها يكون الارتفاع النسبي لمنطقة الانضغاط في المقطع المحتوى على شق ، مساوياً للمقدار :

$$\xi = -\frac{a}{2} + \sqrt{\frac{a^2}{4} + a\phi} \qquad (١٢٥-٤)$$

ونلفت الانتباه إلى أن حاصل ضرب المعاملين $\omega\nu$ في مقام الصيغة (٤ — ١٢٤) ، يكون مقداراً ثابتاً عند تأثير الأحمال لمدة قصيرة ، بغض النظر عن شكل الرسم البياني لإجهادات خرسانة منطقة الانضغاط . وهكذا ، فعندما يكون الرسم البياني لإجهادات خرسانة منطقة الانضغاط مثلثاً ، تكون $\omega = 0.5$ و $\nu = 1$ ، وحاصل الضرب $\omega\nu = 0.5$ ، وعندما يكون الرسم البياني لإجهادات خرسانة منطقة الانضغاط مستطيلا ، تكون $\omega = 1$ و $\nu = 0.5$ ، وحاصل الضرب يساوى أيضاً $\omega\nu = 0.5$.

ولغرض تسهيل الحساب (بخطأ بسيط عملياً) ، نعتبر الرسم البياني لإجهادات خرسانة منطقة الانضغاط ، مستطيلا . عندئذ يكون ذراع الازدواج الداخلي مساوياً للمقدار :

$$z_c = h_o - x/2 \qquad (١٢٦-٤)$$

وعزوم المقاومة المرنة — اللدنة لمنطقتي المقطع ، تساوى :

$$W = F_s\left(h_o - \frac{x}{2}\right), \qquad W_c = bx\left(h_o - \frac{x}{2}\right) \qquad (١٢٧-٤)$$

وتوصى المواصفات القياسية بأخذ ارتفاع واحد لمنطقة الانضغاط ، عند تأثير الأحمال لمدة قصيرة وعند تأثيرها لمدة مستمرة ، وبتعيين ξ بموجب الصيغة الوضعية التالية :

$$\xi = \frac{1}{1.8 + \dfrac{1 + 5\,(L + T)}{10\,\mu\,n}} \qquad (١٢٨-٤)$$

حيث

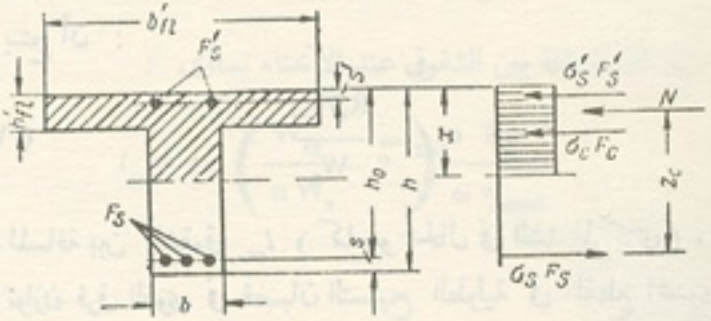
$$L = \frac{M}{R_b^s\, b\, h_o^2} \qquad (١٢٩-٤)$$

$$T = \gamma'\left(1 - \frac{h'_{f1}}{2\,h_o}\right) \qquad (١٣٠-٤)$$

$$\gamma' = \frac{(b'_{f1} - b)\,h'_{f1} + \dfrac{n}{\nu}\,F'_s}{b\,h_o} \qquad (١٣١-٤)$$

وقد يختلف ارتفاع منطقة الانضغاط ، المعين بموجب الصيغة الوضعية (٤ — ١٢٨) ، اختلافاً كبيراً عن معطيات التجربة (إلى حد ٤٠ ٪ وأكثر) ، ولكن هذا الاختلاف في حالات كثيرة ، لا يؤثر تأثيراً جوهرياً على نتائج حساب تفتح الشقوق وأسهم الانحناء .

وفي الحالة العامة ، بالنسبة للمقاطع التي على شكل — T ، الواقعة شفتها في منطقة الانضغاط ، والتي مساحة قضبان التسليح المنضغطة فيها هي F'_s ، وعندما يكون الرسم البياني للإجهادات مستطيلا (شكل ٤ — ٢٧) ، تكون المسافة بين القوة الكامنة في قضبان التسليح المشدودة ، وبين محصلة القوى في الخرسانة



شكل ٤ — ٢٧ . مقطع شكل — T للقطعة المعرضة للانحناء مع الرسم البياني المستطيل للخرسانة المجهدة لمنطقة الانضغاط في المقطع المحتوى على شق

وفى قضبان تسليح منطقة الانضغاط ، مساوية للمقدار :

$$z_1 = h_o \left\{ 1 - \frac{\frac{h'_{f1}}{h_o}\gamma' + \xi^2}{2(\gamma' + \xi)} \right\} \qquad (٤-١٣٢)$$

عند ذلك ، يكون عزم المقاومة المرن ــ اللدن ، بعد تكون الشقوق ، مساوياً للمقدار التالى :
فى منطقة الشد

$$W_s = F_s z_1 \qquad (٤-١٣٣)$$

فى منطقة الانضغاط ، عند $\omega = 1$:

$$W_c = F_c z_1 = (\gamma' + \xi)\, bh_o z_1 \qquad (٤-١٣٣،أ)$$

المسافة بين الشقوق عند الانحناء : يمكن إيجاد إجهادات قضبان التسليح المشدودة فى المقطع المحتوى على شق $\sigma_{s.cr}$ (فى لحظة ظهور الشق) من الشرط التالى : عند الانتقال من المرحلة الأولى ــ أ إلى المرحلة الثانية ، لا يتغير عزم الانحناء ، ويساوى المقدار :

$$M = R_t W_{cr} = \sigma_{s.cr} W_s$$

ومنها ينتج أن :

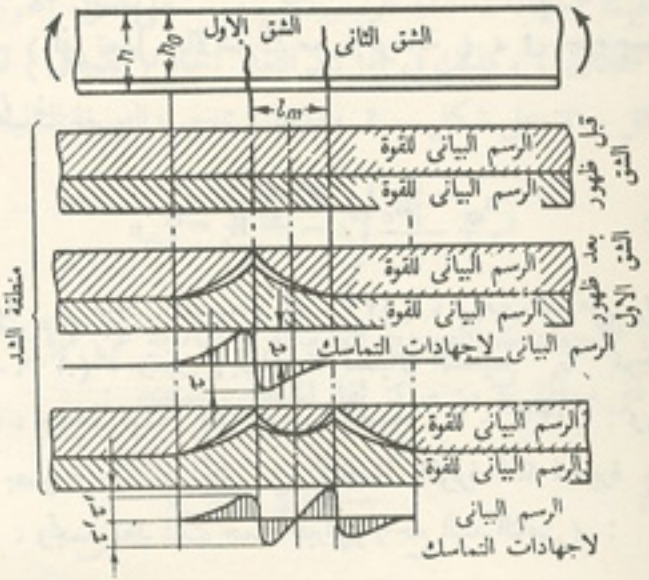
$$\sigma_{s.cr} = \frac{R_t W_{cr}}{W_s} \qquad (٤-١٣٤)$$

ونجد المسافة بين الشقوق l_{cr} (كما هو الحال فى الشد المركزى) ، من الشرط التالى : توازن فرق القوى فى قضبان التسليح الطولية فى المقطع المحتوى على شق وفى المقطع الواقع بين الشقوق ، مع قوة تماسك قضبان التسليح والخرسانة (شكل ٤ – ٢٨) :

$$\sigma_{s.cr} F_s - 2n R_t F_s = \tau_{bond}\, s l_{cr}\, \omega \qquad (٤-١٣٥)$$

نضع فى هذه المعادلة قيمة $\sigma_{s.cr}$ من الصيغة (٤ – ١٣٤) ، فنحصل على :

$$\left(\frac{W_{cr}}{W_s} - 2n \right) R_t F_s = \tau_{bond}\, s l_{cr}\, \omega \qquad (٤-١٣٦)$$



شكل ٤ – ٢٨ . تعيين المسافات بين الشقوق فى منطقة الشد للقطعة المعرضة للانحناء

ومنها نجد أن المسافة بين الشقوق عند الانحناء تساوى :

$$l_{cr} = nu \left(\frac{W_{cr}}{n W_s} - 2 \right) \frac{R_t}{\omega\, \tau_{bond}}$$

أو

$$l_{cr} = k_1\, nu\, \eta \qquad (٤-١٣٧)$$

حيث

$$k_1 = \frac{W_{cr}}{nW_s} - 2 = \frac{W_{cr}}{n F_s z_1} - 2 \qquad (١٣٨ - ٤)$$

وهنا تكون قيم u و η ، كما كانت عليه عند الشد المركزى (راجع البند الثامن) .

عرض فتحة الشقوق عند الانحناء : كما هو الحال عند الشد المركزى (راجع البند الثامن) ، إن عرض فتحة الشقوق عند الانحناء ، هو عبارة عن استطالة قضبان التسليح (التى تعمل بالاشتراك مع الخرسانة) ، فى جزء يساوى المسافة بين الشقوق l_{cr} :

$$a_{cr} = \epsilon_{s.c}\, l_{cr} = \psi_s \frac{\sigma_s}{E_s}\, l_{cr} \qquad (١٣٩ - ٤)$$

وتعين قيمة l_{cr} بموجب الصيغة (٤ — ١٣٧) ، ويعين المعامل ψ_s بموجب الصيغة (٤ — ١٠٩) ، وتعين إجهادات قضبان التسليح σ_s بموجب الصيغة (٤ — ١١٣) ، وتؤخذ قيمة W_s بموجب الصيغة (٤ — ١٣٣) . ويعين عرض فتحة الشقوق بصورة مستقلة لكل من الأحمال المؤثرة لمدة قصيرة ، والأحمال المستمرة التأثير ، وتجمع بعد ذلك جمعا جبريا (راجع البند الثامن) :

$$a_{cr} = a_{cr1} - a_{cr2} + a_{cr3} \qquad (١٤٠ - ٤)$$

وبالنسبة للقطع السابقة الإجهاد ، من الدرجة الثالثة لمقاومة التشقق ، العاملة بوجود الشقوق ، يجب أن نأخذ فى الاعتبار ، تأثير الإجهاد المسبق على تقليل فتحة الشقوق a_{cr} ، طبقاً للصيغ التى توصى بها المواصفات القياسية . ويكون عرض فتحة الشقوق طبقاً للمواصفات مساوياً للمقدار $a_{cr} \leqslant$ ٠,٣ مم ، وللقطع المعرضة للانحناء ، الواقعة تحت ضغط السوائل أو المواد الرملية القوام ، يساوى $a_{cr} \leqslant$ ٠,٢ مم .

٣ — مقاومة تكون وتفتح الشقوق المائلة

تراجع مقاومة تكون الشقوق المائلة ، فى القطع السابقة الإجهاد ، بواسطة الشرط التالى :

$$\sigma_{m.t} < R_{cr}$$

وتعين قيمة إجهادات الشد الرئيسية $\sigma_{m.t}$ ، على طول المحور المار بمركز ثقل المقطع المكافئ ، وكذلك فى أماكن التغير الحاد (الفجائى) لعرض المقاطع التى على شكل — T وعلى شكل — I وغيرها ، بموجب الصيغة التالية :

$$\sigma_{m.t} = \frac{\sigma_x}{2} - \sqrt{\frac{\sigma_x^2}{4} + \tau^2} \qquad (١٤١ - ٤)$$

كما أن الإجهادات العمودية للخرسانة ، الناتجة عن قوة الانضغاط وعن الأحمال ، على مسافة y من مركز ثقل المقطع ، تساوى :

$$\sigma_x = \sigma_c \pm \frac{My}{I_{tr}} \qquad (١٤٢ - ٤)$$

حيث I_{tr} — عزم القصور الذاتى للمقطع المكافئ .

σ_c — إجهادات خرسانة المقطع المكافئ ، الناتجة عن الانضغاط .

$$\sigma_c = \frac{N_{com}}{F_{tr}} \pm \frac{N_{com}\, e_{com}\, y}{I_{tr}} \qquad (١٤٣ - ٤)$$

وعندئذ ، تؤخذ قوة الانضغاط N_{com} ، مع أخذ الفقدان فى الاعتبار .

إن إجهادات القص فى خرسانة المقطع المكافئ ، تساوى :

$$\tau = \frac{Q S_{tr}}{b I_{tr}} \qquad (١٤٤ - ٤)$$

حيث b — عرض القطعة فى المقطع قيد البحث .

S_{tr} — العزم الاستاتيكى للجزء المقصوص من المقطع حول مركز ثقل المقطع المكافئ .

ويعين عرض فتحة الشقوق المائلة ، بموجب الصيغة الوضعية التالية ، التى توصى بها المواصفات القياسية :

$$a_{cr} = \frac{4\, t^2\, l_{cr}}{\mu_{st}\, E_s\, R_b^s} \qquad (١٤٥ - ٤)$$

إن قيمة إجهادات القص هنا ، تساوى :

$$t = \frac{Q}{bh_o} \qquad (١٤٦ - ٤)$$

والمسافة بين الشقوق المائلة للقطع المسلحة بأطواق (بقضبان عرضية) قطر كل منها d_{st} ، بخطوة قدرها u_{st} ، تساوى :

$$l_{cr} = \frac{\eta_{st}\, d_{st}}{3\, \mu_{st}} \leqslant h_o + 30\, d_{st} \qquad (١٤٧ - ٤)$$

ومعامل التسليح يساوى :

$$\mu_{st} = \frac{F_{st}}{bu_{st}} \qquad (١٤٨ - ٤)$$

إن المعامل الذى يأخذ فى الاعتبار ، جانبية القضبان العرضية η_{st} ، يؤخذ مساوياً للمقدار ٠,٧ فى حالة القضبان ذات النتوءات الجانبية ، ومساوياً ١,٠ فى حالة القضبان الملساء ، ومساوياً ١,٢٥ فى حالة أسلاك التسليح العادية المستخدمة فى الشبكات واهيا كل الملاحومة .

٤ — جسوءة وتقوس (curvature) المحور عند الانحناء

تعين جسوءة القطع السابقة الإجهاد ، التى لا يسمح عند تشغيلها بظهور الشقوق فى منطقة الشد (من الدرجتين الأولى والثانية لمقاومة التشقق) مثلما تعين جسوءة المادة المصمتة المرنة ، مع الأخذ فى الاعتبار ، عمل خرسانة منطقتى الانضغاط والشد . وعند تأثير الأحمال لمدة قصيرة ، تؤخذ الجسوءة مساوية للمقدار التالى :

$$B_{mom} = 0.85\, E_c\, I_{tr} \qquad (١٤٩ - ٤)$$

حيث I_{tr} — عزم القصور الذاتى للمقطع المكافئ ، والعدد 0.85 هو المعامل الذى يأخذ فى الاعتبار تطور التشوهات اللدنة عند تأثير الأحمال الوقتية .

إن العتبات المرتفعة نسبياً ، عند $h/l \geqslant 1/7$ ، المحملة بأحمال مركزة كبيرة (العتبات التى تحمل الونش ، والعتبات التى تحمل الجمالونات .. وغيرها) ، تتعرض تحت تأثير القوى العرضية ، لانحناءات إضافية . وتوصى المواصفات القياسية بتقليل قيمة B_{mom} لمثل هذه العتبات ، بمقدار ١٠٪ .

وبالإضافة إلى ذلك ، توصى المواصفات بتقليل قيمة B_{mom} بمقدار ١٥ ٪ إذا كان من المحتمل ظهور الشقوق فى منطقة الشد المسبق ، وذلك فى مرحلة انضغاط القطعة .

وتعين جسوءة القطع الخرسانية المسلحة العادية ، المشغلة مع وجود شقوق فى منطقة الشد ، بموجب المرحلة الثانية لحالة الإجهادات والتشوهات .

لنبحث الجزء الواقع بين الشقوق لقطعة مشوهة عند الانحناء الخالص (انظر الشكل ٤ — ٢٤) . فكما ذكرنا أعلاه ، يكون ارتفاع منطقة الانضغاط فى المقطع المحتوى على شق ، أقل مما هو عليه فى منتصف الجزء الواقع بين الشقوق ، ونتيجة لذلك يكون محور التعادل على طول القطعة المعرضة للانحناء ، مقوساً عند ذلك ، يعين الوضع المتوسط لمحور التعادل ، بواسطة نصف القطر المتوسط

لتقوس المحور (mean radius) ويساوى ρ_{me} . وعلى طول قدره $\frac{l_{cr}}{2}$ ،

تبلغ استطالة قضبان التسليح المشدودة $\epsilon_{s.me}\frac{l_{cr}}{2}$. وعندئذ، بالنظر لتشابه المثلثات

المظللة فى الشكل (٤ – ٢٤) ، تكون العلاقة بين التقوس $\frac{1}{\rho_{me}}$ وبين التشوهات

المتوسطة لقضبان التسليح ، كما يلى :

$$\frac{l_{cr}}{2\,\rho_{me}} = \frac{\epsilon_{s\text{-}me}\, l_{cr}}{2\,(h_o - x_{me})}$$

أو بعد اختصار طرفى المعادلة على المقدار $\frac{l_{cr}}{2}$ ، ينتج :

$$\frac{1}{\rho_{me}} = \frac{\epsilon_{s\text{-}me}}{h_o - x_{me}} \qquad (٤ - ١٥٠)$$

أى أن التقوس يساوى ظل زاوية ميل الرسم البيانى للتشوهات .

ويمكن التعبير عن التقوس $\frac{1}{\rho_{me}}$ ، على أساس الرسم البيانى للتشوهات

(انظر الشكل ٤ – ٢٤) بواسطة التشوهات المتوسطة للمنطقتين :

$$\frac{1}{\rho_{me}} = \frac{\epsilon_{s\text{-}me}}{h_o - x_{me}} = \frac{\epsilon_{c\text{-}me}}{x_{me}} = \frac{\epsilon_{s\text{-}me} + \epsilon_{c\text{-}me}}{h_o} \qquad (٤ - ١٥١)$$

وبما أن التشوهات المتوسطة تساوى :

$$\epsilon_{s\text{-}me} = \frac{\Psi_s \sigma_s}{E_s} \quad , \quad \epsilon_{c\text{-}me} \frac{\Psi_c \sigma_c}{E'_c}$$

إذن نحصل على :

$$\frac{1}{\rho_{me}} = \frac{\Psi_s \sigma_s}{E_s(h_o - x_{me})} = \frac{\Psi_c \sigma_c}{E'_c x_{me}} = \frac{\Psi_s \sigma_s}{E_s h_o} + \frac{\Psi_c \sigma_c}{E'_c h_o} \qquad (٤ - ١٥٢)$$

وبعد أن نعوض فى الصيغة (٤ – ١٥٢) بقيم إجهادات الخرسانة وقضبان التسليح طبقاً للصيغتين (٤ – ١١٣) و (٤ – ١١٦) ، يصبح التقوس مساوياً للمقدار :

$$\frac{1}{\rho_{me}} = \frac{M}{\frac{F_s}{\Psi_s} W_s (h_o - x_{me})} = \frac{M}{\frac{E'_c}{\Psi_c} W_c x_{me}} =$$

$$= \frac{M}{h_o}\left(\frac{\Psi_s}{E_s W_s} + \frac{\Psi_c}{E'_c W_c}\right) \qquad (٤ - ١٥٣)$$

ويمثل مقام الصيغة (٤ – ١٥٣) نفس جسوءة المقطع الخرسانى المسلح عند الانحناء ، والتى تكون بدلالة منطقة الشد مساوية للمقدار :

$$B = \frac{E_s}{\Psi_s} W_s (h_o - x_{me}) \qquad (٤ - ١٥٤)$$

وبدلالة منطقة الانضغاط مساوية للمقدار :

$$B = \frac{E_c'}{\Psi_c} W_c x_{me} \qquad (٤ - ١٥٥)$$

وبدلالة كلتا المنطقتين :

$$B = \frac{h_o}{\frac{\Psi_s}{E_s W_s} + \frac{\Psi_c}{E_c W_c}} \qquad (٤ - ١٥٦)$$

وبتقوس المحور ، عند انحناء القطعة الخرسانية المسلحة $\frac{1}{\rho_{me}} = \frac{M}{B}$ ، يجرى

تعيين الانحناءات وزوايا الانعطاف (الدوران) بطرق مقاومة المواد .

وتعين الجسوءة B للقطع الخرسانية المسلحة المعرضة للانحناء، كما هو واضح من الصيغ (٤ — ١٥٤) — (٤ — ١٥٦) ، مع أخذ عدد من العوامل الفيزيائية فى الاعتبار وهى : وجود الشقوق فى منطقة الشد وعمل الخرسانة على الشد فى الجزء الواقع بين الشقوق ويمثلها المعامل ψ_s ، عدم انتظام تشوهات خرسانة منطقة الانضغاط فى الجزء الواقع بين الشقوق ، ويمثلها المعامل ψ_c ، التشوهات غير المرنة لخرسانة منطقة الانضغاط ، المميزة بالمعامل ν .

وبمرور الزمن لاتظل الجسوءة B ثابتة بل تتغير بالاعتماد : على قيمة الإجهادات وعلى تكرار الأحمال واستمرار تأثيرها .

وبنتيجة تناقص عزوم الانحناء من منتصف الامتداد إلى المساند ، تزداد جسوءة الأجزاء الطرفية للقطع الوحيدة الباع . ولكن هذه الزيادة فى جسوءة الأجزاء الطرفية، تهمل فى الحسابات، باعتبارها قليلة التأثير على الانحناءات (١٠ إلى ١٥٪)، وتعتبر الجسوءة الصغرى B (للمقطع الذى يوجد فيه أكبر عزم) بمثابة قيمة ثابتة . وكنتيجة لهذا الافتراض ، يعتبر التقوس متغيراً تغيراً طرديًّا مع الرسم البيانى للعزوم .

وتأخذ صيغة الجسوءة B ، بعد تعويض قيم W_s و W_c من الصيغتين (٤ — ١٣٣) ، و (٤ — ١٣٣، أ) ، فى الصيغة (٤ — ١٥٦) ، الشكل التالى :

$$B = \frac{h_o z_1}{\frac{\psi_s}{E_s F_s} + \frac{\psi_c}{(\gamma' + \xi)\, b h_o \nu E_c}} \qquad (٤ — ١٥٧)$$

وبموجب المواصفات القياسية ، يؤخذ معامل التشوهات المرنة للخرسانة ، عند تأثير الأحمال لمدة قصيرة ، مساوياً للمقدار $\nu = 0.5$ ، وعند تأثير الأحمال المستمر : $\nu = 0.15$ فى حالة النظام العادى و $\nu = 0.10$ فى حالة النظام الجاف و $\nu = 0.20$ فى حالة النظام الرطب .

إن تقوس القطع السابقة الإجهاد من الدرجة الثالثة لمقاومة التشقق $\frac{1}{\rho_{me}}$ ، يقل تحت تأثير قوة الانضغاط (تزداد الجسوءة) . فإذا أخذنا فى الاعتبار ، تشوهات قضبان التسليح الطولية ، المختارة عند شد قيمته $\frac{N_{com}}{E_s F_s}$ ، يكون تقوس المحور عندئذ مساوياً للمقدار :

$$\frac{1}{\rho_{me}} = \frac{M}{h_o z_1}\left[\frac{\psi_s}{E_s F_s} + \frac{\psi_c}{(\gamma' + \xi)\, b h_o \nu E_c}\right] - \frac{N_{com}\, \psi_s}{h_o E_s F_s} \qquad (٤ — ١٥٨)$$

وعند ذلك ، يعين المعامل ψ_s مع الأخذ فى الاعتبار ، تأثير الإجهاد المسبق ، بموجب صيغ المواصفات .

٥ — الانثناء (flexure) أوسهم الانحناء

إن انثناء القطع السابقة الإجهاد، المشغلة بدون وجود شقوق فى منطقة الشد ، يعين بواسطة الجسوءة B_{mom} ، مع الأخذ فى الاعتبار ، تأثير الأحمال المؤقت وتأثير الأحمال المستمر ، بموجب الصيغة التالية :

$$f = f_{mom} + (f_{con} - f_{curv})\, c \qquad (٤ — ١٥٩)$$

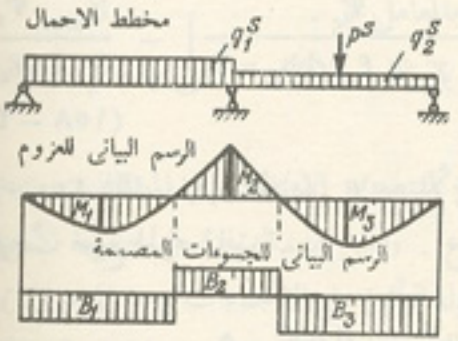
حيث f_{mom} — الانثناء الناتج عن الأحمال المؤثرة لمدة قصيرة ،

f_{con} — الانثناء الابتدائى (القصير الأمد) الناتج عن الأحمال المؤثرة لمدة مستمرة ، ويعين كذلك بواسطة الجسوءة B_{mom} ،

f_{curv} — الانحناء الناتج عن الانضغاط المسبق بالقوة N_{com} (مع أخذ كل الفقدان فى الاعتبار) ، ويعين بواسطة الجسوءة B_{mom} ،

c — معامل يأخذ فى الاعتبار زيادة الانثناء نتيجة لزحف الخرسانة ، ويؤخذ مساوياً للمقدار : ٢,٠ فى حالة النظام العادى ، و ٣,٠ فى حالة النظام الجاف ، و ١,٥ فى حالة النظام الرطب .

وتعين انثناءات وزوايا انعطاف (دوران) القطع الخرسانية المسلحة العادية (وكذلك القطع السابقة الإجهاد من الدرجة الثالثة لمقاومة التشقق) ، بواسطة التقوس $\frac{1}{\rho_{me}}$ أو بواسطة الجسوءة B . ولكل جزء من أجزاء الرسم البيانى للعزوم ذات العلامة الواحدة ، تؤخذ الجسوءة B كمقدار ثابت (القيمة الصغرى) فى المقطع ذى العزم الأكبر (شكل ٤ — ٢٩) .



شكل ٤ — ٢٩ . الرسم البيانى للعزوم والرسم البيانى للجسوءات B فى القطعة المعرضة للانحناء ذات الباعين

إن الانثناء مع أخذ الأحمال المؤثرة لمدة قصيرة والأحمال المؤثرة لمدة مستمرة ، فى الاعتبار ، يساوى :

$$f = f_1 - f_2 + f_3 \qquad (٤ — ١٦٠)$$

حيث f_1 — الانثناء الناتج عن التأثير القصير الأمد لكافة الأحمال ،

f_2 — الانثناء الابتدائى (القصير الأمد) . الناتج عن التأثير المستمر للأحمال ،

f_3 — الانثناء الكلى الناتج عن الأحمال المستمرة التأثير .

وفى العتبات الحرة المساند وفى الأجزاء الهيكلية للسقوف وفى البلاطات وغيرها ، يكون الانثناء الحاصل فى منتصف الامتداد والناتج عن الأحمال المنتظمة التوزيع q^s ، مساوياً للمقدار التالى :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q^s l^4}{B}$$

ويمكن تعيين الانثناءات الناتجة عن الأحمال المختلفة فى العتبات والعارضات الوحيدة الباع ، بواسطة التقوس أو الجسوءة فى المقطع ذى العزم الأكبر ، بموجب الصيغة العامة التالية :

$$f = sl^2 \frac{1}{\rho_{me}} \qquad (٤ — ١٦١)$$

أو

$$f = sl^2 \frac{M}{B}$$

حيث يعتمد المعامل s على الرسم التخطيطى المصمم للقطعة وعلى نوع الأحمال :

للعتبات الحرة المساند المرتكزة على مسندين ، عند الأحمال المنتظمة التوزيع $S = 5/48$ ، ولنفس العتبات ، عند الأحمال المركزة فى منتصف الباع $S=1/12$ ، ولنفس العتبات أيضاً ، عند وجود عزمين متساويين فى الطرفين (انحناء خالص) ، $S = 1/8$.

وللعتبات الكابولية عند الأحمال المنتظمة التوزيع $S = 1/4$ ، ولنفس العتبات عند تركز الأحمال فى الطرف الحر $S = 1/3$ ولنفس العتبات أيضاً ، عند وجود العزم فى الطرف الحر $S=1/2$.

وعندما يكون ارتفاع مقطع القطع الخرسانية المسلحة $h < 16\ cm$ ، تضرب قيم الانثناءات المحسوبة بموجب الصيغة (٤ — ١٦٠) فى المعامل $4/\sqrt{h}$.

وطبقاً للمواصفات القياسية ، لا يجب أن تزيد تشوهات القطع الخرسانية المسلحة المعرضة للانحناء ، عند الأحمال المعيارية ، على القيم المبينة فى الجدول (٤ — ٢) .

وإذا أقيمت المنشآت بانثناء عكسى إنشائى (camber) يمكن أن تزداد قيم الانثناءات القصوى ، بقدر زيادة الانثناء العكسى الإنشائى : للقطع السابقة الإجهاد ، من الممكن كذلك أن يؤخذ فى الاعتبار تصحيح الانحناء العكسى الناتج عن الانضغاط .

جدول ٤ – ٢

الانثناءات القصوى للقطع الخرسانية المسلحة المعرضة للانحناء

نوع القطعة	الانثناء الأقصى مقدراً باجزاء الباع
العتبات التى تحمل الونش :	
فى الونش اليدوى	1/500
فى الونش الكهربائى	1/600
قطع السقوف المستوية ، وقطع التغطية :	
عند $l < 7$ m	1/200
عند $l \geqslant 7$ m	1/300
قطع التغطية والمدرجات فى السقوف المضلعة :	
عند $l < 5$ m	1/200
عند $5\text{m} \leqslant l < 7$ m	1/300
عند $l \geqslant 7$ m	1/400

ملاحظة : تؤخذ الانثناءات القصوى ، العائدة لتبل الكوابيل ضعف الانثناءات المطابقة ، المبينة فى الجدول (٤ – ٢) .

وللقطع الخرسانية المسلحة ، غير المرتبطة بالقطع المجاورة (مثلا ، درجات السلالم وسطوحها ، والبلاطات الموضوعة بصورة حرة وغير ذلك) ، يجب بالإضافة إلى حساب الانثناءات الناتجة عن الأحمال الاستاتيكية ، أن يراجع عدم الاستقرار (unstability) ، الذى يتلخص فى أن انثناء مثل هذه القطع ، الناتج عن حمل مركز مؤثر لمدة قصيرة (مضافاً للأحمال المعيارية الكلية) قدره ١٠٠ كجم . يجب أن لا يزيد على ٠,٧ مم .

البند الخامس عشر – أمثلة على حساب وتصميم القطع المعرضة للانحناء

١ – تصميم قطعة بتسليح اعتيادى

المثال التاسع : المطلوب تصميم عتبة سقفية لعمارة سكنية . الرسم التخطيطى للسقف مبين فى الشكل (٤ – ٣٠) . وضعت فوق العتبات بلاطات تسقيف ذات فجوات دائرية ، وغطيت ألواح



شكل ٤ – ٣٠ . الرسم التخطيطى للسقف (للمثال التاسع)

التسقيف بطبقة سمكها ٦ سم من حصو الكيراميزين ، بوزن حجمى قدره ٥٠٠ كجم/م^3 ، وجهزت الأرضية بألواح من الخشب . الحمل الوقتى على السقف p^s = ٣٠٠ كجم / م^2 ، معامل تجاوز التحميل n = ١,٣ . باركة الخرسانة ٢٠٠ ، وقضبان التسليح الطولية الفعالة من النوع A-III ، والقضبان العرضية من النوع A-I .

والأحمال هى :

الأحمال المعيارية الدائمية :

الوزن الذاتى للأجزاء الهيكلية (الألواح)	٣٠٠ كجم/م^2
طبقة التغطية من حصو الكيراميزين ٥٠٠ × ٠,٠٦	٣٠ كجم/م^2
أرضية الألواح الخشبية	٣٥ كجم/م^2
الفواصل (الحواجز)	٧٥ كجم/م^2
المجموع	٤٤٠ كجم/م^2

نحصل على أحمال التصميم الدائمية ، بضرب الأحمال المعيارية فى معاملات تجاوز التحميل المناسبة :

٣٠٠ × ١,١ + ٣٠ × ١,٢ + ٣٥ × ١,١ + ٧٥ × ١,١ = ٤٨٧ كجم/م٢

الأحمال المعيارية الوقتية تساوى ٣٠٠ كجم /م٢

أحمال التصميم الوقتية تساوى ٣٠٠ × ١,٣ = ٣٩٠ كجم/م٢

باع العتبة المصمم يساوى $l = 1.05\, l_{ov}$ ،

حيث l_{ov} – المسافة الخالصة بين الجدران . وفى حالتنا هذه l = ١,٠٥ × ٥,٦ = ٨,٥ م .

فى الرسم التخطيطى المصمم للعتبة – تكون العتبة الوحيدة الباع ، محملة بأحمال منتظمة التوزيع ، منقولة عن طريق الألواح السقفية بشريط عرضه ٦ م ، ومن الوزن الذاتى .

والأحمال المؤثرة على متر مربع واحد من السقف ، محسوبة أعلاه . ولأجل حساب الوزن الذاتى للعتبة ، نعتبر مقدماً أن ارتفاعها هو : $h \approx \frac{1}{10} \times l = \frac{1}{10} \times 600 = 60$ سم ، ونعتبر أن عرض العتبة b = ٢٠ سم .

حينئذ ، عندما يكون الوزن الحجمى للخرسانة المسلحة المختارة ٢٥٠٠ كجم /م٣ ، يكون وزن كل متر واحد من طول العتبة مساوياً للمقدار :

$$0.6 \times 0.2 \times 2500 = 300 \text{ kg/m}$$

والأحمال المؤثرة على كل متر من طول العتبة هى :

الأحمال المعيارية الدائمة

$$g^s = 440 \times 6 + 300 = 2640 + 300 = 2940 \text{ kg/m}$$

الأحمال المعيارية المؤقتة

$$P^s = 300 \times 6 = 1800 \text{ kg/m}$$

الأحمال المعيارية الكلية

$$q^s = g^s + p^s = 2940 + 1800 = 4740 \text{ kg/m}$$

أحمال التصميم الدائمة

$$g = 487 \times 6 + 300 \times 1.1 = 3250 \text{ kg/m}$$

أحمال التصميم المؤقتة

$$p = 390 \times 6 = 2340 \text{ kg/m}$$

أحمال التصميم الكلية

$$q = g + p = 3250 + 2340 = 5590 \text{ kg/m}$$

عزم الانحناء المصمم

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{5590 \times 5.8^2}{8} = 23500 \text{ kg m} = 23.5 \text{ tm}$$

القوة العرضية المصممة

$$Q = \frac{ql}{2} = \frac{5590 \times 5.8}{2} = 16200 \text{ kg} = 16.2 \text{ t}$$

حساب مقاومة المقطع العمودى

المطلوب تعيين مساحة مقطع قضبان التسليح الطولية الفعالة F_s ، عند أبعاد المقطع المعطاة : h = ٦٠ سم ، b = ٢٠ سم ، h_o = ٥٦,٥ سم .

مع العلم بأن R_b = ١٠٠ كجم/ سم٢ للخرسانة التى ماركتها ٢٠٠ ، وأن R_s = ٣٤٠٠ كجم/ سم٢ لقضبان التسليح الطولية العاملة من النوع A-III .

بموجب الصيغة (٤ – ٣٧) نجد :

$$A_o = \frac{M}{R_b\, bh_o^2} = \frac{2350000}{100 \times 20 \times 56.5^2} = 0.368$$

ومن الجدول (٤ – ١) نجد أنه : عند A_o = ٠,٣٦٨ تكون α = ٠,٤٨٥ ، وهى قريبة من α_{ult} = ٠,٥٥ وتزيد كثيراً من الدلالة الاقتصادية للعتبات ، وتتراوح بين ٠,٣ و ٠,٤ .

نزيد عرض المقطع ونجعله مساوياً ٢٥ سم* ، عندئذ :

$$A_o = \frac{2350000}{100 \times 25 \times 56.5^2} = 0.295$$

وبموجب الجدول (٤ – ١) تكون α = ٠,٣٦ .

نأخذ بصورة نهائية h = ٦٠ سم و b = ٢٥ سم .

---

* ليس من الضرورى عند حساب الأحمال ، ضبط وزن العتبة نظراً لزيادة عرضها، عما كان عليه فى البداية ، وذلك لأن وزن العتبة الذاتى يشكل جزءاً صغيراً جداً من أحمال التصميم الكلية .

ونجد بموجب الصيغة (٤ – ٤٠) أن :

$$F_s = \alpha\, bh_o \frac{R_b}{R_s} = 0.36 \times 25 \times 56.5 \quad \frac{100}{3400} = 14.9\ cm^2$$

نأخذ ٤ ϕ ٢٢ من الفولاذ نوع A-III بمساحة مقطع قدرها F_s = ١٥,٢ سم^2 .

نأخذ بعرض العتبة هيكلين يحتوى كل منهما على ٢ ϕ ٢٢ توضع فى جهتين (انظر الشكل ٤ – ٣١)

حساب مقاومة المقطع المائل

الخرسانة التى ماركتها ٢٠٠ يكون R_t = ٧,٢ كجم / سم^2 ،

$R_t\, bh_o$ = ٧,٢ × ٢٥ × ٥٦,٥ = ١٠٢٠٠ كجم .

$Q > R_t\, bh_o$ (١٦٢٠٠ > ١٠٢٠٠) ، إذن لا بد من حساب القضبان العرضية للهياكل .

نأخذ القضبان العرضية من الفولاذ نوع A-I ($R_{s.st}$ = ١٧٠٠ كجم / سم^2) قطر كل منها ١٠ مم (القطر الأصغر بموجب شرط اللحام من الجدول « ١ – ٥ » عند وضع قضبان التسليح الطولية الفعالة للهيكل فى جهتين) . وتكون مساحة مقطع القضيب العرضى f_{st} = ٠,٧٨ سم^2 .

يوضع هيكلان بعرض العتبة ، إذن n = ٢ .

وبموجب الصيغة (٤ – ٧٣) لدينا :

$$q_{st} = \frac{(Q + R_{s.st}\, f_{st}\, n)}{0.6\, R_b\, bh_o^2} = \frac{(16200 + 1700 \times 0.78 \times 2)^2}{0.6 \times 100 \times 25 \times 56.5^2} = 74\ kg/cm$$

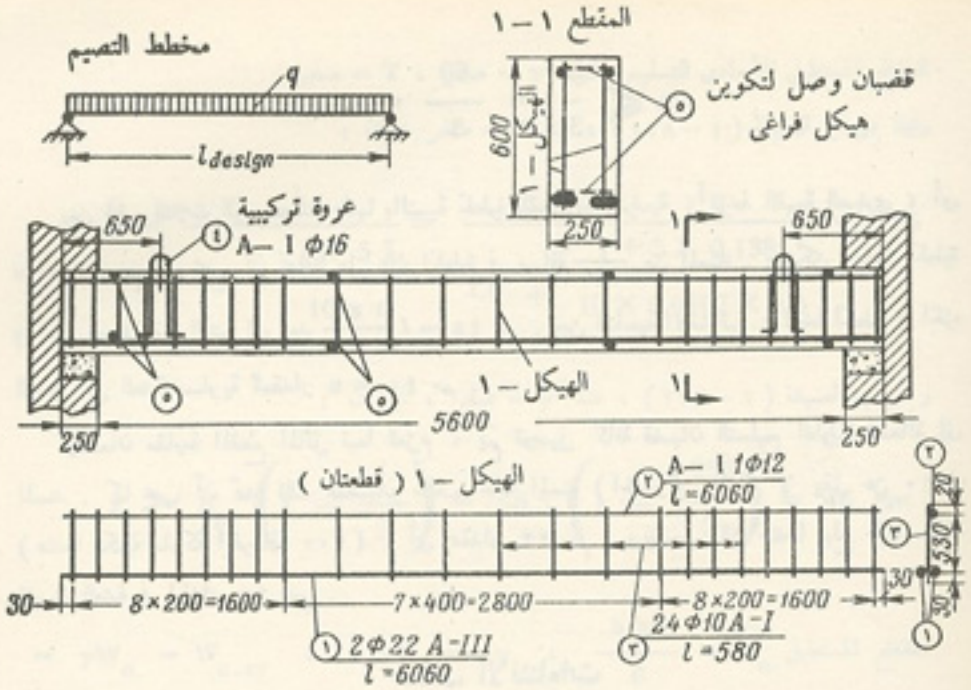
والخطوة اللازمة للقضبان العرضية ، بموجب الصيغة (٤ – ٧٤) هى :

$$u = \frac{R_{s.st}\, f_{st}\, n}{q_{st}} = \frac{1700 \times 0.78 \times 2}{74} = 36\ cm$$

بموجب الصيغة (٤ – ٧٦) ، لدينا :

$$u \leqslant \frac{0.1\, R_b\, bh_0^2}{Q} = \frac{0.1 \times 100 \times 25 \times 56.5^2}{16200} = 49\ cm$$

وحسبما تبينه المواصفات القياسية بالنسبة للعتبات التى يزيد ارتفاعها على ٤٥ سم ، نجد أن :



شكل ٤ – ٣١ . تسليح العتبة (المثال التاسع)

مواصفات قضبان التسليح

النوع	الموضع	ϕ (م)	l (سم)	العدد n	nl (م)	الوزن لكل متر	الوزن الكل (كجم)
الهيكل الأول	١	٢٢	٦٠٦	٤=٢ × ٢	٢٤,٢	٢,٩٨	٧٢,٢
(١ – ٨) المؤلف	٢	١٢	٦٠٦	٢=١ × ٢	١٢,١	٠,٨٩	١٠,٨
من قطعتين	٣	١٠	٠٥٨	٤٨=٢٤×٢	٢٨	٠,٦٢	١٧,٤
قضبان منفصلة	٤	١٦	١١٠	٢	٢,٢	١,٥٨	٣,٥
(مستقلة)	٥	١٠	٢٥	٨	٢	٠,٦٢	١,٣
			مجموع الوزن الكل للفولاذ				١٠٥,٢ كجم

ماركة الخرسانة المصممة لمقاومة الانضغاط = ٢٠٠

V = ٠,٩٢ م^3

الكمية النسبية للفولاذ فى الهيكل :

$$k = \frac{١٠٥,٢}{٠,٩٢} = ١١٤\ كجم / م^3$$

$$u \leqslant \frac{h}{3} = \frac{60}{3} = 20 \text{ cm}$$

ومن القيم الثلاث التى حصلنا عليها بالنسبة لخطوة القضبان العرضية ، تؤخذ القيمة الصغرى ، أى u = ٢٠ سم . ويجب أن نحافظ على هذه الخطوة فى مسافة $\frac{l}{4}$ من المسند . ويمكن زيادة الخطوة فى الجزء الوسطى من العتبة إلى حد $\frac{3}{4} l$ = ٤٥ سم . ومن الناحية الإنشائية ، تؤخذ الخطوة فى الجزء الوسطى من العتبة مساوية للمقدار u = ٤٠ سم .

ولضمان مقاومة المقطع المائل تبعاً للعزم ، يتم توصيل كافة قضبان التسليح الطولية الفعالة إلى المسند . كما يجب أن تمد تلك القضبان خلف حافة المسند (الجدار) بمقدار لا يقل عن ١٠ d (عندما تكون ماركة الخرسانة ٢٠٠) ، أى بمقدار ٢٢ سم . ويضمن ذلك عندما يبلغ طول منطقة تثبيت العتبة فى الجدار ٢٥ سم .

حساب الانشاءات

أن الأحمال المعيارية q^s = ٤٧٤٠ كجم/ م ، بضمنها الأحمال الدائمية المستمرة التأثير g^s = = ٢٩٤٠ كجم / م والأحمال الوقتية المؤثرة لمدة قصيرة p^s = ١٨٠٠ كجم /م . والخرسانة التى ماركتها ٢٠٠ ، R_b^s = ١٨٠ كجم /سم^2 ، R_t^s = ١٦ كجم/سم^2 ، E_c = ٢٫٦٥ × ١٠^5 كجم / سم^2 ، ولقضبان التسليح من النوع A-III ، E_s = ٢ × ١٠^6 كجم/ سم^2 .

$$M^s = \frac{q^s l^2}{8} = \frac{4740 \times 5.8^2}{8} = 20000 \text{ kg m}$$

وبموجب الصيغة (٤ – ١٢٩) :

$$L = \frac{M^s}{bh_o^2 R_b^s} = \frac{2000000}{25 \times 56.5^2 \times 180} = 0.138$$

$$\mu = \frac{F_s}{bh_o} = \frac{15.2}{25 \times 56.5} = 0.0107$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2 \times 10^6}{2.65 \times 10^5} = 7.5$$

للمقطع المستطيل الآحادى التسليح يكون γ' = صفر ، T = صفر .

ونجد بموجب الصيغة (٤ – ١٢٨) ، عند T = صفر ، أن :

$$\xi = \frac{1}{1.8 + \frac{1 + 5\,L}{10\,\mu\,n}} = \frac{1}{1.8 + \frac{1 + 5 \times 0.138}{10 \times 0.0107 \times 7.5}} = 0.256$$

وبموجب الصيغة (٤ – ١٣٢) ، عند γ' = صفر ، نجد أن :

$$z_1 = h_o \left(1 - \frac{\xi}{2}\right) = 56.5 \left(1 - \frac{0.256}{2}\right) = 46 \text{ cm}$$

للمقطع المستطيل $W_o = \frac{b\,h^2}{6}$ ، γ = ١٫٧٥ ، $W_{c.cr} = \gamma W_o$ =

= 0,292 bh^2 من الصيغة (٤ – ٩٩) ، عند $W_{c.cr}$ = 0,292 bh^2 بموجب الصيغة (٤ – ١١٠) .

$$M_{c\text{-}cr} = 0.8 \times 0.292\ bh^2\ R_t^s = 0.23\ bh^2\ R_t^s = 0.23 \times 25 \times 60^2 \times 16 =$$

$$= 332000 \text{ kg cm}$$

$$\frac{M_{c\text{-}cr}}{M^s} = \frac{332000}{2000000} = 0.166$$

وللقضبان ذات النتوءات الجانبية ، عند تأثير الأحمال بصورة مؤقتة يكون S = ١٫١ .

بموجب الصيغة (٤ – ١٠٩) ، لدينا :

$$\Psi_s = 1.3 - S\,\frac{M_{c\text{-}cr}}{M^s} = 1.3 - 1.1 \times 0.166 = 1.118 > 1$$

ونأخذ Ψ_s = ١ .

وبموجب الصيغة (٤ – ١٥٧) ، عند Ψ_c = ٠٫٩ ، γ' = صفر و ν = ٠٫٥ ، نجد أن :

$$B_1 = \frac{h_o z_1}{\frac{\Psi_s}{E_s F_s} + \frac{\Psi_c}{\xi\, bh_o E_c \nu}} =$$

$$= \frac{56.5 \times 46}{\frac{1}{2.0 \times 10^6 \times 15.2} + \frac{0.9}{0.256 \times 25 \times 56.5 \times 2.65 \times 10^5 \times 0.5}} = 48.4 \times 10^9 \text{ kg cm}^2$$

الانثناء عند التأثير القصير الأمد لكافة الأحمال المعيارية $q^s = 47{,}4$ كجم / سم ،

$$f_1 = \frac{5 q^s l^4}{384\ B_1} = \frac{5 \times 47.4 \times 580^4}{384 \times 48.4 \times 10^9} = 1.45 \text{ cm}$$

نعيّن الآن الجسوءة والانثناء الناتج عن تأثير الأحمال المستمرة ، بصورة مؤقتة :

$$M^s = \frac{2940 \times 5.8^2}{8} = 12320 \text{ kg m}$$

$$L = \frac{M^s}{bh_o^2 R_b^s} = \frac{1232000}{25 \times 56.5^2 \times 180} = 0.086$$

$$\xi = \frac{1}{1.8 + \frac{1 + 5\ L}{10\ \mu\ n}} = \frac{1}{1.8 + \frac{1 + 5 \times 0.086}{10 \times 0.0107 \times 7.6}} = 0.278$$

$$z_1 = h_o\left(1 - \frac{\xi}{2}\right) = 56.5\left(1 - \frac{0.278}{2}\right) = 48.5 \text{ cm}$$

$M_{c.cr} = 332000$ كجم/سم (كالسابق)

$$\frac{M_{c\text{-}cr}}{M^s} = \frac{332000}{1232000} = 0.27$$

عندما يكون $S = 1.1$ ، $\Psi_s = 1{,}3 - S\ \frac{M_{c.cr}}{M^s} = 1{,}3 - 1.1 \times 0.27 \gtrsim 1$

$$B_2 = \frac{h_o z_1}{\frac{\Psi_s}{E_s F_s} + \frac{\Psi_c}{\xi\, bh_o E_c \nu}} =$$

$$= \frac{56.5 \times 48.5}{\frac{1}{2.0 \times 10^6 \times 15.2} + \frac{0.9}{0.278 \times 25 \times 56.5 \times 2.65 \times 10^5 \times 0.5}} = 54.5 \times 10^9 \text{ kg cm}^2$$

الانثناء الناتج عن تأثير الأحمال المستمرة ، بصورة مؤقتة :

$$f_2 = \frac{5\ g^s l^4}{384\ B_2} = \frac{5 \times 29.9 \times 580^4}{384 \times 54.5 \times 10^9} = 0.8 \text{ cm}$$

ولأجل تعيين الانثناء f_3 ، الناتج عن التأثير المستمر للأحمال g^s ، نعين Ψ_s عند $S = 0{,}8$ ،
$\Psi_s = 1{,}3 - 0{,}8 \times 0{,}27 < 1$ ، نأخذ $\Psi_s = 1$ ، وتبقى القيم الأخرى
(L ، ξ ، z_1) بدون تغيير .

نحسب الجسوءة B_3 ، عند $\nu = 0{,}15$ (في ظروف حرارة ورطوبة عادية) :

$$B_3 = \frac{h_o z_1}{\frac{\Psi_s}{E_s F_s} + \frac{\Psi_c}{\xi\, bh_o E_c \nu}} =$$

$$= \frac{56.5 \times 48.5}{\frac{1}{2.0 \times 10^6 \times 15.2} + \frac{0.9}{0.278 \times 25 \times 56.5 \times 2.65 \times 10^5 \times 0.15}} = 30.1 \times 10^9 \text{ kgcm}^2$$

$$f_3 = \frac{5\ g^s l^4}{384\ B_3} = \frac{5 \times 29.4 \times 580^4}{384 \times 30.1 \times 10^9} = 1.43 \text{ cm}$$

والانثناء الكلي مع أخذ التأثير المستمر للأحمال في الاعتبار يساوي بموجب الصيغة (٤ – ١٦٠) ؛
المقدار التالي :

$$f = f_1 - f_2 + f_3 = 1.45 - 0.8 + 1.43 = 2.08 \text{ cm}$$

$$\frac{f}{l} = \frac{2.08}{580} = \frac{1}{280} < \frac{1}{200}$$

حساب عرض فتحة الشقوق

بموجب الصيغة (٤ – ١٤٠) ، لدينا :

$$a_{cr} = a_{cr1} - a_{cr2} + a_{cr3}$$

عرفنا من الحسابات السابقة ، أن $\Psi_s = 1$ ، عند تأثير الأحمال لمدة قصيرة ، وعند تأثيرها لمدة مستمرة ، إذن $a_{cr2} = a_{cr3}$ ، وأخيراً :

$$a_{cr} = a_{cr1}$$

ولدينا من الحسابات السابقة (للأحمال المعيارية بأكلها) قيم $\Psi_s = 1$ ، $z_1 = 46$ سم ، $M^s = 20000$ كجم/ متر ، $n = 7.5$.

بموجب الصيغة (٤ – ١١٣) ، نجد أن :

$$\sigma_s = \frac{M^s}{z_1 F_s} = \frac{2000000}{46 \times 15.2} = 2860 \text{ kg/cm}^2$$

وبموجب الصيغة (٤ – ٩٨) نجد أن :

$$W_{cr} = (0.292 + 1.5\ \mu n)\ bh^2 = (0.292 + 1.5 \times 0.0107 \times 7.5)\ 25 \times 60^2 =$$
$$= 37000 \text{ cm}^3$$

بموجب الصيغة (٤ – ١٣٨) ، لدينا :

$$k_1 = \frac{W}{F_s z_1 n} - 2 = \frac{37000}{15.2 \times 46 \times 7.5} - 2 = 5.05$$

$$\mu = \frac{F_s}{S} = \frac{15.2}{4 \times 3.14 \times 2.2} = 0.55$$

نعين المسافة بين الشقوق بموجب الصيغة (٤ – ١٣٧) ، عند ما يكون $\eta = 0.7$ (للقضبان ذات النتوءات الجانبية) :

$$l_{cr} = k_1\ n\ u\ \mu = 5.05 \times 7.5 \times 0.55 \times 0.7 = 14.5 \text{ cm}$$

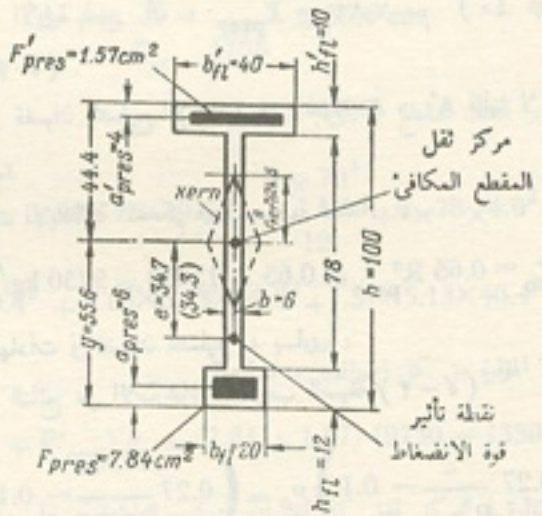
وأن عرض فتحة الشقوق بموجب الصيغة (٤ – ١٣٩) ، يساوى :

$$a_{cr} = \Psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} l_{cr} = 1 \frac{2860}{2000000} 14.5 = 0.0206 \text{ cm} = 0.206 \text{ mm} < 0.3 \text{ mm}$$

وبالإضافة إلى ذلك ، يجب حساب تفتح الشقوق المائلة فى العتبة ، بموجب الصيغة (٤ – ١٤٥) . وإنشاء العتبة مبين فى الشكل (٤ – ٣١) .

٢ – تصميم عتبة سابقة الإجهاد

المثال العاشر : المطلوب تصميم عتبة سابقة الإجهاد ، مقطعها على شكل I – (شكل ٤ – ٣٢) ، مع العلم بأن : ماركة الخرسانة ٤٠٠ = R_b ، ٢١٠ كجم/سم^2 = R_{cr} ، ١٧,٥ كجم/سم^2 = $E_c = 3.5 \times 10^5$ كجم/سم^2 ، وقضبان التسليح من الأسلاك العالية المقاومة ذات النتوءات الجانبية من النوع Br-III ، يبلغ قطر كل منها ٥ مم (حسب المواصفات السوفييتية



شكل ٤ – ٣٢ . رسم تخطيطى يوضح المثال العاشر

$R^s_{pres} = 15000$ كجم/سم^2 ، $R_{pres} = 9500$ كجم / سم^2 ، (ϕ ٥ – ٨٤٨٠) $E_s = 1{,}8 \times 10^6$ كجم/سم^2 . وقد أجرى شد الأسلاك على المساند . يتم إنشاء العتبة على فرشة مع تدفئة الخرسانة ، عند ذلك ، يكون الفرق بين درجة حرارة أسلاك التسليح ، ودرجة حرارة المساند التي تتحمل قوة الشد ، كالآتي $\Delta t = 30^\circ$ م . ويتم إرخاء الشد ، عندما تبلغ مقاومة الخرسانة $R = R_o = 400$ كجم/سم^2 . ويكون الباع المصمم للعتبة $l = 11{,}7$ م . والأحمال المعيارية المنتظمة التوزيع تساوي $q^s = 2400$ كجم/م ، بضمنها الأحمال المستمرة التأثير $q^s_{con} = 1800$ كجم/م ، والأحمال المؤثرة لمدة قصيرة $q^s_{mom} = 600$ كجم/م وأحمال التصميم $q = 3300$ كجم/م .

الحل :

حساب مقاومة المقطع العمودي

$$M = \frac{gl^2}{8} = \frac{3300 \times 11.7^2}{8} = 56450 \text{ kgm} = 56.45 \text{ tm}$$

لأجل الحسابات الأولية نعتبر أن : $F_{pres} = 7{,}84$ سم^2 (ϕ ٥ ٤٠) ، $F'_{pres} = 1{,}57$ سم^2 (ϕ ٥ ٨) .

ونظراً لقلة تأثير قضبان التسليح الإنشائية غير المجهدة A و A′ فإنها لا تؤخذ في الاعتبار عند الحساب (التصميم) .

نأخذ الإجهادات الابتدائية المتحكم فيها مساوية للمقدار :

$$\sigma_o = \sigma'_o = 0.65\, R^s_{pres} = 0.65 + 15000 = 9750 \text{ kg/cm}^2$$

إن فقدان الإجهادات في قضبان التسليح ، يساوي :

(ا) الفقدان الناتج عن الاسترخاء ، بموجب الصيغة (٢ – ٥)

$$\sigma_3 = \sigma'_3 = \left(0.27 \frac{\sigma_o}{R^s_{pres}} - 0.1\right)\sigma_o = \left(0.27 \frac{9750}{15000} - 0.1\right) 9750 =$$
$$= 730 \text{ kg/cm}^2$$

(ب) الفقدان الناتج عن انخفاض درجات الحرارة ، بموجب الصيغة (٢ – ٩) .

$$\sigma_7 = \sigma'_7 = 20\ \Delta\ t = 20 \times 30 = 600 \text{ kg / cm}^2$$

الفقدان : $\sigma_{l_1} = \sigma'_{l_1} = \sigma_3 + \sigma_7 = 730 + 600 = 1330 \text{ kg / cm}^2$. الفقدان الناتج عن الانكماش $\sigma_1 = \sigma'_1 = 400 \text{ kg / cm}^2$. ولحساب الفقدان الناتج عن الزحف نعين σ_c و σ'_c :

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{1.8 \times 10^6}{3.5 \times 10^5} = 5.13$$

إن مساحة المقطع المكافئ ، تساوي :

$$F_{tr} = 78 \times 6 + 40 \times 10 + 20 \times 12 + (7.84 + 1.57)\ 5.13 = 1156 \text{ cm}^2$$

العزم الاستاتيكي لمساحة المقطع المكافئ ، حول الحافة السفلى :

$$S_{tr} = 20 \times 12 \times 6 + 78 \times 6 \times 51 + 40 \times 10 \times 95 + 7.84 \times 5.13 \times 6 +$$
$$+ 1.57 \times 5.13 \times 96 = 64250 \text{ cm}^3$$

المسافة من الحافة السفلى إلى مركز ثقل المقطع :

$$y = \frac{S_{tr}}{F_{tr}} = \frac{64250}{1156} = 55.6 \text{ cm}$$

وإن عزم القصور الذاتي للمقطع المكافئ ، يساوي :

$$I_{tr} = \frac{20 \times 12^3}{12} + 20 \times 12 \times 49.6^2 + \frac{5 \times 78^3}{12} + 6 \times 78 \times 4.6^2 + \frac{40 \times 10^3}{12} +$$

$$+ 40 \times 10 \times 39.4^2 + 7.84 \times 5.13 \times 49{,}6^2 + 1.57 \times 5.13 \times 40.4^2 = 1575200 \text{ cm}^4$$

إن قوة الانضغاط المؤثرة من كل الجوانب ، تساوي :

$$N_{com} = (F_{pres} + F'_{pres})\ \sigma_o = (7.84 + 1.57)\ (9750 - 1330) = 79200 \text{ kg}$$

وقوة الانضغاط المؤثرة في مركز ثقل كل قضبان التسليح الطولية ، على مسافة e من مركز ثقل المقطع المكافئ ، تساوي :

$$e = 55.6 - \frac{7.84 \times 6 + 1.57 \times 96}{7.84 + 1.57} = 34.7 \text{ cm}$$

إن عزم قوة الإنضغاط المؤثرة من كل الجوانب $M_o = N_o \, e = 79200 \times 34{,}7$ كجم سم ، إجهادات الانضغاط المسبق فى الخرسانة ، فى مستوى مركز ثقل قضبان التسليح A_{pres} ، تساوى :

$$\sigma_c = \frac{N_{com}}{F_{tr}} + \frac{M_{com}(y - a_{pres})}{I_{tr}} = \frac{79200}{1156} + \frac{79200 \times 34.7(55.6 - 6)}{1575200} =$$

$$= 68.5 + 87 = 155.5 \text{ kg/cm}^2 < 0.5 \, R_{com} = 200 \text{ kg/cm}^2$$

إن فقدان الإجهادات فى قضبان التسليح A_{pres} ، نتيجة الزحف ، يساوى بموجب الصيغة (٢ – ٣) ، ما يلى :

$$\sigma_2 = \frac{k \, E_s \, R}{E_c \, R_{com}} \sigma_c = \frac{1 \times 1.8 \times 10^6 \times 400}{3.5 \times 10^5 \times 400} \cdot 155.5 = 800 \text{ kg/cm}^2$$

وعند الحساب بموجب الصيغة (٢ – ٤) نجد أن :

$$\sigma_2 = 0.08 \times 9750 = 780 \text{ kg/cm}^2$$

وأن إجهادات الانضغاط المسبق فى الخرسانة على مستوى قضبان التسليح F'_{Pres} ، تساوى :

$$\sigma'_c = \frac{N_{com}}{F_{tr}} = \frac{M_{com}(h - y - a'_{pres})}{I_{tr}} = \frac{79200}{1156} - \frac{79200 \times 34.7(100 - 55.6 - 4)}{1575200} =$$

$$= 68.5 - 70 = -1.5 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{(شد)}$$

ونعتبر الفقدان الناتج عن الزحف ، فى قضبان التسليح A'_{pres} ، مساوياً للصفر (σ'_2 = صفر) .

وبهذا الشكل ، يكون مقدار فقدان الإجهادات فى قضبان التسليح A_{pres} ، الذى يظهر بعد انضغاط الخرسانة ، مساوياً لما يلى :

$$\sigma l_2 = \sigma_1 + \sigma_2 = 400 + 800 = 1200 \text{ kg/cm}^2$$

ويكون الفقدان الكل :

$$\sigma l = \sigma l_1 + \sigma l_2 = 1330 + 1200 = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

فى قضبان التسليح A'_{pres} يكون : $\sigma'_1 = \sigma' l_2 = 400$ كجم/سم^2

الفقدان الكل يساوى :

$$\sigma' l = \sigma' l_1 + \sigma l_2 = 1330 + 400 = 1730 \text{ kg/cm}^2$$

نعيّن الإجهادات σ'_c فى قضبان التسليح A'_{pres} ، وهى الإجهادات المأخوذة فى الاعتبار عند حساب المقاومة ، وذلك بموجب الصيغة (٤ – ٥) :

(شد) $$\sigma'_c = 3600 - m_{cr} \sigma'_o = 3600 - 1.1 \, (9750 - 1730) = -5200 \text{ kg/cm}^2$$

نحدد ارتفاع منطقة انضغاط الخرسانة عندما يكون عرض المقطع $b'_{tr} = ٤٠$ سم ، وذلك بموجب الصيغة (٤ – ٧) عند $b'_f \, x = F_c$ ، وعند صفر = $F'_s = F_s$:

$$x = \frac{R_{pres} F_{pres} + \sigma'_c F'_{pres}}{R_b \, b'_{tr}} = \frac{9500 \times 7.84 + 5200 \times 1.57}{210 \times 40} = 9.8 \text{ cm}$$

وحيث إن $x > h'_{tr} = ١٠$ سم ، إذن يحسب المقطع باعتباره مقطعاً مستطيلا عرضه $b'_{tr} = ٤٠$ سم .

إن العزم الذى يتحمله المقطع بموجب الشرط (٤ – ٨) ، عند $b'_{tr} \, x = F_c$ ، $z_c = h_o - 0.5 \, x$ ، صفر = F'_s ، يساوى :

$$M_{sec} = R_b \, b'_{tr} \, x \left(h_o - \frac{x}{2} \right) - \sigma'_c \, F'_{pres} \, (h_o - a'_{pres}) =$$

$$= 210 \times 40 \times 9.8 \, (94 - 4.9) - 5200 \times 1.57 \, (94 - 4) = 6610000 \text{ kg cm} =$$

$$= 66.1 \text{ tm} > M = 56.45 \text{ tm}$$

إذن ، المقاومة كافية .

حساب مقاومة المقطع المائل

$$Q = \frac{q \, l}{2} = \frac{3300 \times 11.7}{2} = 19300 \text{ kg}$$

نسلح العتبة بهيكل ملحوم واحد ، يحتوى على قضبان عرضية قطر كل منها ١٠ مم ، وذات فتوات جانبية ، مصنوعة من الفولاذ نوع A-II ، $R_{s.st} = ٢٥٠$ كجم/سم^٢ ، $f_{st} = ٠{,}٧٨$ سم^٢ ، $n = ١$.

فبموجب الصيغة (٤ – ٧٣) ، لدينا :

$$q_{st} = \frac{(Q+R_{s.st}\, f_{st}\, n)^2}{0.6\, R_b\, bh_o^2} = \frac{(19300+2150\times0.78\times1)^2}{0.6\times210\times6\times94^2} = 66.2 \text{ kg/cm}$$

والخطوة اللازمة للقضبان العرضية ، بموجب الصيغة (٤ – ٧٤) ، تساوى :

$$u = \frac{R_{s.st}\, f_{st}\, n}{q_{st}} = \frac{2150\times0.78\times1}{66.2} = 25 \text{ cm}$$

وبموجب الشرط (٤ – ٧٦) تكون :

$$u \leqslant \frac{0.1\, R_b\, bh_o^2}{Q} = \frac{0.1\times210\times6\times94^2}{19300} = 55.7 \text{ cm}$$

وبموجب الشرط $u \geqslant \frac{h}{3}$ ، بحيث لا تزيد عل ٣٠ سم ، $u = 30$ سم .

وتؤخذ خطوة القضبان العرضية مساوية لـ $u = 25$ سم .

حساب تكون الشقوق فى مرحلة التشغيل

$$M^s = \frac{q^s l^2}{8} = \frac{2400\times11.7^2}{8} = 41200 \text{ kgm} = 41.2 \text{ tm}$$

عزم مقاومة المقطع المكافئ (حول الحافة السفلى) ، يساوى :

$$W_o = \frac{I_{tr}}{y} = \frac{1575200}{55.6} = 28300 \text{ cm}^3$$

المسافة من مركز ثقل المقطع المكافئ إلى النقطة القلبية (نقطة القلب) العليا ، تساوى :

$$r_{kern\cdot up} = \frac{W_o}{F_{tr}} = \frac{28300}{1156} = 24.5 \text{ cm}$$

إن عزم المقاومة للمقطع المكافئ ، مع أخذ الخواص اللدنة لخرسانة منطقة الشد W_{cr} فى الاعتبار ، يعيّن بموجب الصيغة (٤ – ١٠٤) ، مع استخدام المواصفات ، عند :

$$\frac{b'_{fl}}{b} = \frac{40}{6} = 6.7 \quad ; \quad \frac{b_{fl}}{b} = \frac{20}{6} = 3.7 \quad ;$$

$$\frac{h_{fl}}{h} = \frac{12}{100} = 0.12 \quad ; \quad \gamma = 1.5 \quad ;$$

$$W_{cr} = W_o\, \gamma = 28300\times1.5 = 42450 \text{ cm}^3$$

والآن نعين قيمة وموضع محصلة القوى فى قضبان التسليح المجهدة (قوة الانضغاط) مع أخذ جميع الفقدان فى الاعتبار ، وعند معامل ضبط الشد الذى يبلغ $m_{ex} = 0{,}9$:

$$N_{com2} = m_{ex}\,[F_{pres}\,(\sigma_0 - \sigma l) + F'_{pres}(\sigma'_0 - \sigma l)] =$$

$$= 0.9\,[7.84(9750 - 2530) + 1.57(9750 - 1730)] = 51000+11300 =$$

$$= 62300 \text{ kg}$$

قوة الانضغاط N_{com2} تؤثر على مسافة e_2 من مركز ثقل المقطع وتساوى :

$$e_2 = 55.6 - \frac{51000\times6 + 11300\times96}{51000 + 11300} = 55.6 - 22 = 33.6 \text{ cm}$$

وأن عزم قوة الانضغاط N_{com2} حول النقطة القلبية العليا ، يساوى :

$$M^{kern}_{com} = N_{com2}(e_2 + r_{kern\cdot up}) = 62300(33.6 + 24.5) =$$

$$= 3640000 \text{ kgcm} = 36.4 \text{ tm}$$

$$R_{cr}\, W_{cr} = 1.75\times42450 = 74000 \text{ kgcm} = 7.4 \text{ tm}$$

نراجع مقاومة التشقق بموجب الصيغة (٤ – ١٠٢ ، أ) :

$$M^s \leqslant R_{cr}\, W_{cr} + M^{kern}_{com}$$

تكون مقاومة التشقق مضمونة .

تعيين انثناء العتبة

إن الجسوة بموجب الصيغة (٤ – ١٤٩) ، تساوى :

$$B_{mom} = 0{,}85\ E_c\ I_{tr} = 0.85\times350000\times1575200 = 4.68\times10^{11}\ kgcm^2$$

وقوة الانضغاط مع أخذ جميع الفقدان بالاعتبار ، عند $m_{ex} = 1$ ، تساوى :

$$N_{com} = \frac{62300}{0.9} = 69300\ kg$$

نعتبر وضع قوة الانضغاط ، بخطأ بسيط جداً ، كما هو عليه الوضع عند مراجعة مقاومة التشقق ، أى e = ٣٣,٦ سم .

الانثناء الناتج عن ذلك الجزء من الأحمال ، المؤثر لمدة قصيرة (مؤقتاً) q^s_{mom} = = ٦٠٠ كجم / م = ٦ كجم/سم

$$f_{mom} = \frac{5q^s_{mom}l^4}{384\ B_{mom}} = \frac{5\times6\times1170^4}{384\times4.68\times10^{11}} = 0.31\ cm$$

الانثناء الابتدائى (الوقتى) الناتج عن ذلك الجزء من الأحمال المستمر التأثير q^s_{con} = ١٨٠٠ كجم/م (عند نفس الجسوة) :

$$f_{con} = 0.31\frac{1800}{600} = 0.93\ cm$$

الانحناء (الانثناء) الناتج عن الإجهاد المسبق (عند تأثير قوة الانضغاط لمدة قصيرة) ، يساوى :

$$f_{curv} = \frac{N_{com}\ el^2}{8\ B_{mom}} = \frac{69300\times33.6\times1170^2}{8\times4.68\times10^{11}} = 0.85\ cm$$

إن المعامل الذى يأخذ فى الاعتبار زيادة التشوهات نتيجة لزحف الخرسانة عند تأثير الأحمال المستمر ، هو c = ٢ (فى حالة النظام العادى) .

عندئذ تكون القيمة الكلية لانثناء العتبة ، بموجب الصيغة (٤ – ١٥٩) ، مساوية للمقدار التالى :

$$f = f_{mom} + (f_{con} - f_{curv})\ c = 0.31 + (0.93 - 0.85)\ 2 = 0.47\ cm$$

13

الفصل الخامس

القطع المنضغطة لامركزيا (Eccentrically compressed members) والقطع المشدودة لامركزيا (Eccentrically tensioned members)

البند السادس عشر – القطع المنضغطة لامركزيا

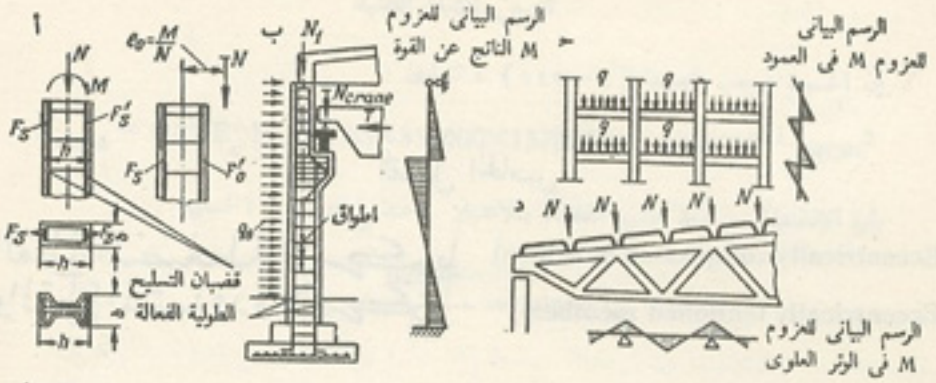
١ – منشآت القطع المنضغطة لامركزيا

تعمل القطعة على الانضغاط اللامركزى ، عندما تؤثر قوة الانضغاط الطولية N بلا تمركزية (eccentricity) قدرها e_o بالنسبة لمركز ثقل المقطع ، أو عندما تؤثر فى المقطع قوة انضغاط طولية مركزية التأثير N ، ويؤثر فى نفس الوقت عزم حناية M (شكل ٥ – ١، أ) . عندئذ ، فإن لا تمركزية القوة تساوى :

$$e_o = \frac{M}{N} \qquad (١ - ٥)$$

وعلى الانضغاط اللامركزى ، تعمل كل من قطع المنشآت الإطارية ، وخاصة أعمدة المبانى الهيكلية (شكل ٥ – أ ، ب ، حـ) والأوتار (chords) العليا للجمالونات عند تأثير الأحمال خارج المفاصل – joints – (شكل ٥ – أ ، د) ، وعديد من القطع الأخرى .

وقد يكون المقطع العرضى للقطع المنضغطة لا مركزيًّا ، مستطيلا أو على شكل – T أو على شكل – I . وعادة يؤخذ ارتفاع المقطع h (فى مستوى تأثير العزم) أكبر من عرضه b ومن مضاعفات الرقم ٥ سم .



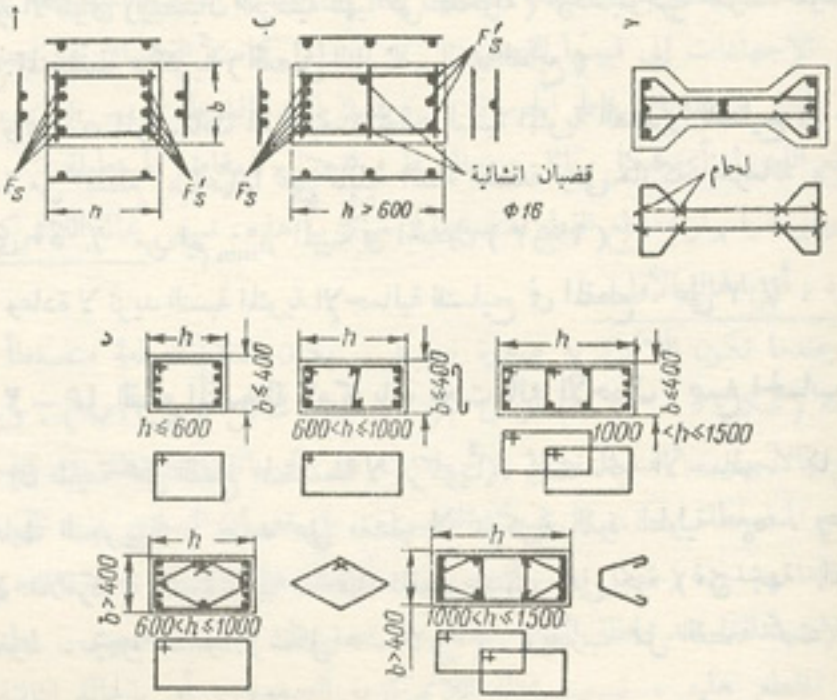
شكل ٥ – ١ . قطع خرسانية مسلحة تعمل على الانضغاط اللامركزى

وتسلح القطع المنضغطة لا مركزيًا بقضبان تسليح طولية فعالة، تعين مساحة مقطعها بالحساب ، وبأطواق توحّد كافة قضبان التسليح فى هيكل فراغى واحد (ملحوم أو مربوط) ، كما تمنع القضبان الطولية لمنضغطة من التحدب الجانبى . وتوضع قضبان التسليح الفعالة على طول الأضلاع القصيرة للمقطع (شكل ٥ – ٢،أ) . لنرمز لقضبان التسليح الموضوعة بقرب القوة N ، والتى مساحة مقطعها F'_s بالرمز A′ ، وإلى قضبان التسليح البعيدة عن القوة ، والتى مساحة مقطعها F_s ، بالرمز A . وإذا اختلفت مساحتا المقطع F_s و F'_s ، يدعى التسليح عندئذ بالتسليح غير المتماثل ، وإذا كانت $F = F'_s$ ، يدعى التسليح بالتسليح المتماثل .

وعند التسليح غير المتماثل ، تكون المساحة الكلية لقضبان التسليح فى المقطع $(F + F'_s)$ ، أقل مما هى عليه عند التسليح المتماثل . ولكن فى عدد من الحالات فإن إنشاء هيكل التسليح عند التسليح غير المتماثل ، يكون معقداً .

وإذا أدى التسليح المتماثل إلى زيادة مساحة قضبان التسليح زيادة قليلة ، بالمقارنة مع التسليح غير المتماثل (حتى ٥ ٪) ، فيجب إعطاء الأفضلية للأول . ويستخدم التسليح المتماثل أيضاً ، فى تلك الحالات التى قد تؤثر فيها على المقطع عزوم انحناء مختلفة الإشارة ومتقاربة فى قيمتها المطلقة ، وكذلك عندما يكون للقطعة محور تماثل بالنسبة لأبعادها الهندسية .

وعندما يزيد ارتفاع المقطع h على ٥٠ سم ، توضع على أضلاعه الطويلة قضبان تركيبية لا يقل قطر كل منها عن ١٢ مم ، بحيث لا تزيد المسافة بين القضبان (العاملة والتركيبية) الموضوعة بامتداد الضلع الطويل للمقطع ، على ٥٠سم (شكل ٥ – ٢ ، ب) .



شكل ٥ – ٢ . تسليح القطع المنضغطة لامركزيا

ويمكن إنشاء هيكل التسليح الفراغى ، من هيكلين مستويين ، تلحم معهما بواسطة اللحام بالتلامس النقطى قضبان عمودية الاتجاه ، أو من عدة هياكل مستوية ملحومة مع بعضها (شكل ٥ – ٢ ، أ ،ب) . وعندما يكون شكل المقطع معقداً ، يتم إنتاج الطوق بلحام قضبان مستقلة مع بعضها (شكل٥ – ٢ ، جـ) . وتحتوى الهياكل المربوطة (شكل٥ – ٢ ،د) على أطواق مقفلة ، تمتد على مدار محيط المقطع .

وعندما يكون عدد القضبان كبيراً ، تحتوى كذلك على أطواق لها شكل المعين

أو شبه المنحرف ، ويؤخذ هذا الشكل بحيث يكون ملائماً لوضع نصف القضبان الطولية على الأقل ، فى مواضع حنى الأطواق . ويمكن وصل القضبان التركيبية ، الموضوعة على امتداد الأضلاع الطويلة ، بشكالات مستقيمة أو مسكها بأطواق .

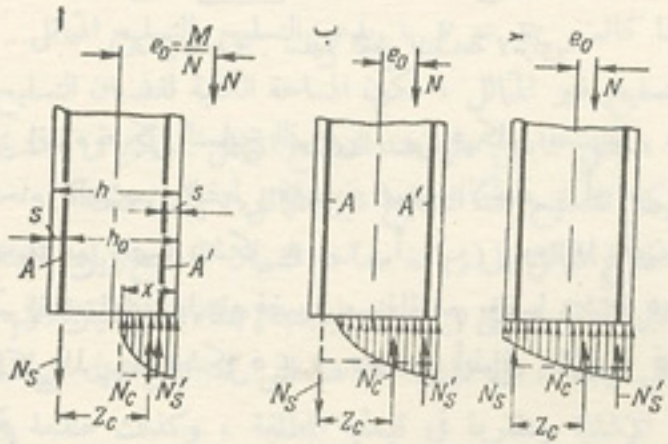
إن أقطار القضبان الطولية الفعالة والمسافات فيما بين القضبان ، وكذلك قطر وخطوة الأطواق (القضبان العرضية للهياكل الملحومة) تؤخذ بموجب القواعد الموضوعة للقطع المنضغطة مركزيًا (الفصل الثالث ، البند السابع) .

وبموجب المواصفات القياسية ، تحدد النسبة المئوية الصغرى للتسليح فى جهة واحدة من المقطع ، اعتماداً على قابلية انثناء القطعة وعلى ماركة الخرسانة ، وهى تساوى ٥٠ ٪ من قيم μ_{min} المبينة فى الجدول (٣ — ١) .

وعادة لا تزيد النسبة المئوية الإجمالية للتسليح فى المقطع ، على ٣ ٪ .

٢ — عمل القطع المنضغطة لامركزيا ، تحت تأثير الأحمال . صيغ الحساب

إن طبيعة عمل القطع المنضغطة لا مركزيًا ، تحت تأثير الأحمال ، كما تبين الأبحاث التجريبية ، تعتمد على مقدار لا تمركزية القوة الطولية e_o . وعندما تكون اللامركزية كبيرة نسبيا ، فإن المقطع يحتوى على جزء (من جهة القوة) مضغوط ، وجزء مشدود (شكل ٥ — ٣، أ) . ويقترب عمل القطعة تحت تأثير



شكل ٥ — ٣ . حالة الإجهاد فى القطع الخرسانية المسلحة المنضغطة لامركزيا

الأحمال ، بطبيعته ، من عمل القطع المعرضة للانحناء ، ويبدأ المقطع بالانهيار ، عندما تصل الإجهادات فى قضبان التسليح المشدودة A ، إلى قيمتها القصوى R_s . وكما هو الحال فى القطع المعرضة للانحناء ، فعند تحقيق الشرط $S_c \leqslant \xi S_o$ * (للمقاطع المستطيلة عند $x \leqslant a_{max} h_o$) تصل إجهادات خرسانة منطقة الانضغاط فى المقطع ، إلى قيمتها القصوى R_b وفى قضبان التسليح المنضغطة A′ ، تصل الإجهادات إلى قيمتها القصوى $R_{s.c}$ ، إذا كانت القضبان تقع بصورة كلية داخل منطقة انضغاط الخرسانة . ويتميز ذلك بالشرط $z_c \leqslant h_o - a'$ ، للمقطع الذى له أى شكل مماثل ، وبالشرط $x \geqslant 2a'$ للمقاطع المستطيلة .

وطبيعة انهيار مقاطع القطع المنضغطة لا مركزيًا هذه، تسمى بحالة اللامركزية الكبيرة ، أو بالحالة الأولى .

وعندما تكون اللامركزية صغيرة نسبيا ، يكون مقطع القطعة منضغطاً إما بأجمعه (شكل ٥ — ٣، جـ) أو فى جزء كبير منه (شكل ٥ — ٣،ب) . ويبدأ المقطع بالانهيار ، عندما تصل الإجهادات فى الخرسانة المنضغطة وفى قضبان التسليح المنضغطة A′ ، إلى قيمتها القصوى . وفى قضبان التسليح A ، التى قد تكون إما مشدودة (شكل ٥ — ٣،ب) ، أو منضغطة (شكل ٥ — ٣،جـ) ، فإن الإجهادات عند لحظة انهيار المقطع لا تصل إلى قيمتها القصوى . وطبيعة انهيار المقطع هذه ، تسمى بحالة اللامركزية الصغيرة ، أو بالحالة الثانية . وتحدث هذه الحالة عند $S_c > \xi S_o$ ** (للمقاطع المستطيلة عند $x > a_{max} h_o$) .

ونحصل على الصيغ الحسابية للقطع المنضغطة لا مركزيًا ، من دراسة شروط توازن المقطع فى مرحلة الانهيار عند إجهادات التصميم فى الخرسانة وفى قضبان التسليح .

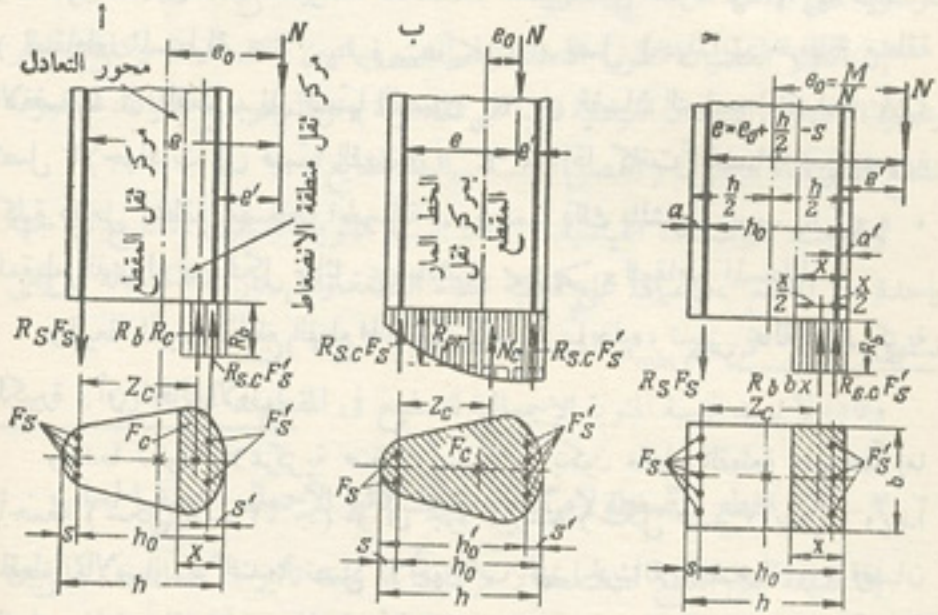
---

* عندما تكون ماركة الخرسانة ٤٠٠ أو أقل، يكون هذا الشرط على الشكل التالى: $S \leqslant 0.8\, S_o$ ، عند أى شكل متماثل للمقطع ، أو $x \leqslant 0.55\, h_o$ للمقطع المستطيل .

** عندما تكون ماركة الخرسانة ٤٠٠ أو أقل ، عند $S_c > 0.8\, S_o$ لأى شكل متماثل للمقطع ، أو $x > 0.55\, h_o$ للمقطع المستطيل .

(أ) مقطع بأى شكل متماثل

الحالة الأولى – حالة الإجهاد فى المقطع مبينة فى الشكل (٥ – ٤ ، أ) .



شكل ٥ – ٤ . تصميم (حساب) القطع المنضغطة لامركزيا

أن الرسم البيانى لإجهادات منطقة انضغاط الخرسانة ، كما عليه فى القطع المعرضة للانحناء نعتبره مستطيلا بأحداثى قدره R_b . ونحصل على شروط المقاومة ، بمساواة مجموع مساقط كافة القوى على محور القطعة ، ومجموع عزوم كافة القوى حول مركز ثقل مقطع قضبان التسليح A للصفر ، ثم نضع هذه الشروط ، كالعادة ، على هيئة متباينات ، تقع القوة الخارجية (أو عزم القوة الخارجية) فى طرفها الأيسر ، ويقع مجموع مساقط (أو عزم) القوى الداخلية ، فى طرفها الأيمن :

$$N \leqslant R_b F_c + R_{s\cdot c} F_s' - R_s F_s \qquad (٥ - ٢)$$

$$Ne \leqslant R_b F_c z_c + R_{s\cdot c} F_s' (h_o - a') \qquad (٥ - ٣)$$

حيث e – المسافة بين القوة المؤثرة خارج المركز وبين مركز ثقل مقطع قضبان التسليح المشدودة A .

ولما كانت حواصل ضرب المساحات فى المسافات من مراكز ثقلها إلى نقطة تأثير العزم ، تمثل العزوم الاستاتيكية لتلك المساحات :

$$F_c z_c = S_c \quad , \quad S_s = F_s' (h_o - a')$$

إذن يمكن كتابة الشرط (٥ – ٣) على الشكل التالى :

$$Ne \leqslant R_b S_c + R_{s\cdot c} S_s \qquad (٥ - ٣ ، أ)$$

ولتعيين موضع محور التعادل ، من السهل وضع معادلة إضافية ، بمساواة عزم كافة القوى حول القوة المؤثرة خارج المركز N ، للصفر :

$$R_b F_c (e - z_c) \pm R_{s\cdot c} F_s' e' - R_s F_s e = 0 \qquad (٥ - ٤)$$

حيث e' – المسافة من القوة المؤثرة خارج المركز إلى مركز ثقل مقطع قضبان التسليح المنضغطة A' .

وبما أن $F_c (e - z_c) = S_{cN}$ (العزم الاستاتيكى لمساحة منطقة الانضغاط حول المحور المار بنقطة تأثير القوة N) ، يمكن كتابة الشرط (٥ – ٤) على الشكل التالى :

$$R_b S_{cN} \pm R_{s\cdot c} F_s' e' - R_s F_s e = 0 \qquad (٥ - ٤ ، أ)$$

وفى الصيغتين (٥ – ٤) و (٥ – ٤ ، أ) ، توضع الإشارة الموجبة قبل الحد الثانى ، إذا وقعت القوة N خارج قضبان التسليح A' ، وتوضع العلامة السالبة إذا وقعت القوة بين قضبان التسليح A و A' .

وكما ذكرنا أعلاه ، يجب على المقطع أن يحقق الشرطين :

$$z_c \leqslant h_o - a' \quad , \quad S_c \leqslant \xi S_o$$

الحالة الثانية – حالة الإجهاد فى المقطع مبينة فى الشكل (٥ – ٤ ، ب) . ويمكن الحصول على الصيغ الحسابية للحالة الثانية * ، انطلاقاً من الانتظام

* الحالة الثانية ، يبحث فقط حساب القطع المنتجة من خرسانة ماركتها ٤٠٠ وأقل .

(regularity) المحدد بالتجربة : يكون عزم القوة N_c حول مركز ثقل مقطع قضبان التسليح A ، ثابتاً [٥] ، بغض النظر عن طبيعة الرسم البيانى للإجهادات (بموجب الشكل ٥ — ٣، ب أو ٥ — ٣، حـ) :

$$N_c\, z_c = \text{constant} = R_{pr}\, S_o \qquad (٥ — ٥)$$

ونحصل على الصيغة الحسابية ، بمساواة مجموع عزوم كافة القوى التى حول مركز ثقل مقطع قضبان التسليح A ، للصفر :

$$Ne \leqslant N_c\, z_c + R_{s.c}\, F'_s\, (h_o - a') \qquad (٥ — ٦)$$

وباستبدال $N_c z_c$ بقيمتها الموجودة فى الصيغة (٥ — ٥)، وبالأخذ فى الاعتبار أن $F'_s\,(h_o - a') = S_s$ ، نكتب الصيغة (٥ — ٦) على الشكل التالى :

$$Ne \leqslant R_{pr}\, S_o + R_{s.c}\, S_s \qquad (٥ — ٦ ، أ)$$

وعند وجود لا تمركزية صغيرة جداً ، قد تنضغط قضبان التسليح A إلى حد الإجهادات القصوى $R_{s.c}$. وفى هذه الحالة ، لابد من الحصول على صيغة حسابية ثانية ، وذلك بمساواة عزم كافة القوى حول مركز ثقل مقطع قضبان التسليح ، للصفر :

$$Ne' \leqslant R_{pr}\, S'_o + R_{s.c}\, F_s\, (h_o - a') \qquad (٥ — ٧)$$

حيث S'_o — العزم الاستاتيكى لمساحة المقطع بارتفاع h'_o ، حول المحور المار بمركز ثقل مقطع قضبان التسليح A' .

---

[٥] قيمة N_c بموجب الشكل (٥ — ٣، ب) ، أقل مما هى عليه بموجب الشكل (٥ — ٣ ، حـ) ، ولكن الذراع z_c يكون وفقاً لذلك أكبر . ويمكن الحصول على قيمة $R_{pr} S_o = N_c z_c$ عند استبدال الرسم البيانى الحقيقى للإجهادات ، برسم بيانى مستطيل لكل المقطع ، مع إجهادات قدرها R_{pr} .

(ب) المقطع المستطيل

الحالة الأولى — $x \leqslant a_{max}\, h_o$ ، $x \leqslant 2a'$.

حالة إجهاد المقطع ، مبينة فى الشكل (٥ — ٤ ، حـ) .

للمقطع المستطيل :

$$F_c = bx \quad , \quad N_c = R_b\, bx,$$

$$e = e_o + \frac{h}{2} - a,$$

$$e' = e - (h_o - a')$$

عندما تؤثر القوة N خارج حدود المسافة بين مركزى ثقل قضبان التسليح A و A' أى

$$e' = (h_o - a') - e$$

عندما تؤثر القوة N بين مركزى ثقل قضبان التسليح A و A' .

$$z_c = h_o - \frac{x}{2} \quad , \quad S_o = bh_o\, \frac{h_o}{2} = 0.5\, bh_o^2,$$

$$S'_o = 0.5\, b\, (h'_o)^2 \quad , \quad S_c = bx\, (h_o - \frac{x}{2})$$

ويأخذ الشرطان (٥ — ٢) و (٥ — ٣) والمعادلة (٥ — ٤) ، التى يعين منها وضع محور التعادل ، للمقطع المستطيل ، الأشكال التالية :

$$N \leqslant R_b\, bx + R_{s.c}\, F'_s - R_s\, F_s \qquad (٥ — ٨)$$

$$Ne \leqslant R_b\, bx\, (h_o - \frac{x}{2}) + R_{s.c} F'_s\, (h_o - a') \qquad (٥ — ٩)$$

$$R_b\ bx\ (e - h_o + \frac{x}{2}) \pm R_{s\text{-}c} F'_s c' - R_s F_s e = 0 \qquad (٥-١٠)$$

وإذا كانت $x < 2a'$ ، لا تؤخذ A' فى الاعتبار عند الحساب . ويجرى الحساب ، على أن يكون عزم القوة الخارجية حول مركز ثقل مقطع قضبان التسليح A' ، موازناً (معادلا) لعزم القوة فى قضبان التسليح المشدودة ، وحول نفس النقطة :

$$N\ (e - z_s) \leqslant R_s\ F_s\ z_s$$

حيث $z_s = h_o - a'$.

الحالة الثانية — يأخذ شرط المقاومة (٥ — ٦) ، الشكل التالى :

$$Ne \leqslant 0.5\ R_{pr}\ bh_o^2 + R_{s\text{-}c}\ F_s'\ (h_o - a') \qquad (٥-١١)$$

إن الشرط (٥ — ٧) ، الذى يجب تحقيقه فى حالة تأثير القوة بين مركزى ثقل قضبان التسليح A و A' ، عندما تكون لا تمركزيتها قليلة جداً ، يمكن كتابته على الشكل التالى :

$$Ne' \leqslant 0.5\ R_{pr}\ b\ (h'_o)^2 + R_{s\text{-}c}\ F_s\ (h_o - a') \qquad (٥-١٢)$$

٣ — حساب تأثير انثناء القطع المنضغطة لامركزيا

نتيجة تأثير عزم الحناية ، يحدث فى القطعة انثناء ، يزيد من اللاتمركزية الابتدائية e_o للقوة الطولية N (شكل ٥ — ٥) . وتزداد قيمة الانثناء ، كلما زادت انثنائية (flexibility) القطعة فى مستوى تأثير العزم .



شكل ٥ — ٥ . تأثير انثناء القطع المرنة المنضغطة لامركزيا على قيمة لاتمركزية القوة الطولية

كما هو الحال بالنسبة للقطع المنضغطة مركزيًّا (راجع البند السابع من الفصل الثالث) ، فإن انثنائية المقطع الذى له أى شكل متماثل ، تساوى نسبة الطول المصمم l_o ، الذى يعتمد على شكل الإنشاء ، إلى نصف قطر القصور الذاتى للمقطع r_{iner} (بالنسبة للمحور العمودى على مستوى الانحناء) ، ويمكن التعبير عن انثنائية القطع المستطيلة المقطع ، بالنسبة بين الطول المصمم l_o وبين بعد المقطع h فى مستوى تأثير العزم .

وفى القطع القصيرة ، حيث $\frac{l_o}{r_{iner}} \leqslant ١٤$ أو $\frac{l_o}{h} \leqslant ٤$ ، تكون قيمة الانثناء قليلة ، ويمكن عدم أخذها فى الاعتبار عند الحساب . وفى القطع القضيفة (slender) حيث $\frac{l_o}{r_{iner}} > ١٤$ أو $\frac{l_o}{h} > ٤$ ، يزيد الانثناء من اللاتمركزية الابتدائية للقوة e_o ، زيادة محسوسة ، ويبدأ الانهيار عند أقل قوى مما هى عليه فى القطع القصيرة التى لها نفس المقطع . وانطلاقاً من ذلك فإن جميع الصيغ الحسابية المبينة أعلاه ، تبقى بالنسبة للقطع القضيفة ثابتة دون تغيير ، ولكن اللاتمركزية الابتدائية e_o تضرب فى المعامل $\eta > 1$ ، الذى يحدد بموجب المواصفات القياسية ، استناداً إلى قيمة انثناء قضيب متجانس مرن ، عند الانضغاط اللامركزى ، مع ضبط هذا الانثناء بنتائج التجربة .

للقطع التى يكون لمقطعها أى شكل متماثل ، لدينا :

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{12c\ R_b\ F}\left(\frac{l_o}{r_{iner}}\right)^2} \qquad (٥-١٣)$$

وللقطع المستطيلة المقطع :

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{c\ R_b\ F}\left(\frac{l_o}{h}\right)^2} \qquad (٥-١٤)$$

فى الصيغتين (٥ — ١٣) و (٥ — ١٤) ، تكون :

F — مساحة المقطع ،

$$c = \frac{66000}{R + 350}\left(\frac{1}{\frac{e_o}{h} + 0.16} + 200\,\mu + 1\right) \qquad (٥ - ١٥)$$

حيث R — ماركة الخرسانة المصممة لمقاومة الانضغاط كجم/سم٢ ، μ — نسبة مساحة مقطع قضبان التسليح F_s ، إلى مساحة المقطع بأجمعه .

إذا كانت قيمة اللاتمركزية النسبية $\frac{e_o}{h}$ ، الداخلة فى الصيغة (٥ — ١٥) أقل من القيمة الحدية (النهائية) المدرجة فى الجدول (٥ — ١) ، تؤخذ فى الصيغة (٥ — ١٥) ، قيمة $\frac{e_o}{h}$ الموجودة فى الجدول (٥ — ١) عوضاً عن قيمتها الحقيقية .

جدول ٥ — ١

الماركة المصممة للخرسانة	اللاتمركزية النسبية e_o/h عندما تكون نسبة الطول المصمم l_o إلى بعد المقطع h هى:					
	$l_o/h \leq$ ١٥	٢٠	٢٥	٣٠	٣٥	٤٠
١٥٠	٠,٦٠	٠,٤٥	٠,٣٠	٠,٢٠	٠,١٥	٠,٠٧
٢٠٠	٠,٥٥	٠,٤٠	٠,٣٠	٠,٢٠	٠,١٠	—
٣٠٠	٠,٥٠	٠,٣٥	٠,٢٥	٠,١٥	٠,٠٦	—
٤٠٠	٠,٤٠	٠,٣٠	٠,٢٠	٠,١٠	—	—

عند التأثير المستمر للأحمال ، وبنتيجة تطور التشوهات اللدنة فى خرسانة منطقة الانضغاط ، يزداد انثناء القطعة ، وتقل سعتها الحملية ، بصورة إضافية .

ويؤخذ هذا فى الاعتبار عند حساب القطع اللدنة ، التى فيها $\frac{l_o}{r_{iner}} > ٣٥$

أو $\frac{l_o}{h} > ١٠$ ، بزيادة القوة ذات التأثير المستمر N_{con} : فعوضا عن القوة الطولية المصممة N ، نأخذ القوة المكافئة N_{tr} ، التى تساوى :

$$N_{tr} = \frac{N_{con}}{m_{eff\cdot con}} + N_{mom} \qquad (٥ - ١٦)$$

حيث N_{con} — القوة الطولية المصممة ، الناتجة عن ذلك الجزء من الأحمال ، المؤثر باستمرار .

N_{mom} — القوة الطولية المصممة ، الناتجة عن ذلك الجزء من الأحمال ، المؤثر لفترة قصيرة ،

$m_{eff\cdot con}$ — معامل ، يأخذ فى الاعتبار تأثير الأحمال المستمرة التأثير ، على السعة الحملية للقطعة اللدنة ، وقيمة المعامل بموجب المواصفات القياسية ، تساوى :

$$m_{eff\text{-}con} = \frac{m_{con} + 2\,\frac{e_{o\,con}}{h}}{1 + 2\,\frac{e_{o\,con}}{h}} \qquad (٥ - ١٧)$$

حيث m_{con} — معامل ، يؤخذ بموجب الجدول (٣ — ٢) ، اعتماداً على قابلية المادة للانثناء ،

$e_{o\,con}$ — اللاتمركزية الابتدائية للقوة الطولية المصممة ، الناتجة عن ذلك الجزء من الأحمال ، المؤثر باستمرار : $e_{o\,con} = \frac{M_{con}}{N_{con}}$ ،

h — بعد المقطع فى مستوى تأثير العزم .

كذلك تؤخذ القوة N_{tr} عوضًا عن N ، عند تعيين قيمة المعامل η بموجب الصيغتين (٥ — ١٣) و (٥ — ١٤) .

وبما أن قيمة القوة الطولية المصممة متغيرة ، لذا يجب ضبط قيمة لاتمركزيتها e_o ،

ولهذا السبب ، فى جميع الصيغ الحسابية، تؤخذ عوضًا عن اللامركزية $e_o = \frac{M}{N}$ لامركزية مكافئة :

$$e_{o\,tr} = \frac{M_{tr}}{N_{tr}} \qquad (٥-١٨)$$

حيث

$$M_{tr} = \frac{M_{con}}{m_{eff.con}} + M_{mom} \qquad (٥-١٩)$$

فى الصيغة (٥ — ١٩) :

M_{con} — العزم الناتج عن الجزء المستمر التأثير من الأحمال ، M_{mom} — العزم الناتج عن الجزء المؤثر لفترة قصيرة من الأحمال ، $m_{eff.\,con}$ — معامل ، يحسب بموجب الصيغة (٥ — ١٧)، وتعين N_{tr} ، الموجودة فى الصيغة (٥ — ١٨) — بموجب الصيغة (٥ — ١٦) .

إن القطع المنضغطة لا مركزيًا ، التى تكون انثنائيتها فى المستوى العمودى على الانحناء ، أكبر مما هى عليه فى مستوى الانحناء ، يجب مراجعة استقرارها ، فى المستوى العمودى على الانحناء . وتجرى هذه المراجعة ، على تأثير القوة الطولية (دون أخذ عزم الحناية فى الاعتبار) ، كما هو الحال بالنسبة للقطع المنضغطة مركزيًا ، أى بموجب الصيغة (٣ — ٦) .

٤ — اختيار مقاطع القطع المنضغطة لامركزيا ذات المقطع المستطيل والتسليح غير المتماثل

تستخدم الصيغ الحسابية التى حصلنا عليها سابقاً ، بصورة مباشرة عند مراجعة مقاومة المقطع المعطى . وعند وضع التصميم، غالباً ما يتحتم القيام باختيار المقاطع ، أى عند معرفة القوى M و N ، وأبعاد المقطع المعطاة ، وماركة الخرسانة ، ونوع فولاذ التسليح ، يتطلب تعيين مساحة مقطع قضبان التسليح F_s و F_s' .

ويمكن عمليًا ، التعرف على حالة الانضغاط اللامركزى للمقاطع المستطيلة بواسطة قيمة اللامركزية $e_o = \frac{M}{N}$. فإذا كانت $e_o > 0.3\,h_o$ نحصل على الحالة الأولى، وإذا كانت $e_o \leqslant 0.3\,h_o$ نحصل على الحالة الثانية . وبعد تعيين F_s و F_s' يجب تعيين x ، ونراجع حالة التصميم بواسطة الشرط الأساسى : فإذا كانت $x \leqslant \alpha_{max}\,h_o$ فهى الحالة الأولى ، وإذا كانت $x > \alpha_{max}\,h_o$ فهى الحالة الثانية . ويضبط الحساب عند الضرورة .

الحالة الأولى — تحتوى المعادلتان (٥ — ٨) و (٥ — ٩) على ثلاثة مجاهيل: F_s ، F_s' ، x ، لذا يمكن تحقيقهما فى مختلف قيم F_s و F_s' . ويجب اختيار أكثر الحلول اقتصادية من مجموعة الحلول الممكنة ، أى الحل الذى تكون فيه المساحة الكلية لقضبان التسليح فى المقطع $(F_s + F_s')$ أقل ما يمكن . ويبين التحليل الرياضى أن المساحة الكلية الصغرى $(F_s + F_s')$ تتحقق عند $x = \alpha_{max}\,h_o$.

وعلى هذا الأساس ، نحصل على الصيغ الحسابية لكل من F_s' و F_s للقطع المنتجة من خرسانة ماركتها ٤٠٠ أو أقل، وذلك بأخذ $x = 0.55\,h_o$. وهكذا فمن المعادلة (٥ — ٩) نجد :

$$F_s' = \frac{Ne - R_b\,bx\left(h_o - \frac{x}{2}\right)}{R_{s.c}\,(h_o - a')}$$

وبتعويض $x = 0.55\,h_o$ ، وإجراء أبسط التحويلات نحصل نهائيًا على :

$$F_s' = \frac{Ne - 0.4\,R_b\,bh_o^2}{R_{s.c}\,(h_o - a')} \qquad (٥-٢٠)$$

ومن المعادلة(٥ — ٨) عندما تكون $x = 0.55\,h_o$ ، نجد أن :

$$F_s = \frac{-N + 0.55\,R_b\,bh_o + R_{s.c}\,F_s'}{R_s}$$

أو بصورة نهائية :

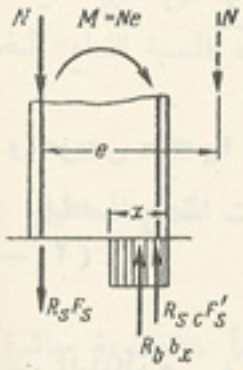
$$F_s = \frac{0.55\ R_b\ bh_o - N}{R_s} + \frac{R_{s.c}}{R_s} F'_s \qquad (٢١ - ٥)$$

وتكون الصيغة (٥ — ٢١) صحيحة ، فقط عندما نحصل بموجب الصيغة (٥ — ٢٠) على قيمة موجبة كبيرة لدرجة كافية للمقدار F'_s ، والتى ستستخدم فى المقطع .

ولكن غالباً ما يحدث أن الحساب بموجب الصيغة (٥ — ٢٠) ، يعطى قيمة سالبة للمقدار F'_s . ويتلخص المداول الفيزيائى لهذه النتيجة ، فى أن قضبان التسليح المنضغطة تكون بموجب الحساب غير ضرورية ($x > 0.55\ h_o$) ، ويجب اختيارها إنشائياً ، بحيث تتحقق النسبة المئوية الصغرى للتسليح :

$$F'_s = \frac{\%\ \mu_{min}\ bh_o}{100} \qquad (٢٢ - ٥)$$

لتعيين مساحة قضبان التسليح F_s ، ننقل فى هذه الحالة القوة N إلى خط مركز ثقل قضبان التسليح A ، ونضع فى نفس الوقت العزم $M = Ne$ (شكل ٥—٦) .



شكل ٥ — ٦ . تعيين (تحديد) مساحة المقطع عند معرفة المساحة الإنشائية للمقطع

وتبدو حالة الإجهاد فى المقطع (دون أخذ القوة المنقولة فى الاعتبار) ، كما هى عليه فى القطع المعرضة للانحناء ذات التسليح المزدوج . أن القوى فى قضبان التسليح

المنضغطة ، وفى المساحة المكافئة لها فى جزء قضبان التسليح المشدودة ، تتحمل العزم التالى :

$$M' = R_{s.c}\ F'_s (h_o - a') \qquad (٢٣ - ٥)$$

والجزء الباقى من العزم ، وهو

$$M_1 = Ne - M' \qquad (٢٤ - ٥)$$

تتحمله القوى الموجودة فى الخرسانة المنضغطة ، وفى الجزء الباقى من قضبان التسليح المشدودة $F_{s1} - F_s = F'_s$. وعند ذلك يجب أن يتحقق الشرط $x \geqslant 2a'$.

تعين مساحة قضبان التسليح F_{s1} ، كما هى الحال فى القطعة المعرضة للانحناء ذات التسليح الأحادى : نحسب قيمة المقدار $A_o = \frac{M_I}{R_b\ bh_o^2}$ ، ثم نجد قيمة F_{s1} المطابقة لذلك من الجدول (٤ — ١) . وبعد ذلك نجد قيمة بموجب الصيغة (٤ — ٣٩) . والكمية الكلية لقضبان التسليح المشدودة ، تساوى :

$$F_s = F_{s1} + F'_s \frac{R_{s.c}}{R_s} - \frac{N}{R_s} \qquad (٢٥ - ٥)$$

ويعتمد الحد الأخير من الصيغة (٥ — ٢٥) ، على كون المقطع لا يتحمل تأثير العزم N_e فحسب ، بل يتحمل كذلك تأثير قوة الانضغاط N ، التى عندما أثرت على مركز ثقل قضبان التسليح A ، عملت طبقاً لذلك على تقليل قوى الشد فيها .

ويتم كذلك إجراء الحساب المبين أعلاه ، عندما تزيد مساحة قضبان التسليح المنضغطة F'_s ، الموضوعة لأغراض تركيبية (كقضبان تركيبية ملحقة) ، على المساحة اللازمة بموجب الصيغة (٥ — ٢٠) .

عند نسبة $\frac{l_o}{h} > 4$ يؤخذ فى الاعتبار تأثير انحناء القطعة . ولهذا الغرض ،

تحسب قيمة المعامل η بموجب الصيغة (٥ — ١٤) ، وتأخذ اللامركزية e الموجودة فى الصيغتين (٥ — ٢٠) و (٥ — ٢٤) الشكل التالى :

$$e = e_o \eta + \frac{h}{2} - a \qquad (٥ - ٢٦)$$

ويعتمد المعامل c ، الداخل فى الصيغة (٥ — ١٤) على مساحة قضبان التسليح F_s ، التى لازالت مجهولة بعد . لذا يمكن فى البداية ، أخذ c = ٤٠٠ . وبعد تعيين F_s ، تحسب قيمة c بموجب الصيغة (٥ — ١٥) . وتعين من جديد ، قيم η و e و F_s و F_s' وهذه الطريقة تسمى بطريقة التقريب المتتالى .

عند نسبة $\frac{l_o}{h} > ١٠$ ، تحسب كذلك قلة السعة الحملية للقطعة ، نتيجة للأحمال المستمرة التأثير. ولذلك ، فى الصيغ (٥ — ٢٠) ، (٥ — ٢١) ، (٥ — ٢٤) (٥ — ٢٥) و(٥ — ١٤) ، تؤخذ القوة الطولية المكافئة N_{tr}، المعينة بموجب الصيغة (٥ — ١٦)، وعوضاً عن اللامركزية e_o ، تؤخذ اللا تمركزية المكافئة $e_{o\,tr}$ ، المعينة بموجب الصيغة (٥ — ١٨) .

وفى القطع التى لها نقاط ارتكاز ثابتة ، يظهر أكبر إنشاء فى الجزء الوسطى من القطعة . أما فى مقاطع المساند ، فالانثناء يساوى صفراً . ولذلك ، تؤخذ فى الثلث المتوسط لطول مقاطع القطعة ، القيمة الكاملة للمعاملين m_{con} و η، أما فى مقاطع المساند ، فتؤخذ قيمة المعاملين مساوية للواحد ، أما فى الثلثين الطرفيين ، فتؤخذ قيمة المعاملين بطريقة الاكتمال الخطى .

الحالة الثانية — نحصل على صيغة مساحة مقطع قضبان التسليح F_s' ، من شرط المقاومة (٥ — ١١) :

$$F_s' = \frac{Ne - 0.5\, R_{pr}\, bh_o^2}{R_{s.c}\,(h_o - a')}$$

وبتعويض $0.8\, R_b = R_{pr}$ ، ذلك لأن $1.25\, R_{pr} = R_b$ ، نحصل

نهائياً على نفس الصيغة (٥ — ٢٠) ، وهى صيغة الحالة الأولى .

قد تكون قضبان التسليح A كما ذكرنا سابقاً ، إما مشدودة أو منضغطة، ولكن الإجهادات فيها قليلة . وعادة ، تؤخذ مساحة مقطعها ، كما لو كانت قضبان إنشائية (بأصغر نسبة مئوية للتسليح) .

وفى حالة وجود لامركزية صغيرة جداً ، فقط ، عندما يكون كل المقطع منضغطاً ، تعيّن مساحة قضبان التسليح من شرط مقاومتها للانضغاط بموجب الصيغة ، التى يمكن الحصول عليها من الشرط (٥ — ١٢) ، وبتعويض $0.8\, R_b = R_{pr}$ ، نجد أن :

$$F_s = \frac{Ne' - 0.4\, R_b\, b\, (h_o')^2}{R_{s.c}\,(h_o - a')} \qquad (٥ - ٢٧)$$

فى القطع القابلة للانثناء (النحيفة) عند $\frac{l_o}{h} > ٤$ تضرب اللامركزية الابتدائية e_o فى المعامل η . أما عند $\frac{l_o}{h} > ١٠$، فبالإضافة إلى ما سبق، وعوضاً عن القوة N ، تؤخذ القوة المكافئة N_{tr} ، المؤثرة بلامركزية قدرها $e_{o\,tr}$، كما تم شرحه بالنسبة للحالة الأولى .

المثال الحادى عشر : يطلب تعيين كل من F_s' و F_s . إذا علمنا أن القوة الطولية المصممة N = ٤٢ طناً ، بضمنها N_{con} = ٣٠ طناً و N_{mom} = ١٢ طناً ، عزم الحناية المصمم M = ١٢,٢ طن متر ، بضمنها M_{con} = ٨,٢ طن متر و M_{mom} = ٤ طن متر ، أبعاد المقطع : b = ٣٠ سم ، h = ٤٠ سم ، طول القطعة المصمم l_o = ٦ م ، ماركة الخرسانة ٢٠٠ ، قضبان التسليح ذات نتوءات جانبية ، مصنوعة من الفولاذ نوع A-II .

الحل :

إن معطيات التصميم هي :

$$R_{pr} = 80\ kg/cm^2\ ,\ R_b = 100\ kg/cm^2\ ,\ R_s = R_{s,c} = 2700\ kg/cm^2$$

$$\frac{l_o}{h} = \frac{600}{40} = 15 > 10\ ;\ \frac{l_o}{b} = \frac{600}{30} = 20;\ a = a' = 3cm;\ h_o = 37cm;$$

$$e_{o\ con} = \frac{M_{con}}{N_{con}} = \frac{8.2}{30} = 0.274\ m = 27.4\ cm$$

بموجب الجدول (٣ – ٢) لدينا : $m_{con} = 0.91$

بموجب الصيغة (٥ – ١٧) :

$$m_{eff.con} = \frac{m_{con}}{1 + 2\frac{e_{o\ con}}{h}} = \frac{0.91 + \frac{2 \times 27.4}{40}}{1 + \frac{2 \times 27.4}{40}}$$

بموجب الصيغة (٥ – ١٦) :

$$N_{tr} = \frac{N_{con}}{m_{eff.con}} + N_{mom} = \frac{30}{0.96} + 12 = 31.3 + 12 = 43.3\ t$$

بموجب الصيغة (٥ – ١٩) :

$$M_{tr} = \frac{M_{con}}{M_{eff.con}} + M_{mom} = \frac{8.2}{0.96} + 4 = 8.55 + 4 = 12.55\ tm$$

وبموجب الصيغة (٥ – ١٨) :

$$e_{o\ tr} = \frac{M_{tr}}{N_{tr}} = \frac{12.55}{43.3} = 0.29\ m = 29\ cm$$

نحسب قيمة المعامل η بموجب الصيغة (٥ – ١٤) ، بأخذ $c = 400$ في التقريب الأول :

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N_{tr}}{c\ R_b\ F}\left(\frac{l_o}{h}\right)^2} = \frac{1}{1 - \frac{15^2 \times 43300}{400 \times 100 \times 30 \times 40}} = 1.25$$

$$e_{o\ tr}\eta = 29 \times 1.25 = 36.3\ cm > 0.3\ h_o = 0.3 \times 37 = 11\ cm$$

إذن ، تكون لدينا الحالة الأولى للانضغاط اللامركزي .

بموجب الصيغة (٥ – ٢٦) لدينا :

$$e = e_{o\ tr}\ \eta + \frac{h}{2} - a = 36.3 + 20 - 3 = 53.3\ cm$$

وبموجب الصيغة (٥ – ٢٠) :

$$F_s' = \frac{N_{tr}\ e - 0.4\ R_b\ bh_o^2}{R_{s\text{-}c}\ (h_o - a')} = \frac{43300 \times 53.3 - 0.4 \times 100 \times 30 \times 37^2}{2700\ (37 - 3)} = 7.23cm^2$$

$$\mu' = \frac{F_s'}{bh_o}\ 100 = \frac{7.23}{30 \times 37}\ 100 = 0.65\ \% > \mu_{min}$$

بموجب الصيغة (٥ – ٢١) :

$$F_s = \frac{0.55\ R_b\ bh_o - N_{tr}}{R_s} + \frac{R_{s\text{-}c}}{R_s}\ F_s' = \frac{0.55 \times 100 \times 30 \times 37 - 43300}{2700} +$$

$$+ \frac{2700}{2700} 7.23 = 6.55 + 7.23 = 13.78\ cm^2$$

$$\%\ \mu = \frac{F_s\ 100}{bh_o} = \frac{13.78}{30 \times 37}\ 100 = 1.24\ \%$$

نضبط الآن قيمة c ، بحسابنا مقدماً ، قيمة $c_o = \frac{M}{N} = \frac{١٢,٢}{٤٢} = ٠,٢٩$ م =

= ٢٩ سم ، $\frac{c_o}{h} = \frac{٢٩}{٤٠} = ٠,٧٢٥$ ، مما يزيد على القيمة الحدية $\frac{c_o}{h}$ المبينة في الجدول

(٥ – ١) والتي تساوي ٠,٥٥ . لذا تؤخذ القيمة الحقيقية $\frac{c_o}{h} = ٠,٧٢٥$.

$$\mu = \frac{F_s}{F_c} = \frac{13.78}{30 \times 40} = 0.0115$$

بموجب الصيغة (٥ – ١٥) لدينا :

$$c = \frac{66000}{R + 350}\left(\frac{1}{\frac{c_o}{h} + 0.16} + 200\ \mu + 1\right) =$$

$$= \frac{66000}{200 + 350}\left(\frac{1}{0.725 + 0.16} + 200 \times 0.0115 + 1\right) = 540$$

وبما أن القيمة المحسوبة c = ٥٤٠ تختلف اختلافاً كبيراً عن القيمة المأخوذة في البداية c = ٤٠٠ ،

لا بد من إعادة تعيين المعامل η بموجب الصيغة (٥ – ١٤) عند c = ٥٤٠ :

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{43300 \times 15^2}{540 \times 100 \times 30 \times 40}} = 1.17,$$

$$e = e_{o\,tr}\ \eta + \frac{h}{2} - a = 29 \times 1.17 + 20 - 3 = 51 \text{ cm}$$

بموجب الصيغة (٥ – ٢٠) نجد :

$$F_s' = \frac{43300 \times 51 - 0.4 \times 100 \times 30 \times 37^2}{2700\ (37 - 3)} = 6 \text{ cm}^2$$

وبموجب الصيغة (٥ – ٢١) :

$$F_s = \frac{0.55 \times 100 \times 30 \times 37 - 43300}{2700} + 6 = 12.6 \text{ cm}^2$$

وعند القيمة الجديدة للمساحة F_s ، نحصل على $\mu = \frac{١٢,٦}{٤٠ \times ٣٠} = ٠,٠١٠٥$ ، وبموجب

الصيغة (٥ – ١٥) نجد أن c = ٥١٠ ، وهذه القيمة تختلف قليلا عن القيمة المأخوذة عند التقريب

الثاني c = ٥٤٠ . لذلك ، نعتبر مساحتي مقطع قضبان التسليح الناتجتين ، وهما $F_s' = ٦$ سم^٢

و $F_s = ١٢,٦$ سم^٢ ، بمثابة مساحتين نهائيتين ، يتم اختيار القضبان تبعاً لهما . إذن ، فإن قضبان

التسليح المنضغطة تتكون من ٢ ϕ ٢٠ مم من النوع A-II بمساحة قدرها $F_s' = ٦,٢٨$ سم^٢ ،

وقضبان التسليح المشدودة تتكون من ٤ ϕ ٢٠ مم من النوع A-II بمساحة قدرها $F_s = ١٢,٥٦$ سم^٢ .

إن النسبة المئوية الإجمالية للتسليح تساوي :

$$\mu = \frac{6.28 + 12.56}{30 \times 37} 100 = 1.7\ \% < 3\ \%$$

ونتحقق من استقرار القطعة في المستوى العمودي على مستوى الانحناء لأن

$$\frac{l_o}{b} = ٢٠ > \frac{l_o}{h} = ١٥ .$$

من الجدول (٣ – ٢) لدينا $\phi = ٠,٨١$ و $m_{con} = ٠,٨١$ ، وبموجب الصيغة (٣ – ٥)

لدينا :

$$N_{tr} = \frac{N_{con}}{m_{con}} + N_{mom} = \frac{30}{0.81} + 12 = 37 + 12 = 49\ \text{t}$$

إن المساحة الإجمالية لقضبان التسليح $F_s = ١٨,٨٤$ سم^٢ .

والسعة الحملية للقطعة بموجب الصيغة (٣ – ٦) ، تساوي :

$$N_{tr} = \phi\ (R_{pr} F_c + R_{s,c} F_s) = 0.81\ (80 \times 30 \times 40 + 2700 \times 18.84) =$$

$$= 119000 \text{ kg} = 119 \text{ t} > 49 \text{ t}$$

إذن يكون الاستقرار مضموناً .

ولنتحقق من صحة تحديدنا للحالة التصميمية – فن الشرط (٥ – ٨) نعيّن ما يلي :

$$x = \frac{N_{tr} - R_{s.c} F_s' + R_s F_s}{R_b b} = \frac{43300 - 2700 \times 6.28 + 2700 \times 12.56}{100 \times 30} =$$

$$= 20 \text{ cm}$$

$x < 0.55\ h_o = 20.35$ cm ، $x > 2a' = 6$ cm ، إذن تكون لدينا فى الواقع الحالة الأولى .

المثال الثانى عشر : يطلب التحقق من مقاومة القطعة التى بحثناها فى المثال السابق ، إذا علمنا أن : $N = 80$ طنًا بضمنها $N_{con} = 60$ طنا و $N_{mom} = 20$ طنا ، $M = 5$ أطنان متر بضمنها $M_{con} = 3{,}5$ طن متر و $M_{mom} = 1{,}5$ طن متر .

الحل :

$$e_o = \frac{M}{N} = \frac{5}{80} = 0.0625 \text{ cm} ;$$

$\frac{e_o}{h} = \frac{6.25}{40} = 0{,}156$ ، وهذا المقدار أقل من $\frac{e_o}{h} = 0.55$ بموجب الجدول (٥ – ١) ، ولذلك لأجل تعيين قيمة c نأخذ $\frac{e_o}{h} = 0.55$ ،

$$\mu = \frac{12.56}{30 \times 40} = 0.0105,$$

$$c = \frac{66000}{200 + 350} \left(\frac{1}{0.55 + 0.16} + 200 \times 0.0105 + 1 \right) = 540 ;$$

$$e_{o\ con} = \frac{M_{con}}{N_{con}} = \frac{3.5}{60} = 0.058 ; \quad m_{con} = 0.91 ;$$

$$m_{eff\text{-}con} = \frac{0.91 + \frac{2 \times 0.058}{40}}{1 + \frac{2 \times 0.058}{40}} = 0.92 ;$$

$$N_{tr} = \frac{60}{0.92} + 20 = 85.4 \text{ t} ; \qquad M_{tr} = \frac{3.5}{0.92} + 1.5 = 5.3 \text{ tm}$$

$$e_{o\ tr} = \frac{5.3}{85.4} = 0.062 \text{ m} = 6.2 \text{ cm}$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{85400 \times 15^2}{540 \times 100 \times 30 \times 40}} = 1.42 ;$$

$$e_{o\ tr}\ \eta = 6.2 \times 1.42 = 8.8 \text{ cm} < 0.3\ h_o = 11 \text{ cm}$$

إذن تكون لدينا حالة اللامركزيات الصغيرة (الحالة الثانية) .

$$e = e_{o\ tr}\ \eta + \frac{h}{2} - a = 8.8 + 20 - 3 = 25.8$$

لنراجع المقاومة بموجب الشرط (٥ – ١١) :

$$N_{tr} e \leqslant 0.5\ R_{pr}\ b h_o^2 + R_{s.c} F_s' (h_o - a') ;$$

$$85400 \times 25.8 \leqslant 0.5 \times 80 \times 30 \times 37^2 + 2700 \times 6.28\ (37 - 3) ;$$

$2200000 < 2250000$ ، إذن تكون المقاومة كافية .

ولما كانت القوة N_{tr} تؤثر بين مركزى ثقل قضبان التسليح A و A′ ، نتحقق من المقاومة بموجب الشرط (٥ – ١٢) :

$$e' = (h_o - a') - e = 37 - 3 - 25.8 = 8.2 \text{ cm}$$

$$N_{tr}\, e' \leqslant 0.5 R_{pr}\, b\, (h_o')^2 + R_{s.c}\, F_s\, (h_o - a') \quad ;$$

$$85400 \times 8.2 \leqslant 0.5 \times 80 \times 37^2 + 2700 \times 12.56 \times 34 \quad ;$$

$$700000 < 2800000$$

إذن المقاومة كافية .

٥ ــ اختيار مقاطع القطع المنضغطة لا مركزيا ذات المقطع المستطيل والتسليح المتماثل

عند التسليح المتماثل ، تتساوى مساحتا مقطع قضبان التسليح F_s و F_s' فيما بينهما . وإذا أنتجت قضبان التسليح من الفولاذ المدلفن على الساخن من الأنواع A-I و A-II و A-III ، تكون مقاومتها التصميمية للشدّ وللانضغاط متساوية .

ومن الصيغة (٥ ــ ٨) ، عند $F_s = F_s'$ وعند $R_s = R_{s.c}$ ، ينتج أن $R_b bx = N$ ، وبالتالى $x = \dfrac{N}{R_b b}$. وبقسمة كلا الطرفين على h_o ، نحصل على :

$$\frac{x}{h_o} = \frac{N}{R_b\, bh_o} = a \qquad (٥ - ٢٨)$$

إذا كانت القيمة المحسوبة $a < a_{max}$ (للخرسانة التى ماركتها ٤٠٠ وأقل من $a_{max} = ٠٫٥٥$) ، تكون لدينا الحالة الأولى للانضغاط اللامركزى (لاتمركزية كبيرة) ، وإذا كانت $a > a_{max}$ ، تكون لدينا الحالة الثانية (لا تمركزية صغيرة) .

ونحصل على الصيغة التصميمية للحالة الأولى من شرط المقاومة (٥ ــ ٩) ، مع

الأخذ فى الاعتبار ، إن $Z_c = h_o \left(1 - \dfrac{a}{2}\right) = h_o - \dfrac{x}{2}$ ، $R_b bx = N$ و

كما هو مبين أعلاه

$$Ne \leqslant Nz_c + R_s\, F_s'\, (h_o - a')$$

ومنها ينتج أن :

$$F_s = F_s' = \frac{N\,[\,e - h_o\,(1 - 0.5\,a)\,]}{R_s\,(h_o - a')} \qquad (٥ - ٢٩)$$

وللحالة الثانية ، عندما تكون ماركة الخرسانة ٤٠٠ أو أقل ، تؤخذ مساحة مقطع قضبان التسليح F_s' المحسوبة بموجب الصيغة (٥ ــ ٢٠) ، لقضبان التسليح F_s أيضاً :

$$F_s = F_s' = \frac{Ne - 0.4\, R_b\, bh_o^2}{R_s\,(h_o - a')} \qquad (٥ - ٣٠)$$

إن تأثير انثناء القطعة وتأثير الأحمال المستمرة التأثير ، على السعة الحملية للقطع القابلة للانثناء أو النحيفة ، يؤخذ كذلك فى الاعتبار ، كما فى حالة التسليح غير المتماثل التى بحثناها سابقاً .

وإذا ظهر أن قيمة F_s (F_s') ، المحسوبة بموجب الصيغتين (٥ ــ ٢٩) و(٥ ــ ٣٠) ، مساوية للصفر أو سالبة ، فذلك يعنى أن قضبان التسليح ليست ضرورية بموجب الحساب ، ويجب وضعها بصورة إنشائية ، بضمان أدنى نسبة من التسليح ، المبينة فى الجدول (٣ ــ ١) .

البند السابع عشر – القطع المشدودة لا مركزيا

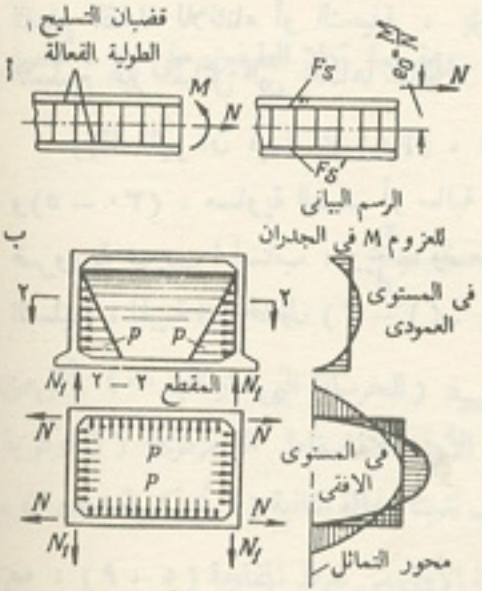
١ – منشآت القطع المشدودة لامركزيا

عندما تؤثر قوة الشد الطولية N بلاتمركزية قدرها e_o بالنسبة لمركز ثقل المقطع ، أو عندما تؤثر قوة الشد الطولية فى مركز ثقل المقطع ، ويؤثر فى نفس الوقت عزم انحناء M (شكل ٥ – ٧ ، أ) ، تعمل القطعة على الشد اللامركزى . كما أن لاتمركزية القوة الطولية تساوى :

$$e_o = \frac{M}{N}$$

وتعمل على الشد اللا مركزى جدران الخزانات المستطيلة (شكل ٥ – ٧ ، ب) ، وقطع بعض المنشآت الإطارية ، وجدران مخازن الوقود ، والأوتار السفلى للجمالونات ، وشدادات العقود ، عند تأثير الأحمال بين المفاصل (أو العلاقات) .

إن طبيعة تسليح القطع المشدودة لا مركزيًا ، مشابهة لطبيعة تسليح القطع المنضغطة لا مركزيًا ، أى توضع قضبان التسليح الطولية الفعالة على أضلاع المقطع ، العمودية على مستوى الانحناء (انظر الشكل ٥ – ٢ ، أ) ، وتربط بأطواق عرضية . وعندما تحتوى القطعة على قضبان تسليح منضغطة (ذات لاتمركزية كبيرة) ،



شكل ٥ – ٧ . عمل القطع الخرسانية المسلحة على الشد اللا مركزى

يجب عندئذ تعيين قطر وخطوة الأطواق ، من شرط تلافى التحدب الجانبى للقضبان المنضغطة (راجع البندين السابع والخامس عشر) ، إذا لم نكن بحاجة إلى خطوة أصغر بموجب الحساب بالقوة العرضية . وعندما تكون كافة قضبان التسليح فى القطعة ، مشدودة (لاتمركزية صغيرة) ، يجب عندئذ ترتيب الأطواق الموضوعة تبعاً للحساب بالقوة العرضية ، على مسافات لا تزيد على $0.5\,h_o$.

وإذا لم نكن بحاجة إلى حساب القوة العرضية فى القطعة ، عندئذ يمكن وضع الأطواق إنشائيًا (فى الهياكل الملحومة يجب مراعاة شروط الجدول ١ – ٥) .

ويشار إلى قضبان تسليح القطع المشدودة لا مركزيًا ، الموضوعة بالقرب من القوة N ، بالرمز A ، وإلى مساحتها بالرمز F_s ، كما يرمز إلى القضبان البعيدة عن القوة بـ A′ ، وإلى مساحتها بـ F_s' .

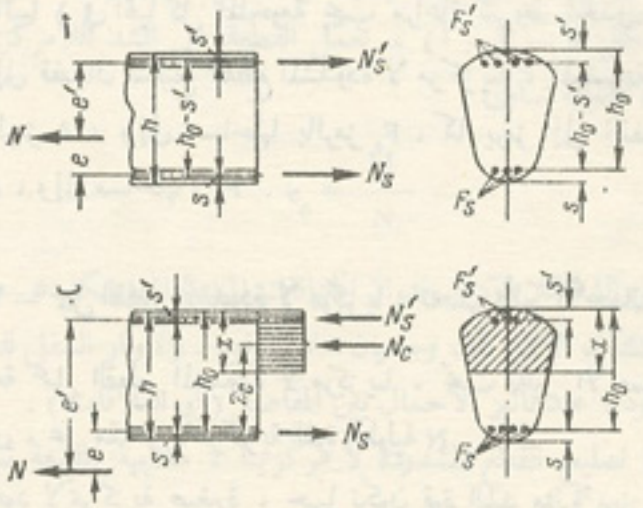
٢ – عمل القطع المشدودة لا مركزيا ، تحت تأثير الأحمال

إن طبيعة عمل القطع المشدودة لا مركزيًا ، تحت تأثير الأحمال ، تعتمد بشكل جوهرى ، على مقدار لاتمركزية القوة الطولية N .

وعند وجود لاتمركزية صغيرة ، حينما تكون قوة الشد مؤثرة بين مراكز ثقل مقطع قضبان التسليح A و A′ (شكل ٥ – ٨ ، أ) ، تتغلغل الشقوق فى جميع أنحاء المقطع الخرسانى للقطعة ، بعد تأثير الأحمال بمدة قصيرة . وبعد تكوّن الشقوق فى الخرسانة ، تقوم قضبان التسليح الطولية وحدها بمقاومة القوة N ، وعند ذلك توزع القوى بين كل من قضبان التسليح A و A′ بموجب قانون العتلات (principle of lever) . أى بتناسب عكسى مع المسافات e و e′ . ويبدأ المقطع بالانهيار عندما تصل إجهادات قضبان التسليح الطولية A و A′ إلى القيم القصوى .

وعند اللاتمركزية الكبيرة ، تكون قوة الشد N ، مؤثرة خارج المسافة بين مركزى ثقل مقطع قضبان التسليح A و A′ (شكل ٥ – ٨ ، ب) . ويكون جزء من المقطع (الواقع فى الجهة البعيدة عن القوة N) منضغطاً ، وجزء من المقطع

مشدوداً ، كما فى حالة الانضغاط اللا مركزى المصحوب بلا تمركزية كبيرة . ويحدد ارتفاع منطقة انضغاط المقطع فى هذه الحالة ، كما فى حالة القطع المعرضة للانحناء والقطع المنضغطة لامركزيًّا ، بالشرط التالى : للمقطع الذى له أى شكل متماثل $S_c \geqslant S_o \xi$ ، للمقطع المستطيل $x \leqslant a_{max}\ h_o$ (عند خرسانة ماركتها ٤٠٠ أو أقل $x \leqslant 0.55\ h_o$) .



شكل ٥ — ٨

حساب مقاومة القطع المشدودة لا مركزيا

(أ) حالة اللاتمركزية الصغيرة ، (ب) حالة اللاتمركزية الكبيرة

يبدأ المقطع بالانهيار عندما تصل الإجهادات فى كل من قضبان التسليح المشدودة A ، وخرسانة منطقة الانضغاط (التى مساحتها F_c) وقضبان التسليح المنضغطة A' ، إلى قيمتها القصوى ، إذا ما تحققت الشروط المذكورة أعلاه ، وكذلك إذا كانت $z_c \leqslant h_o - a'$ للمقطع الذى له أى شكل متماثل ، و $x \leqslant 2\ a'$ للمقطع المستطيل .

٣ — الصيغ الحسابية للمقاطع التى لها أى شكل متماثل

نحصل على الصيغ الحسابية من شرط توازن المقطع ، عند القيمة المصممة للقوة الطولية والمقاومات التصميمية فى الخرسانة وفى قضبان التسليح .

حالة اللا تمركزيات الصغيرة .

إن حالة الإجهاد فى المقطع مبينة فى الشكل (٥ — ٨ ، أ) . ونحصل على شرط المقاومة بمساواة مجموع عزوم كافة القوى حول مركزى ثقل قضبان التسليح A و A' ، للصفر :

$$Ne \leqslant R_s F'_s (h_o - a') \qquad (٣١ - ٥)$$

$$Ne' \leqslant R_s F_s (h_o - a') \qquad (٣٢ - ٥)$$

حالة اللاتمركزيات الكبيرة .

حالة الإجهاد فى المقطع مبينة فى الشكل (٥ — ٨ ، ب) . نحصل على شرط المقاومة ، إذا جعلنا كلا من مجموع مساقط كافة القوى على محور القطعة والعزم حول مركز ثقل قضبان التسليح A ، مساوياً للصفر :

$$N \leqslant R_s F_s - R_{s.c} F'_s - R_b F_c \qquad (٣٣ - ٥)$$

$$Ne \leqslant R_b S_c + R_{s.c} F'_s (h_o - a') \qquad (٣٤ - ٥)$$

ولتعيين موقع محور التعادل ، نجعل عزم كافة القوى حول القوة N ، مساوياً للصفر :

$$R_b S_{cu} + R_{s.c} F'_s e' - R_s F_s e = 0 \qquad (٣٥ - ٥)$$

٤ – الصيغ الحسابية للمقطع المستطيل

يمكن التعرف على حالة الشد اللا مركزى من قيمة اللا تمركزية مباشرة :

عند $e_o \leqslant \frac{h}{2} - a$ ، تكون لدينا حالة اللاتمركزيات الصغيرة ، وعند

$e_o > \frac{h}{2} - a$ تكون لدينا حالة اللاتمركزيات الكبيرة .

حالة اللا تمركزيات الصغيرة . يكون لشروط المقاومة نفس الشكل الذى هو عليه بالنسبة للمقطع الذى له أى شكل متماثل . لذا ، يبقى الشرطان (٥ – ٣١) و (٥ – ٣٢) كما هما دون تغيير . عندئذ نجد أن :

$$e = \frac{h}{2} - a - e_o \qquad (٥ - ٣٦)$$

$$e' = e_o + \frac{h}{2} - a' \qquad (٥ - ٣٧)$$

حالة اللا تمركزيات الكبيرة .

$$F_c = bx \quad , \quad S_c = bx\,(h_o - \frac{x}{2})$$

$$e = e_o - \frac{h}{2} + a \qquad (٥ - ٣٨)$$

وتعين e' بواسطة الصيغة (٥ – ٣٧) .

يأخذ شرطا المقاومة (٥ – ٣٣) و (٥ – ٣٤) ، الشكل التالى :

$$N \leqslant R_s F_s - R_{s.c} F'_s - R_b bx \qquad (٥ - ٣٩)$$

$$Ne \leqslant R_b bx\,(h_o - \frac{x}{2}) + R_{s.c} F'_s (h_o - a') \qquad (٥ - ٤٠)$$

وتكتب معادلة تعيين موقع محور التعادل ، على الشكل التالى :

$$R_b bx\,(e + h_o - \frac{x}{2}) + R_{s.c} F'_s e' - R_s F_s e = 0 \qquad (٥ - ٤١)$$

٥ – اختيار مقاطع القطع المشدودة لامركزيا ذات المقطع المستطيل

إن مراجعة مقاومة القطع المعطاة ، تتم مباشرة بواسطة الصيغ التى بحثت أعلاه .

وغالباً ما يتحتم تعيين مساحة مقطع قضبان التسليح F_s و F'_s ، عند قوتى التصميم المعلومتين N و M ، وعندما تكون أبعاد المقطع ، ومماركة الخرسانة ونوع فولاذ التسليح ، معلومة لدينا . عندئذ ، فلحالة اللاتمركزية الصغيرة ، نعين مساحة قضبان التسليح F'_s من الشرط (٥ – ٣١) :

$$F'_s = \frac{Ne}{R'_s\,(h_o - a')} \qquad (٥ - ٤٢)$$

ومن الشرط (٥ – ٣٢) نعين :

$$F_s = \frac{Ne'}{R_s\,(h_o - a')} \qquad (٥ - ٤٣)$$

ولحالة اللاتمركزية الكبيرة ، كما فى حالة الانضغاط اللامركزى ، نحصل على القيمة الصغرى للمقدار ($F_s + F'_s$) ، عند $x = 0.55\,h_o$ (خرسانة ماركتها ٤٠٠ وأقل) ، لذا تعين مساحة قضبان التسليح F'_s بموجب الصيغة (٥ – ٢٠)* ، ومساحة قضبان التسليح F_s بموجب الصيغة (٥ – ٢١)** ، بتبديل الإشارة الموضوعة قبل الحد الذى يحتوى على القوة N ، وذلك لأن هذه القوة هى قوة شد :

* تستنتج الصيغة (٥ – ٢٠) من شرط المقاومة (٥ – ٤٠) ، عند $x = 0.55\,h_o$.

** تستنتج الصيغة (٥ – ٤٤) من شرط المقاومة (٥ – ٣٩) ، عند $x = 0.55\,h_o$.

$$F_s = \frac{N + 0.55\ R_b\ bh_o}{R_s} + \frac{R_{s\cdot c}}{R_s} F_s' \qquad (٤٤ - ٥)$$

فى الحالة التى تكون فيها مساحة قضبان التسليح F_s' المعينة بموجب الصيغة (٥ — ٢٠) ، سالبة أو أقل من المساحة الإنشائية الصغرى ، تعين مساحة قضبان التسليح F_s' إنشائيًا . أما مساحة قضبان التسليح F_s ، فتعين بنفس الطريقة التى عينت فيها عند الانضغاط اللامركزى فى حالة اللاتمركزية الكبيرة ، أى باستخدام الصيغة (٥ — ٢٥) ، ولكن بتغيير الإشارة الموضوعة قبل الحد الذى يمثل تأثير القوة الطولية N :

$$F_s = F_{s1} + F_s' \frac{R_{s\cdot c}}{R_s} + \frac{N}{R_s} \qquad (٤٥ - ٥)$$

البند الثامن عشر — خصائص حساب مقاومة القطع السابقة الإجهاد ، المنضغطة لا مركزيا ، والمشدودة لا مركزيا

يجرى حساب مقاومة القطع السابقة الإجهاد المنضغطة لامركزيًا ، والمشدودة لامركزيًا ، بنفس الطريقة المبينة أعلاه لحساب القطع العادية التسليح . ولكن ، باحتواء جميع الصيغ الحسابية على حدود إضافية ، تمثل الإجهادات ، فى قضبان التسليح المجهدة A_{pres} و A'_{pres} .

إن إجهادات الشد فى قضبان التسليح المجهدة ، الواقعة فى منطقة الشد الناتجة عن تأثير الأحمال الخارجية ، تصل إلى قيمتها القصوى فى مرحلة الانهيار ، ولذلك ، فى جميع الصيغ الحسابية ، تؤخذ الإجهادات فيها مساوية للمقاومة التصميمية R_{pres} . إن قضبان التسليح المجهدة ، الواقعة فى المنطقة المنضغطة بنتيجة تأثير الأحمال الخارجية ، قد تكون فى مرحلة الانهيار إما مشدودة أو

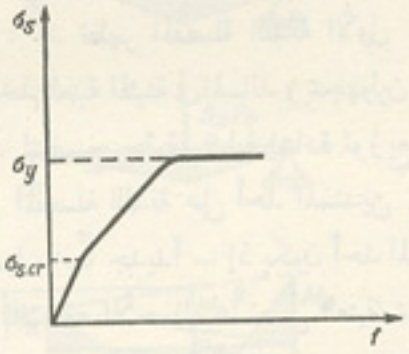
منضغطة . وكما هو الحال عند الانحناء ، تؤخذ الإجهادات فيها مساوية للمقدار $\sigma'_c = 3600 - m_{cr}\sigma'_o$. فإذا كانت الإجهادات σ'_c ، إجهادات انضغاط وزادت قيمتها على قيمة المقاومة التصميمية لقضبان التسليح A'_{pres} تبعاً للانضغاط ، تؤخذ عندئذ $R_{s.c} = \sigma'_c$. أما بالنسبة للقطع السابقة الإجهاد ، المعرضة للانضغاط اللامركزى أثناء عملية الانضغاط المسبق فتراجع مقاومتها الناتجة عن تأثير قوة الانضغاط N_{com} ، المستحدثة بشد قضبان التسليح الواقعة فى جهة واحدة (الجهة الأكثر انضغاطاً) من المقطع . عند ذلك ، لا يؤخذ تأثير الانثناء فى الاعتبار ، إلا فى تلك الحالة التى يحتمل فيها تزحزح قضبان التسليح المجهدة عند الشد على الخرسانة (توضع قضبان التسليح داخل أخاديد وحفر . . وغير ذلك) .

الفصل السادس

مبدأ تصميم المنشآت الخرسانية المسلحة مع أخذ إعادة توزيع القوى فى الاعتبار

البند التاسع عشر – مفهوم المفصلة اللدنة (Plastic hinge) وإعادة توزيع عزوم الانحناء

إن إجهادات قضبان التسليح المشدودة فى القطعة المعرضة للانحناء ، عند قيمة معينة للأحمال تصل إلى حد الخضوع ، حيث تتطور فى قضبان التسليح تشوهات لدنة (خضوع) وتظهر منطقة للتشوهات الموضعية الكبيرة ، تسمى بالمفصلة اللدنة . وبظهور المفصلة اللدنة ، يزداد انحناء القطعة . أما إجهادات قضبان التسليح المشدودة ، فتبقى ثابتة ومساوية لحد الخضوع (شكل ٦ – ١) .



شكل ٦ – ١ . الرسم البيانى $\sigma_s - t$ فى المفصلة اللدنة

إن ارتفاع منطقة الانضغاط فى موضع المفصلة اللدنة يقل تحت تأثير الانحناء المتزايد . وإذا كانت القطعة محددة استاتيكياً (statically determinated) كالعتبة الوحيدة الامتداد ، المرتكزة بحرية (freely supported) فإن إجهادات الخرسانة تصل

إلى المقاومة القصوى للانضغاط عند الانحناء — ويبدأ الانهيار (شكل ٦–٢ ، أ) .

وفى القطعة غير المحددة استاتيكيًّا ، مثلا فى العتبة المثبتة على المساند ، قد لا تصل إجهادات منطقة الانضغاط فى موضع المفصلة اللدنة ، إلى حد المقاومة القصوى ، لأن مساند التثبيت (fixed support) تعتبر بمثابة قيد إضافى ، تمنع زيادة انحناء القطعة ، كما تمنع الخرسانة من أن تصل إلى المقاومة القصوى (شكل ٦ — ٢ ، ب) . ولذا ، بتكوّن المفصلة اللدنة ، تقل درجة عدم التحديد الاستاتيكى فقط .

وتعتمد قيمة عزم الانحناء فى المفصلة اللدنة ، على القوى الموجودة فى قضبان التسليح وعلى ذراع الازدواج الداخلى (شكل ٦ — ٢ ، حـ) ، وتساوى :

$$M = R_s F_s z_c \qquad (٦ - ١)$$

إن بعض الزيادة فى ذراع الازدواج الداخلى ، عند زيادة انثناءات القطعة (عند نقصان الارتفاع منطقة الانضغاط) ، تهمل نظراً لضآلتها .

وبعد ظهور المفصلة اللدنة عند الزيادة اللاحقة للأحمال ، تتم فى النظام غير المحدد استاتيكيًّا ، إعادة توزيع عزوم الانحناء بين المقاطع المستقلة . وعند ذلك ، تبقى قيمة عزم الانحناء فى المفصلة اللدنة ، ثابتة . فى حالة العتبة المثبتة فى المساند ، قد تظهر المفصلة اللدنة الأولى ، إما فوق المسند أو فى الامتداد .

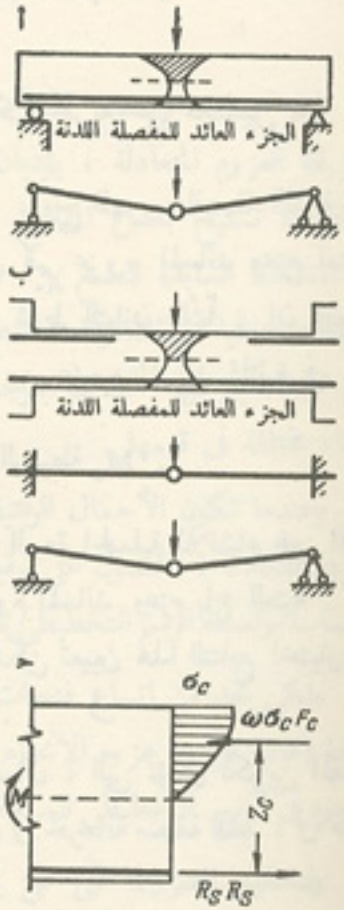
لنأخذ العتبة المثبتة فى المساند (بمجهولين إضافيين هما عبارة عن عزمى المسندين) كمثال ، لتوضيح حقيقة عملية إعادة توزيع عزوم الانحناء (شكل ٦ — ٣ ، أ) . فبظهور المفصلة اللدنة على أحد المسندين ، عند حمل قدره P_o ، تكتسب العتبة رسما بيانيًّا جديداً — إذ يكون أحد المسندين مثبتاً ، والآخر مفصليًّا — وعند الزيادة اللاحقة للأحمال ، تعمل العتبة بموجب هذا الرسم البيانى الجديد (شكل ٦ — ٣ ، ب) .

إن ظهور المفصلة اللدنة على المسند الآخر ، عند زيادة الأحمال بمقدار $\Delta_1 P_o$ ، يجعل العتبة حرة الارتكاز (شكل ٦ — ٣ ، جـ) . وظهور المفصلة اللدنة فى باع العتبة عند وجود أحمال إضافية قدرها $\Delta_2 P_o$ ، يجعل من

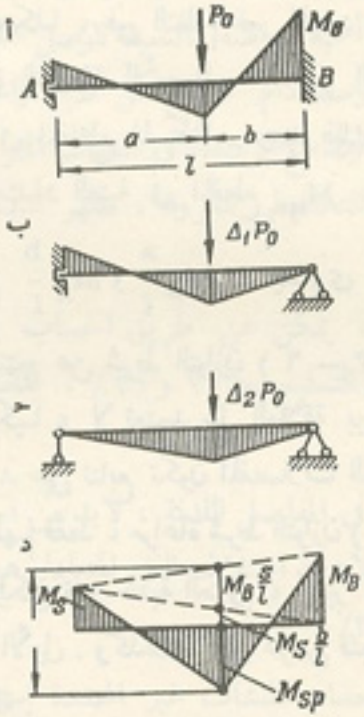
العتبة نظاماً متغيراً ، أى يؤدى إلى الانهيار . وفى الحالة العامة ، يبدأ فقدان الاستقرار الهندسى (الانهيار) للنظام غير المحدد استاتيكيًّا ، الذى يحتوى على n من المفاصل الإضافية ، بتكون عدد من المفصلات اللدنة قدره n + 1 .

إن العزوم التصميمية القصوى فى المقاطع المصممة (فى المفصلات اللدنة) تساوى : M_A — عند المسند A ، و M_B — عند المسند B ، M_{sp} — فى الباع (شكل ٦ — ٣ ، د) . وتكون القوة التصميمية القصوى مساوية للمقدار :

$$P = P_o + \Delta_1 P_o + \Delta_2 P_o \qquad (٦ - ٢)$$



شكل ٦ — ٢. تكون المفصلة اللدنة فى العتبات الخرسانية المسلحة



شكل ٦ — ٣. إعادة توزيع عزوم الانحناء فى العتبة غير المحددة استاتيكيا

وفى حالة التوازن النهائى — مباشرة قبل انهيار العتبة — يمكن إيجاد عزم الانحناء فى باع العتبة ، من شرط التوازن الاستاتيكى :

$$M_{sp} = M_o - M_A \frac{b}{l} - M_B \frac{a}{l}$$

ومنها ينتج أن :

$$M_{sp} + M_A \frac{b}{l} + M_B \frac{a}{l} = M_o \qquad (٦ - ٣)$$

حيث : $M_o = \frac{Pa\ b}{l}$ — عزم العتبة المرتكزة بحرية على مسندين .

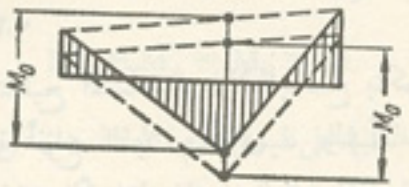
وهكذا ، فى النظام غير المحدد استاتيكيًّا ، ومع ظهور المفصلة اللدنة عند الزيادة اللاحقة للأحمال ، تتغير العلاقة بين قيم عزوم المساند وعزم امتداد العتبة فى المقاطع المستقلة . وعند ذلك ، يراعى شرط التوازن دائماً : إن مجموع عزم امتداد العتبة فى المقطع M_{sp} ، وأجزاء من عزوم المساند المؤثرة فى هذا المقطع $M_A \frac{b}{l}$ و $M_B \frac{a}{l}$ ، يساوى عزم العتبة البسيطة M_o .

ينتج عن شرط التوازن (٦ — ٣) ، إن السعة الحملية للإنشاء غير المحدد استاتيكيا ، لا تعتمد على العلاقة بين قيم عزوم المساند وعزم باع العتبة . أى لاتعتمد على تتابع تكون المفصلات اللدنة . ويمكن تعيين هذا التتابع اختياريا ، ومن المهم فقط ، مراعاة شرط التوازن (٦ — ٣) .

ولكن تغيرّ نسبة العزوم ، يغيرّ قيمة الأحمال ، التى تؤدى تكوين المفصلة اللدنة الأولى . وكذلك ويغيرّ عرض فتحة الشقوق فى خرسانة منطقة الشد ، فى مكان المفصلة .

ويبين الشكل (٦ — ٤) ، الوجوه الممكنة لإعادة توزيع عزوم الانحناء فى العتبة المثبتة ، عند مراعاة شرط التوازن (٦ — ٣) . وقد تمتاز عزوم الانحناء ،

المستخرجة بحساب إعادة توزيع القوى — العزوم المتعادلة — على العزوم المحسوبة بموجب الرسم التخطيطى للمرونة ، بأنها أكثر ملاءمة .



شكل ٦ — ٤ . حساب (تصميم) العتبة المثبتة على المساند

إن حساب وتصميم المنشآت الخرسانية المسلحة غير المحددة استاتيكيًّا ، بطريقة العزوم المتعادلة ، يؤديان إلى توفير فى المواد وأسعارها ، لأنهما يسمحان بتخفيف تسليح بعض المقاطع (مما له أهمية خاصة بالنسبة للوصل التركيبية فى المنشآت السابقة الصنع) ، وبتوحيد واستخدام تسليح من طراز واحد من الشبكات والهياكل الملحومة ، لمقاطع المساند ومقاطع الامتداد فى المنشآت المتواصلة ، التى عندما يتم فيها الحساب بموجب الرسم التخطيطى للمرونة ، تظهر لدينا عزوم انحناء مختلفة فى قيمها .

وعندما تكون الأحمال الوقتية كبيرة ، يمكن عن طريق الحساب بواسطة العزوم المتعادلة ، الحصول على توفير فى فولاذ التسليح بين ٢٠ و ٣٠٪ ، بالمقارنة مع الحساب بواسطة الرسم التخطيطى للمرونة .

ولكى نحد من اتساع فتحات الشقوق فى المفاصل اللدنة ، لابد من الحد من درجة إعادة توزيع عزوم الانحناء ، بحيث لايزيد اختلاف العزم المتعادل عن العزم الموجود فى الرسم التخطيطى للمرونة ، عن ٣٠٪ .

ولتحقيق الشروط التى تفى بمقومات حساب المنشآت غير المحددة استاتيكيًّا بطريقة العزوم المتعادلة ، يجب تحقيق المتطلبات الإنشائية التالية :

(ا) تصميم الإنشاء ، بحيث لا يكون انهيار منطقة انضغاط الخرسانة ،

سبباً لانهيار الإنشاء . ولأجل ذلك يحدد مقدار التسليح بالشرط ($S_c \leqslant 0.6\, S_o$) فى الخرسانة ماركة ٣٠٠ وأقل ، أو بالشرط ($S_c \leqslant 0.5\, S_c$) ، فى الخرسانة ماركة ٤٠٠ وأكثر . وعند اختيار المقاطع ، المقرر فيها تكون المفصلات اللدنة الأولى ، تؤخذ $a \approx 0{,}3$.

(ب) يستخدم لتسليح المنشآت ، فولاذ يسمح بتكوّن المفصلات اللدنة ، وتفى بهذا الشرط كافة أنواع الفولاذ الطرى ، والشبكات الملحومة من أسلاك التسليح العادية ، وكذلك الأسلاك الملساء العالية المقاومة ، ولاينصح باستخدام الأسلاك العالية المقاومة ذات النتوءات الجانبية .

البند العشرون ـ تعادل عزوم الانحناء فى العتبات المتواصلة

بالنسبة للعتبات المتواصلة المتساوية الأبواع ، المسلحة بشبكات وهياكل ملحومة ، وكذلك بالنسبة للبلاطات المتعددة الأبواع ، المسلحة بشبكات لفائفية ملحومة ، من الأفضل وضع نظام متساوى العزوم ، يحتوى على عزوم انحناء متساوية فى الأبواع وفوق المساند ($M_{sp} = M_A = M_B$) . فللعتبة ذات الابواع الخمسة ، المحملة بأحمال منتظمة التوزيع (شكل ٦ ـ ٥ ، أ) مثلا ، يكون العزمان عند المسندين الأيمن والأيسر فى الباع المتوسط ، تبعاً لشرط التماثل ، متساويين فيما بينهما . وباستخدام شرط التوازن (٦ ـ ٣) ، بالنسبة للمقطع الواقع فى منتصف الباع المتوسط ، حيث $a = b = \frac{l}{2}$ ، نجد أن :

$$M_{sp} + \frac{1}{2} M_A + \frac{1}{2} M_B = M_o \qquad (٦ - ٤)$$

وللعتبة البسيطة ذات الأحمال المنتظمة التوزيع :

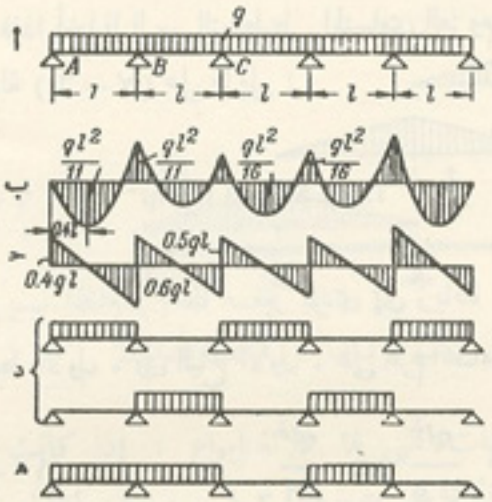
$$M_o = \frac{q l^2}{8}$$

ولما كان لدينا حسب ظروف المسألة :

$$M_{sp} = M_A = M_B = M$$

نحصل من المعادلة (٦ ـ ٤) على قيمة العزم المتعادل (شكل ٦ ـ ٥ ، ب) :

$$2\, M = \frac{q l^2}{8} \qquad \text{أو} \qquad M = \frac{q l^2}{16} \qquad (٦ - ٥)$$



شكل ٦ ـ ٥ . حساب (تصميم) العتبة المتواصلة

فى الباع الأول ، يكون عزم الانحناء الأكبر ، موجوداً فى المقطع الواقع على مسافة $x = a \approx 0.425\, l$ من المسند الحر ، عند ذلك يكون لدينا :

$$M_o = \frac{q\, x\, (l - x)}{2} = 0.123\, q l^2$$

وبالرجوع إلى شرط التوازن (٦ ـ ٣) ، والأخذ فى الاعتبار أن $M_A =$ = صفراً ، نجد أن :

$$M_{sp} = 0.123\ q\ell^2 - 0.425\ M_B \qquad (٦ - ٦)$$

وإذا اعتبرنا أن قيمة عزم الانحناء عند أول مسند متوسط ، هى

$$M_B = \frac{q\ell^2}{14} \qquad (٦ - ٧)$$

عندئذ ، من المعادلة (٦ — ٦) ، نجد عزم الانحناء فى الباع الأول :

$$M_{sp} = \frac{q\ell^2}{11} \qquad (٦ - ٨)$$

فإذا أخذنا الرسم التخطيطى المتساوى العزوم $M_{sp} = M_B = M$ ، نحصل من المعادلة (٦ — ٧) على ما يلى :

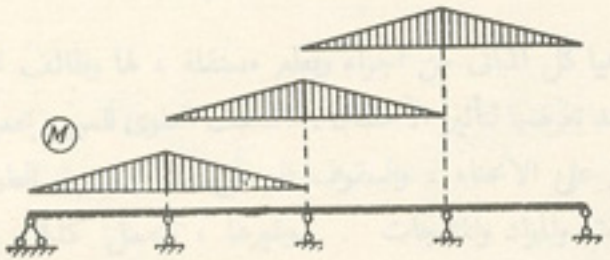
$$1.425\ M = 0.123\ q\ell^2 \quad \text{أو} \quad M = \frac{q\ell^2}{11.6} \qquad (٦ - ٩)$$

وبتقريب المقام (بخطأ صغير يؤدى إلى زيادة عزم الانحناء) ، نحصل فى المسند المتوسط الأول ، وفى الباع الأول ، على عزم انحناء يساوى :

$$M = \frac{q\ell^2}{11.6} \approx \frac{q\ell^2}{11} \qquad (٦ - ١٠)$$

وتستخدم طرق أخرى لتعادل عزوم الانحناء للعتبات المتواصلة ، المحملة بأحمال كبيرة (العارضات والعتبات الرئيسية . . وغيرها) ، حيث يكون من الأفضل بموجب ظروف التصميم ، تبسيط الوصل ، وإضعاف تسليح مقاطع المساند وتقوية تسليح مقاطع الباع نوعاً ما . وفى مثل هذه العتبات ، يتم حساب عزوم الانحناء بالنسبة لبعض الأحمال الوقتية الموضوعة بصورة غير نافعة ، بواسطة الرسم التخطيطى للمرونة (شكل ٦ — ٥ ، د ، هـ) . فعند تأثير الأحمال الوقتية عبر باع واحد (أى تحميل كل من الباع الأول

والثالث والخامس أو الثانى والرابع والسادس وهكذا) نحصل على أكبر عزوم انحناء فى الأبواع ، وعند كل باعين متجاورين عبر باع واحد (أى تحميل كل من الأبواع الأول والثانى والرابع والخامس . . . وهكذا) نحصل على أكبر عزم انحناء عند المساند . ثم تضاف إلى الرسم البيانى للعزوم من الأحمال الدائمية ومن الرسوم التخطيطية الخاصة للأحمال الوقتية المؤثرة بصورة حرجة ، رسوم تخطيطية إضافية مثلثة الشكل . تكون لإحداثياتها الرأسية الواقعة فوق المساند ، إشارات وقيم اختيارية (شكل ٦ — ٦) . وعند ذلك يجب ألا تقل قيمة الإحداثيات الرأسية للرسم البيانى المتعادل للعزوم فى المقاطع المصممة ، عن ٧٠٪ من قيمتها المحسوبة بموجب الرسم التخطيطى للمرونة .



شكل ٦ — ٦ . الرسوم البيانية الإضافية لعزوم العتبة المتواصلة

وفى الحسابات العملية للعتبات التى لها ثلاثة ابواع ، إذا كانت نسبة الأحمال الوقتية إلى الأحمال الدائمية هى $p/g \geqslant 1.3$ ، ويمكن اعتبار الرسم البيانى لعزوم العتبة بموجب الرسم التخطيطى للمرونة ، بمثابة الرسم البيانى المتعادل للعزوم ، عند تأثير الأحمال الوقتية عبر باع واحد . وعند ذلك تقل عزوم المساند بمقدار ٣٠٪ .

ويتم حساب العتبات المتواصلة بموجب الرسم التخطيطى للمرونة ، باستخدام الجداول (راجع الملحق الثالث) .

الفصل السابع

مبادئ تصميم الهياكل الخرسانية المسلحة للمبانى

البند الحادى والعشرون

مسائل المعايرة والتوحيد القياسى (Standardization and unification)

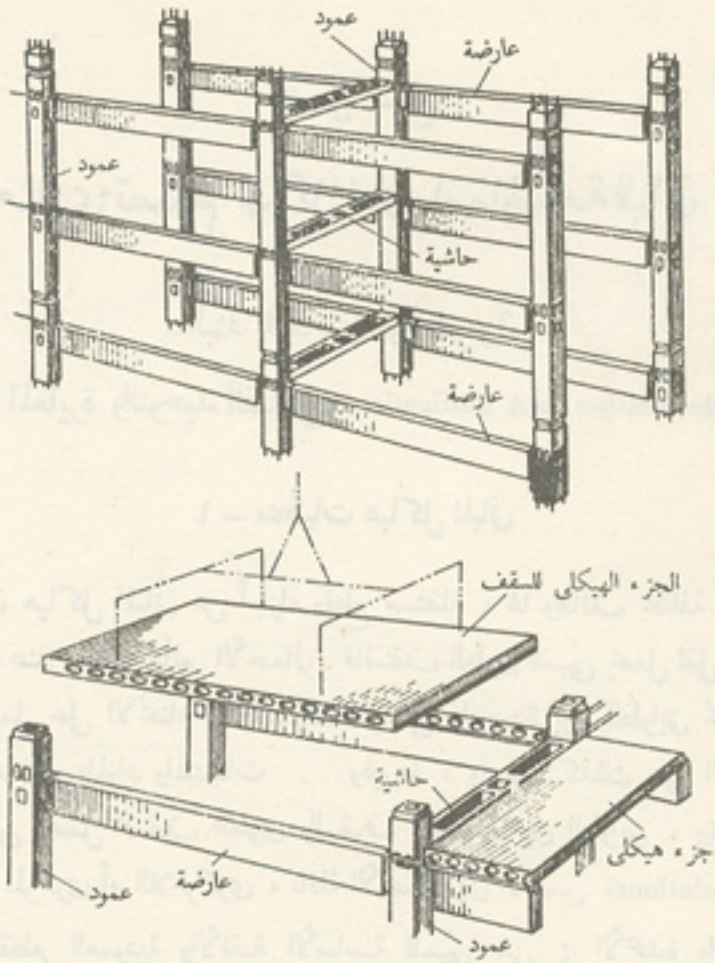
١ – متطلبات هياكل المبانى

تتكون هياكل المبانى من أجزاء وقطع مستقلة ، لها وظائف مختلفة ، وطبيعة عمل مختلفة عند تعرضها لتأثير الأحمال . فالسقف العلوى للمبنى يحمل ثقل السطوح والثلج ويعمل على الانحناء ، والسقوف الوسطى الموجودة بين الطوابق تحمل ثقل الناس والمعدات والمواد والمنتجات . . وغيرها ، وتعمل كذلك على الانحناء ، وأعمدة المبنى تحمل السقف العلوى والسقوف الموجودة بين الطوابق ، وتعمل على الانضغاط المركزى أو اللامركزى ، ناقلة الأحمال إلى الأسس (foundations) .

إن القطع العمودية والأفقية الأساسية للمبنى هى : الأعمدة والعارضات (العتبات) التى تقاوم الأحمال من السقوف المستندة عليها ، تكوّن الإنشاء الإطارى للمبنى ، الذى يدعى بالهيكل (شكل٧ – ١) .

ويجب أن يصمم المبنى ، بحيث تتمتع كافة قطعه وأجزائه بالسعة الحملية الضرورية (بالمقاومة والاستقرار) ، وبالجسوءة ومقاومة التشقق. أما هيكل المبنى ككل ، فيجب أن يتمتع بجسوءة فراغية (skeletal rigidity) ويقصد بالجسوءة الفراغية للمبنى ، قابليته لمقاومة التشوه الأفقى ، الناتج عن مختلف الأحمال والمؤثرات .

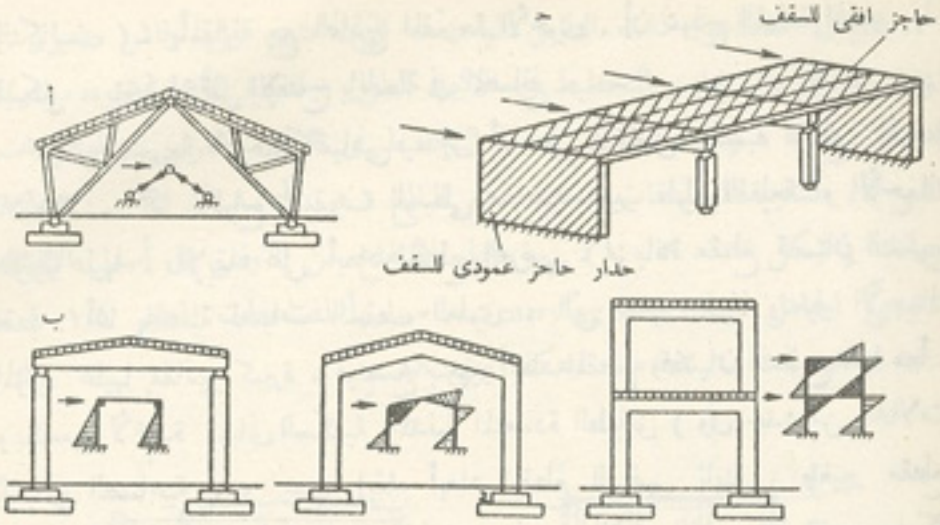
ويمكن الحصول على الجسوءة الفراغية للمبنى ، بأساليب إنشائية مختلفة : بتكوين أنظمة (هياكل) قضبانية ثابتة هندسيًّا (شكل ٧ – ٢ ،أ) ، أو بتكوين



شكل ٧ – ١ . هيكل خرسانى مسلح لمبنى متعدد الطوابق

أنظمة إطارية (شكل ٧ – ٢ ، ب) ، أو بإنشاء نظام من الحواجز (diaphragms) العمودية والأفقية المربوطة (شكل ٧ – ٢ ، حـ) وغير ذلك .

وتتلخص مسألة تصميم الهياكل الخرسانية المسلحة للمبانى ، فى إعداد وتكوين هياكل إنشائية لاتفى بمتطلبات المقاومة والجسوءة فحسب ، بل يجب أن تكون صناعية واقتصادية ، أى تسمح عند إنتاجها وتجميعها ، باستخدام المكنات والآليات ، مع بذل أقل ما يمكن من العمل اليدوى والمواد . إن المنشآت التى



شكل ٧ – ٢ . الرسوم التخطيطية الإنشائية للمبانى

تفى بأكبر قدر من هذه المتطلبات ، هى المنشآت السابقة الصنع والتى يجرى تجهيزها فى المصانع ، التى استخدمت فى السنوات الأخيرة على نطاق واسع ، فى الاتحاد السوفييتى وفى الخارج .

٢ – التوحيد القياسى للقطع السابقة الصنع
(Standardization of precast members)

إن أكثر الطرق فعالية فى إنتاج القطع السابقة الصنع ، هى طريقة إنتاجها فى المصنع على هيئة سلسلة من القطع الموحدة القياس . عند ذلك يتم إتقان العمليات التكنولوجية ، ويقل جهد الإنتاج وتكاليف إعداد القطع ، وتتحسن نوعيتها . ومن هنا تبرز أهم المتطلبات ، وهى أن يكون عدد نماذج القطع فى المبنى محدوداً ، وأن يكون استخدامها بالجملة (ولأكبر عدد ممكن من المبانى المقامة لأغراض مختلفة) .

ولهذا الغرض ، يتم توحيد القطع أى يختار لكل قطعة إنشائية من المبنى ، أكثر النماذج الإنشائية ملائمة ، الذى تم اختباره عمليًا ، ويتمتع بأحسن الميزات التكنيكية والاقتصادية (استهلاك المواد ، الوزن ، الجهد المبذول فى الانتاج والتجميع ،

والتكاليف) ، بالمقارنة مع النماذج المقترحة الأخرى . أن نموذج القطعة المختار بهذا الشكل ، يؤخذ لغرض الإنتاج بالجملة فى المصانع .

وتشير تجربة التوحيد القياسى ، إلى أنه من الأفضل بالنسبة للقطع المعرضة للانحناء ، كما لألواح السقوف الوسطى ، عند تغير طول القطعة أو الأحمال المؤثرة عليها ، الإبقاء على أبعاد المقطع العرضى ، بزيادة مقطع قضبان التسليح فقط . أما بالنسبة لعتبات السقف العلوى ، التى يتغير طولها وتتغير الأحمال المؤثرة عليها بمقادير كبيرة ، فينصح بتغيير أبعاد المقطع وقضبان التسليح فيها معاً . وبالنسبة لأعمدة المبانى السكنية والمدنية المتعددة الطوابق (وفى عدد من الحالات للمبانى الصناعية) ، يجب إبقاء أبعاد المقطع العرضى ثابتة ، وتغيير مقطع قضبان التسليح فقط فى طوابق المبنى ، وفى الحالات الضرورية تغيير ماركة الخرسانة . عند ذلك ، وبغض النظر عن بعض الإسراف فى استهلاك الخرسانة فى أعمدة الطوابق العليا ، تقل التكاليف الإجمالية للمبنى ، بفضل تكرار استخدام القوالب ، والتوحيد القياسى لهياكل التسليح ، وبالإضافة إلى ذلك ، فعند ثبات أبعاد مقطع الأعمدة فى الطوابق تكون عتبات السقوف التى تستند إلى الأعمدة ، متشابهة .

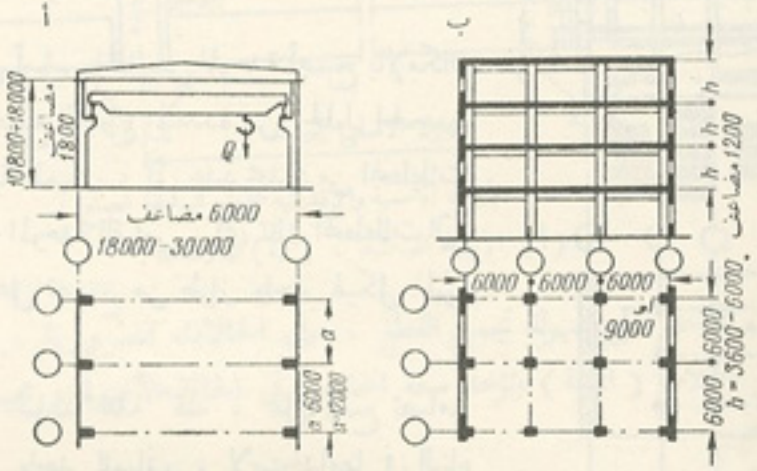
ونتيجة للأحمال المنجزة فى حقل التوحيد القياسى ، وضعت كتالوجات للقطع الخرسانية المسلحة السابقة الصنع ، يعتمد عليها عند تصميم المبانى المختلفة . وكلما تطور التكنيك وتوفرت التجارب ، كلما أتقنت صناعة قطع نموذجية جديدة أكثر فعالية . لذلك تتجدد الكتالوجات من وقت لآخر .

٣ ــ توحيد الأبعاد والمخططات الإنشائية للمبانى

لأجل استخدام نفس القطع النموذجية على نطاق واسع فى المبانى المختلفة ، يتم توحيد المسافات بين الأعمدة فى المخطط الأفقى (شبكة الأعمدة) ، وتوحيد ارتفاعات الطوابق ، أى تحول إلى عدد محدد من الأبعاد .

إن أساس توحيد الأبعاد هو النظام (standard system of modules) القياسى للمعايرة ، الذى يأخذ تدرّج الأبعاد على أساس معاير قدره ١٠٠مم (أو معاير مكبر من مضاعفات الـ ١٠٠ مم) .

للمبانى الصناعية ذات الطابق الواحد ، التى تحتوى على أوناش جسور ، تؤخذ المسافة بين محاور التخطيط فى الاتجاه الطولى (خطوة الأعمدة) ، مساوية ٦ أو ١٢ م ، والمسافة ما بين محاور التخطيط فى الاتجاه العرضى (امتدادات المبنى) ، مساوية لمضاعفات المعاير المكبر البالغ ٦ م ، أى ١٨ ، ٢٤ ، ٣٠ م . . وهكذا (شكل ٧ ــ ٣ ، أ) . ويؤخذ الارتفاع من الأرض إلى أسفل الإنشاء الرئيسى الحامل (carrying structure) ، مساوياً لمضاعفات المعاير ١,٢ م ، مثلا ، ١٠,٨ ، ١٢,٦ م ، وهكذا حتى ١٨ م .

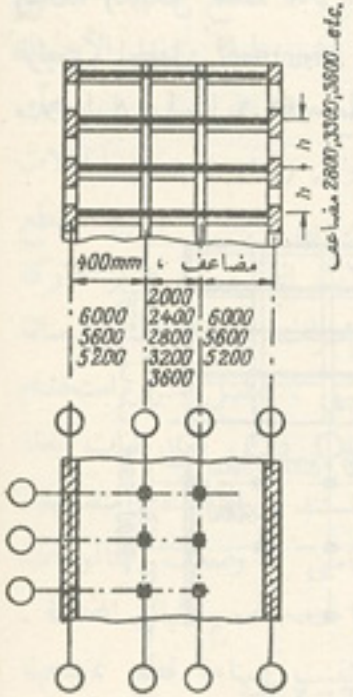


شكل ٧ ــ ٣ . الأبعاد القياسية الموحدة للمبانى الصناعية

أما فى المبانى الصناعية المتعددة الطوابق فتؤخذ شبكة موحدة من الأعمدة ، أبعادها ٩ × ٦ م ، عندما تؤثر على السقوف أحمال معيارية تبلغ ٥٠٠ و ١٠٠٠ و ١٥٠٠ كجم / م٢ ، وشبكة أعمدة أبعادها ٦ × ٦م ، عندما تؤثر أحمال تبلغ ١٠٠٠ و ١٥٠٠ و ٢٠٠٠ و ٢٥٠٠ كجم / م٢ ، وتؤخذ ارتفاعات الطوابق مساوية لمضاعفات المعاير المكبر البالغ ١٢٠٠ مم ، مثلا ٣,٦ أو ٤,٨ أو ٦ م (شكل ٧ ــ ٣ ، ب) .

وفى المبانى المدنية يؤخذ المقاس ٤٠٠ مم بمثابة معاير مكبر لشبكة المحاور . وتؤخذ المسافات بين محاور الشبكة فى الاتجاهين الطولى (الخطوة) والعرضى

(الباع) من ٢ إلى ٦ م . كما أخذت للمبانى الهيكلية المتعددة الطوابق شبكة أعمدة أبعادها ٦ × ٦م . أما ارتفاع الطوابق فى المبانى السكنية فيؤخذ مساوياً للمقدار ٢,٨م ، وفى المبانى الإدارية ٣,٣و٣,٦م . . . إلخ ، من مضاعفات المعاير ٣٠٠م (شكل ٧ – ٤) .



شكل ٧ – ٤ . الأبعاد القياسية الموحدة للعمارات السكنية والمدنية المتعددة الطوابق

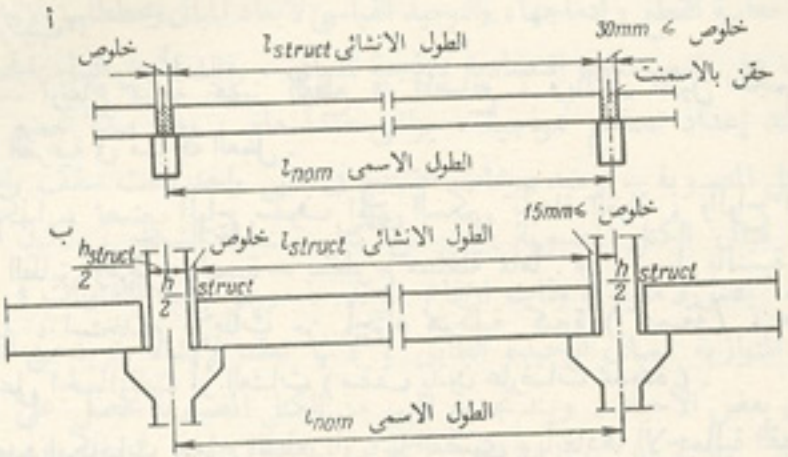
وعلى أساس المقاييس الموحدة أصبح بالإمكان تحويل جميع الأنواع المتعددة من الحلول الحجمية التخطيطية للمبانى ، إلى عدد محدود من المخططات الإنشائية الموحدة إلقياس ، أى تلك المخططات التى تحتوى على تصميم من طراز واحد لهيكل المبنى ووصله .

وقد ساعد هذا كله ، على وضع تصاميم من طراز واحد للمبانى ، لاستخدامها فى البناء بالجملة .

وبغية التنسيق المتبادل لإبعاد القطع النموذجية ، وضعت الأنواع الثلاثة التالية من الأبعاد : الأبعاد الاسمية (nominal dimensions) والأبعاد الإنشائية (structural dimensions) والأبعاد الفعلية (actual dimensions) .

الأبعاد الاسمية هى المسافات ما بين محاور التخطيط للمبنى فى المسقط الأفقى . مثلا ، يكون للوح السقف العلوى ، عندما تبلغ خطوة الأعمدة ٦ م ، طول اسمى قدره ٦ م .

وتختلف الأبعاد الإنشائية للقطعة ، عن الأبعاد الاسمية ، بمقدار سعة الفواصل والخلوصات (clearances) . مثلا ، عندما يكون الطول الاسمى للجزء الهيكلى للسقف ٦٠٠٠ م ، يبلغ طوله الإنشائى ٥٧٩٠ مم ، أى تكون سعة الخلوص ٣٠ م (شكل ٧ – ٥) . وتعتمد سعة الخلوصات على ظروف وطرق التركيب كما



شكل ٧ – ٥ . الأبعاد الاسمية والإنشائية للقطع السابقة الصنع :
(أ) الأجزاء الهيكلية ، (ب) العارضات

يجب أن تساعد على سهولة تجميع القطع ، وفى الحالات الضرورية ، على ملء الفواصل بالملاط (المونة) وتؤخذ سعة الخلوص فى الحالة الأخيرة ، بحيث لاتقل عن ٣٠م .

والأبعاد الفعلية هى الأبعاد الحقيقية للقطعة ، التى يمكنها تبعاً لدقة إنتاج القطعة ، أن تختلف عن الأبعاد الإنشائية بمقدار معين يدعى بالتفاوت المسموح (allowance) ، ويتراوح بين ٣ و١٠م . وعند التصميم ، تذكر الأبعاد الإنشائية للقطع ، مع حساب الخلوصات الضرورية فى الفواصل والوصل ، وكذلك مع حساب التفاوتات المسموحة المعينة .

٤ – إدماج (تكبير) القطع (Amalgamation of units)

عند تصميم القطع السابقة الصنع لهياكل المبانى ، يجب اللجوء إلى محاولة إدماج تلك القطع . فعند تركيب المبنى من قطع ذات أبعاد كبيرة ، نحصل على عدد من المزايا هى :

١ – تقليل عدد العمليات التركيبية المتعلقة برفع ووضع القطع ،

٢ – تقليل عدد الوصل التركيبية (erection joints) التى تنفذ أثناء عملية التركيب ،

٣ – ارتفاع درجة تجهيز القطع فى المصانع ، وبالتالى تقليل حجم بعض الأعمال الفرعية فى مساحة العمل .

وهكذا ، تصنع ألواح سقوف المبنى السكنى بأبعاد الغرفة ، وألواح الجدران بارتفاع الطابق وعرض الحجرة – بسطوح مستقلة تماماً . ومن السهل بالنسبة للمبانى الصناعية ، استخدام بلاطات من أجزاء هيكلية كبيرة (مجمّعة) ، موضوعة مباشرة على الجمالونات أو العتبات (سقف بدون عارضات ممدودة) .

وتحدد إمكانيات إدماج القطع بأوزانها القصوى وبأبعادها الإجمالية القصوى ، المقررة تبعاً لحمولة المعدات المستخدمة لغرض التركيب ووسائل النقل ، وكذلك تبعاً لأساليب الشحن . ولأجل استخدام الأوناش التركيبية بأحسن شكل ، يجب أن يكون لقطع المبنى على قدر الإمكان ، وزن متساو ، قريب من الحمولة القصوى لونش التركيب .

وقد يبلغ وزن القطع السابقة الصنع فى المبانى الإنتاجية الوحيدة الطابق ٥ أو ١٠ أو ٢٠ وحتى ٤٠ طنًا ، وفى المبانى الصناعية والمدنية المتعددة الطوابق – ٣ أو ٥ أطنان .

ويمكن أن يصل طول القطع السابقة الصنع حسب ظروف الشحن بالسيارات أو على السكك الحديدية ، إلى ٢٤ م .

وفى معظم الحالات ، يتحدد إدماج القطع بأقصى وزن مسموح به . ولذلك يجب إنتاج المنشآت بحيث يكون لمقاطعها شكل فعال ومبسط : رقيقة الجدران أو ذات فجوات . . وغير ذلك واستخدام خرسانة وفولاذ بماركات عالية وإجهاد مسبق . وفى عدد من الحالات ، يصبح من المعقول أن نصمم المنشآت من الخرسانة الخفيفة .

٥ – تجميع المبانى من الكتل المصبوبة (Blocks)

إن معايرة القطع وإدماجها ، والتوحيد القياسى لأبعاد المبانى ومخططاتها الإنشائية ، ساعدت على وضع تصاميم اقتصادية نموذجية للمبانى ، وذلك لأجل البناء بالجملة .

وعند إعداد تصاميم نموذجية ، يراعى مبدأ هام ، وهو مبدأ تجميع المبانى من الكتل المصبوبة – توحيد ورشات الإنتاج فى مبنى واحد وتحت سقف واحد .

إن مبانى الكتل المصبوبة تجمع من كتل مستطيلة الشكل ، تكون أبواعها موضوعة بصورة متوازية وذات ارتفاع موحد . ويتم تجنب التفاوتات فى ارتفاع الابواع المتوازية للمبانى الوحيدة الطابق ، لأنها تعقد الإنشاء وتزيد من استهلاك المواد فى بعض الأحيان . وعند تجميع المبنى من الكتل المصبوبة نحصل على أقصى تكرار لنفس القطع الواحدة بالذات ، كما تتبسط المفاصل فى أماكن الاتصال ، ويقل عدد الأبعاد النموذجية للقطع .

ونتيجة لتوحيد الورش ، تقل تكاليف إنشاء الكتل المصبوبة وكذلك تكاليف التشغيل ، كما تقل أبعاد رقعة المصنع ، وتختصر الطرق وخطوط المواصلات المختلفة .

البند الثانى والعشرون – مسائل الإنتاج والتركيب

١ – قابلية القطع للإنتاج التكنولوجى

إن القطع التى يساعد تصميمها على إنتاجها بالجملة فى المصنع أو فى ساحة الصب (casting yard) ، باستخدام مكنات وآليات عالية الإنتاجية بدون عمليات يدوية تتطلب جهداً كبيراً، تسمى بالقطع القابلة للإنتاج التكنولوجى . ويتم إنتاج القطع الخرسانية المسلحة السابقة الصنع ، بعدة طرق تكنولوجية هى :

(ا) تكنولوجية خط التجميع (assembly - line technology) – الناقلة المتحركة – : تنتج القطع فى قوالب موضوعة على عربات نقل (حوامل متحركة)تتحرك على سكك خط التجميع من وحدة ماكينات إلى أخرى .

و بانتقال العربات تتم العمليات التكنولوجية الضرورية بالتتابع : تنظيف وتشحيم القوالب ، وضع هياكل التسليح ، شد قضبان التسليح (فى القطع السابقة الإجهاد) ، وضع الحواشى — مكونات الفتحات فى القطع التى تحتوى مقاطعها على فتحات ، صب الخليط الخرسانى ورصّه ، إخراج الحواشى ، ومعالجة المنتجات بالحرارة والرطوبة لتعجيل تصلد الخرسانة . وتنتقل جميع القوالب وعربات النقل على سكك خط التجميع فى آن واحد ، بنظام إجبارى مقرر مسبقاً .

(ب) تكنولوجية المكنات المتتابعة (consecutive machine technology) : تتم العمليات التكنولوجية فى الأقسام المناسبة من المصنع ، وينتقل القالب والقطعة المنتجة من وحدة مكنات إلى أخرى بواسطة الأوناش . والنظام التكنولوجى لانتقال القوالب لايقرر سلفاً ، وهو إجبارىّ .

(ج) تكنولوجية الحامل (stand technology) : إن ما يميز هذه الطريقة ، هو عدم تحرك القطع المنتجة أثناء عملية إنتاجها ومعالجتها الحرارية . أما المكنات التى تقوم بإنجاز العمليات التكنولوجية الضرورية ، فتنتقل بمحاذاة القوالب الثابتة . وتزود الحوامل بأوناش متنقلة وبأجهزة متحركة لتعبئة الخرسانة ، وكذلك بهزازات لرص الخليط الخرسانى . وتنتج القطع فى قوالب ملساء أو متعرجة (قوالب خاصة — matrix أو غرف — chambers) .

ويتم اختيار الطريقة التكنولوجية لإنتاج القطع الخرسانية المسلحة السابقة الصنع ، تبعاً لتصميمها وأبعادها . مثلا ، يكون من السهل إنتاج القطع السابقة الأجهاد الكبيرة الابعاد للمبانى الصناعية (العتبات والسقوف والعتبات التى تحمل الونش . . . وغيرها) على حوامل خطية .

وقد لاقى إنتاج الألواح الخرسانية المسلحة سقوف وجدران المبانى المدنية والصناعية بطريقة الغرف (chamber method) انتشاراً واسعاً فى التطبيق العملى فى الاتحاد السوفييتى وفى الخارج . وتنتج القطع على حامل ثابت ، فى قوالب معدنية عمودية يتسع كل منها لحزمة من الألواح تضم ما يتراوح بين ٨ و ١٠ ألواح وأكثر . ويجرى تركيب الغرف وفكها بطريقة آلية . وأثناء عملية تجميع الغرف ،

توضع فى أقسامها هياكل التسليح التى لها نفس أبعاد اللوح . ويتم صب القطع بالخليط الخرسانى اللدن ، الذى ينقل بدفعه خلال مواسير ضغط الهواء . وبفضل الوضع العمودى للصب ، يكون سطح الألواح منتظماً وأملس .

ويعتبر تجهيز الألواح الرقيقة للسقوف والجدران بطريقة الإنتاج بالهز (vibro - packing method) ، التى ابتكرها وطبقها المهندس السوفييتى ن . كزلوف ، من التطورات المطردة لتكنولوجية صناعة القطع الخرسانية المسلحة السابقة الصنع .

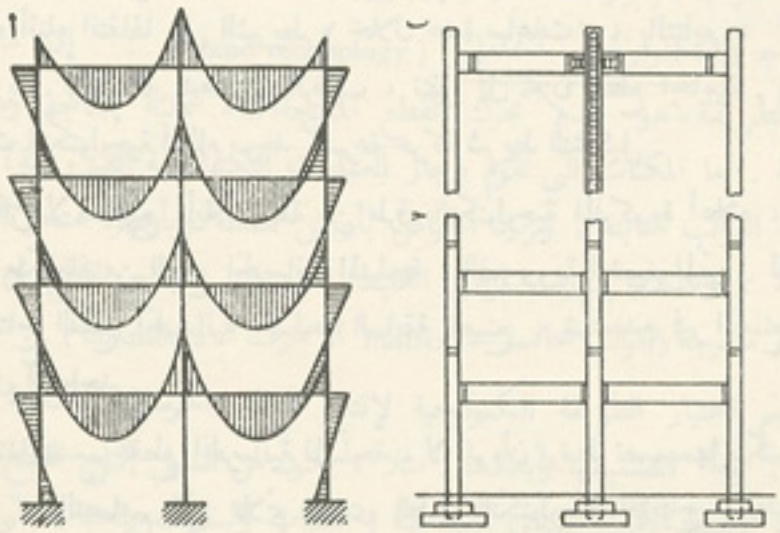
ويمكن تجهيز القطع الخرسانية المسلحة على شريط مستمر الحركة (أملس أو متعرج ، يكون سطحه بمثابة قالب القطعة المنتجة فبعد وضع هيكل التسليح ، يتم هز ورص الخرسانة المنقولة إلى الشريط ، بمساعدة هزازات (أذرع رجاجة) مثبتة فى الأعلى . إن القطع المصبوبة (المشكلة) ، المغطاة من أعلى والمدفّاة من أسفل ، تكتسب أثناء انتقالها على الشريط (خلال عدة ساعات) ، بالتتابع ، المقاومة الضرورية . وبعد تبريدها على الرفوف ، تنقل إلى مخزن القطع الجاهزة . وتخضع العمليات التكنولوجية لنظام موحد كسرعة حركة شريط التشكيل .

ولكن لا نستطيع بأية طريقة من طرق التكنولوجية المذكورة أعلاه ، إنتاج مجموعة متكاملة من القطع الخرسانية المسلحة ، الضرورية لتشييد المبنى . لذلك ، فعند إنتاج القطع الخرسانية المسلحة السابقة الصنع ، تستخدم فى المصنع طرق مختلفة فى آن واحد .

وعند تصميم القطع الخرسانية المسلحة ، لا بد وأن يرتبط تصميمها بتكنولوجية الإنتاج . فالتصاميم التى تلائم إحدى الطرق التكنولوجية للإنتاج ، قد تكون أقل ملاءمة للطريقة الأخرى . مثلا ، يمكن تجزئة هيكل المبنى المتعدد الطوابق إلى قطع مستقلة ، بقص العارضة فى الأماكن التى تكون فيها للعزوم أصغر قيم ممكنة (شكل ٧ — ٦ ، أ ، ب) . يضم العرض الإجمالى للقطعة المنتجة ، الكوابيل ، التى يزيد امتدادها من أبعاد الأعمدة عدة مرات . وفى ظروف الإنتاج بطريقتى الناقلة المتحركة والمكنات المتتابعة ، يعتبر العمود ذو الكوابيل البارزة (الناتئة) جداً ، غير مكيف للإنتاج ، لأن عرض الناقلات المتحركة لخط التجميع ،

يتسع لعمود واحد فقط ، ونظراً لذلك ، يقل حجم الإنتاج (بالأمتار المكعبة) .

إن تجزئة هياكل المبانى المتعددة الطوابق إلى قطع مستقيمة ، يجعلها أكثر تكييفاً للإنتاج بالنسبة لطريقتى الناقلة المتحركة والمكنات المتتابعة (شكل ٧ — ٦ ، حـ) . ومع أن عزوم الانحناء والقوى العرضية تزداد فى هذه الحالة زيادة كبيرة فى أماكن القطع ، الأمر الذى يتطلب اهتماماً أكبر بنوعية العمل عند التركيب ، إلا أن مثل هذا الحل يرفع كثيراً من إنتاجية المصانع عند إنتاج قطع الهيكل ، ولذلك يعتبر حلا نموذجيًا . وفى ظروف الإنتاج على الحامل فى ساحات الصب ، يمكن إنتاج الأعمدة ذات الكابولات بسهولة نوعاً ما ، وتكون فى هذه الحالة مكيفة للإنتاج .



شكل ٧ — ٦ . الرسم البيانى للعزوم والرسم التخطيطى لتجزأة الإطار المتعدد الطوابق إلى قطع سابقة الصنع

إن تصميم قضبان التسليح والرقائق الفولاذية لا يقل أهمية بالنسبة لتكنولوجية إنتاج القطع . وعند تعيين نوع هيكل التسليح ، يجب أن نأخذ فى الاعتبار نوع المكنات التى ستستخدم فى عملية إنتاجه .

٢ — تكييف الإنتاج للتركيب (producibility in erection)

يجب أن تكون القطع الخرسانية المسلحة مكيفة للإنتاج ، ليس عند صنعها فحسب ، بل وعند تركيبها كذلك . أى يجب أن يساعد تصميمها على سهولة وضعها وتثبيتها فى الوضع المصمم .

فى حالات معينة تتوقف تجزئة الإنشاء إلى قطع سابقة الصنع ، بصورة خاصة ، على متطلبات تكييف الإنتاج للتركيب ، مثلا ، لسهولة تركيب أعمدة هيكل المبنى المتعدد الطوابق ، يتم وصلها على ارتفاع يتراوح بين ٦٠٠ و٧٠٠ مم عن مستوى سطح السقف ، بغض النظر عن أن عمل مثل هذا الوصل بموجب الشروط الاستاتيكية لعمل الهيكل ، يكون أكثر منطقية ، فى القسم المتوسط من طول العمود ، حيث تكون لعزم الانحناء قيمة صغرى (انظر الشكل ٧ — ٦) .

ولا تصمم وصل القطع السابقة الصنع بحساب تأمين المقاومة الضرورية فحسب ، بل وبحساب قابلية تكييف الإنتاج للتركيب كذلك — بتقليل حجم التركيب وتجنب الأعمال التى تتطلب جهداً كبيراً فى عملية الصب المقبلة .

وعند تصميم القطع السابقة الصنع ، يجب التفكير بالأجهزة اللازمة لرفعها عند النقل والتركيب ، أى عرى تركيب من الفولاذ الطرى مثبتة فى هيكل التسليح ، وفتحات نافذة فى القطعة . . وغير ذلك .

وتعين أماكن وضع عرى التركيب وكذلك فتحات التعليق ، مع حساب العمل الاستاتيكى للقطع أثناء عملية نقلها وتركيبها .

٣ — عمل قطع المنشآت الخرسانية المسلحة أثناء عملية النقل والتركيب

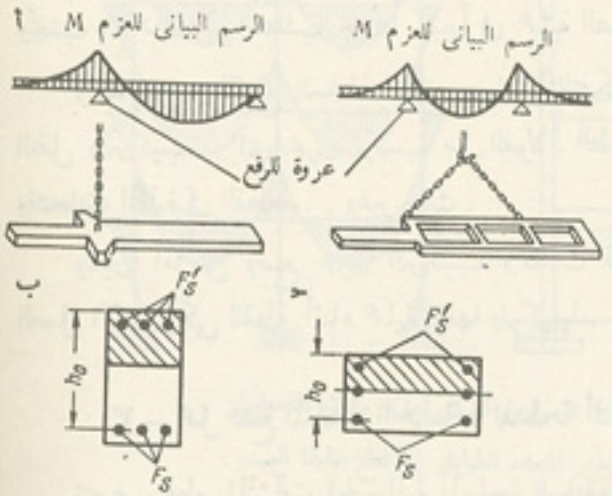
تتعرض قطع المنشآت الخرسانية المسلحة السابقة الصنع لتأثيرات قوى مختلفة ، وذلك قبل نصبها وتثبيتها النهائى فى الشكل المصمم ، وخاصة أثناء عملية إخراجها من القوالب وعند رفعها وشحنها وتخزينها . . . وغير ذلك ، وقد تكون لها حينذاك ، مخططات حسابية ، تختلف عن مخططاتها الحسابية فى الشكل المصمم .

وفى المنشآت المصممة بشكل منطقى ، وبغض النظر عن قيمة وعلامة القوى التى تظهر عند التركيب ، لانكون بحاجة إلى تسليح إضافى أو إلى زيادة أبعاد المقطع .

وعند حساب قوى التركيب ، يعتبر الوزن الذاتى للقطعة هو الحمل الرئيسى ، ويكون له طابع ديناميكى لأنه يؤثر حالا ، وبصورة كلية فى لحظة رفعها . وعند حساب المنشآت السابقة الصنع ، تبعاً للقوى التى تظهر أثناء الشحن والتركيب ، يؤخذ الوزن الذاتى للقطعة فى الحساب ، مع إدخال معامل ديناميكى قيمته ١,٥٠ ، وعندئذ يؤخذ معامل تجاوز التحميل للوزن الذاتى ، مساوياً للواحد .

إن القطعة التى تتميز أكثر من غيرها ، والتى تختلف حالة إجهادها فى الشكل اختلافاً تاماً عن حالة إجهادها أثناء الشحن والرفع ، هى الأعمدة .

إن العمود فى الشكل المصمم على الانضغاط المركزى أو اللامركزى ، وعند الشحن والرفع ، يعمل على الانحناء ، كالعتبة المحملة بحمل موزع من الوزن الذاتى (شكل ٧ — ٧ ،أ) .



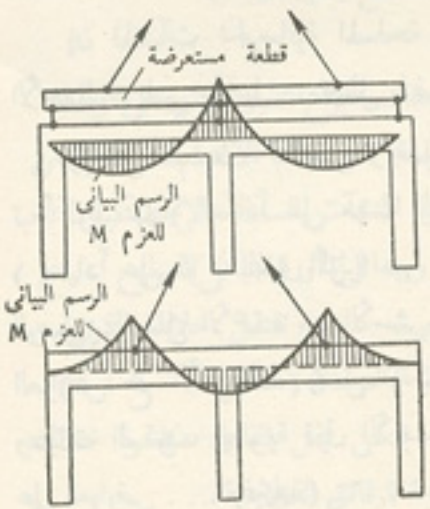
شكل ٧ — ٧ . المخططات التصميمية للعمود أثناء عملية التركيب

وكذلك قد يختلف المقطع المصمم للقطعة عند التركيب ، اختلافاً جوهرياً ، عن المقطع المصمم فى حالة العمل (الاشتغال) .

ويبين الشكل (٧ — ٧ ، ب) المقطع المصمم فى حالة العمل ، للعمود الذى

تناولناه بالبحث كمثال ، أما فى حالة التركيب . فيكون الارتفاع المصمم للمقطع أقل مما هو عليه ، وتبعاً لذلك ، تتغير المساحات المصممة لقضبان التسليح F_s و F'_s (شكل ٧ — ٧ ، حـ) . عند ذلك ، قد يبدو لنا أن قضبان التسليح الموضوعة طبقاً لحساب القوى فى حالة العمل ، غير كافية لضمان المقاومة فى حالة التركيب . عندئذ ، لابد وأن تتخذ فى التصميم ، إجراءات تتعلق بتغيير مخطط حساب العمود عند التركيب ، بحيث لانحتاج إلى قضبان تسليح إضافية ، تكون عديمة الفائدة فى حالة العمل . وهذه الإجراءات هى : تغيير وضع أماكن التعليق عند الرفع ، تغيير وضع ألواح الارتكاز (supporting plates) المستخدمة عند الشحن ، والتخزين ، واستخدام أدوات معينة (قطع مستعرضة traverses وكلابات) لشحن ورفع القطع . . . وغير ذلك . مثلا ، من الملائم ، وضع العرى فى العمود من أطرافه إلى وسطه . عندئذ ، يعمل العمود عند رفعه ، كعتبة وحيدة الباع ذات كوابيل (برسم بيانى للعزوم ذى علامتين) ، وتصبح قيمة عزوم الانحناء أقل مما هى عليه فى المخطط الوحيد الباع .

وكمثال على اختيار مخطط التصميم طبعاً لعملية التركيب ، نحلل الوضع الممكن لأماكن التعليق ، عند رفع إطار ذى امتدادين (شكل ٧—٨). وباستخدام القطع المستعرضة ، يمكن مسك الإطار من مفاصله . عندئذ تبقى علامات وطبيعة الرسم التخطيطى لعزوم الانحناء فى العارضات ، كما هى عليه فى حالة العمل . ولذلك ، تكون مقاومة الإطار أثناء عملية التركيب مضمونة دون تسليح إضافى . وإذا أمسكنا الإطار بدون قطع مستعرضة ، بصورة مباشرة فى نقطتين من العارضة ،



شكل ٧ — ٨ . المخططات التصميمية للإطار أثناء عملية التركيب

عندئذ تتغير طبيعة وعلامات الرسم البيانى للعزوم ، وتظهر فى أعلى منتصف امتداد العارضة ، قوى شد تتطلب تسليحاً إضافياً ، لايستفاد منه فى حالة العمل .

إن القطع التى لها فى حالة العمل ارتفاع كبير جداً ، وعرض مقطعها صغير نسبياً (العتبات العميقة (deep beam) ، الجمالونات ، وألواح الجدران . . وغيرها) ، تشحن عادة بوضعها فى حالة العمل (على الضلع) ،لأن سعتها الحملية فى الوضع الأفقى صغيرة جداً ، ولا يمكن للإجراءات المذكورة ، المتعلقة بتغيير مخطط الحساب عند التركيب ، أن تكون فعالة .

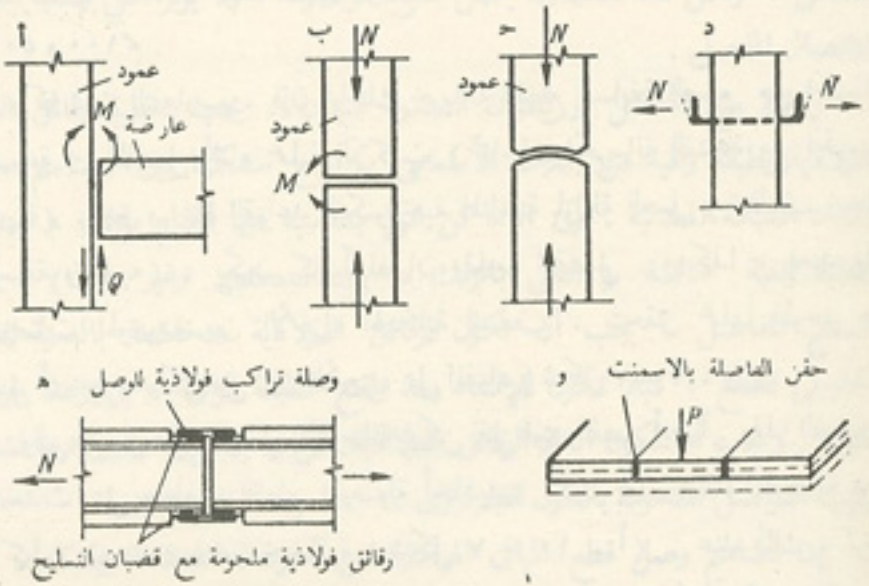
وتبعاً لما ذكرناه ، فعند تصميم المنشآت الخرسانية المسلحة السابقة الصنع ، يجب أن نعين بالإضافة إلى المقاومة المصممة للخرسانة ، المقاومة المسموح بها للقطع المنتجة فى المصنع (مقاومة المكعب فى لحظة نزع القالب) . وفى الرسوم التنفيذية للمنشآت ، يجب أن تبين أبعاد مساحات الارتكاز ووسائل ارتكاز القطع وأماكن التعليق عند الرفع والتجميع وأماكن الارتكاز عند الشحن والتخزين .

البند الثالث والعشرون ـ مبادئ تصميم وصل القطع السابقة الصنع

إن المنشآت الخرسانية المسلحة ، المجمعة من قطع مستقلة ، تحت تأثير الأحمال ، لمبنى متماسك ، تعمل بفضل الوصل التى تحقق لها ترابطاً جيداً .

ويمكن تصنيف مفاصل ووصل المنشآت الخرسانية المسلحة السابقة الصنع ، تبعاً لوظيفتها (اعتماداً على مهمة القطع الموصولة) ، وتبعاً لحسابها وتصميمها (اعتماداً على نوع القوى المؤثرة فيها) . فتبعاً للوظيفة ، توجد الأنواع التالية من الوصل : وصل الأعمدة مع الأسس ، وصل الأعمدة مع بعضها البعض ، وصل العوارض مع الأعمدة ، وصل ارتكاز العتبات التى تحمل الأوناش والجمالونات وعتبات السقوف العلوية فوق الأعمدة ، وصل ارتكاز الأجزاء الهيكلية (الألواح على العوارض . . . وغيرها) .

وتبعاً للحساب والتصميم ، توجد الأنواع التالية من الوصل : وصل تعمل على الانحناء مع قوة عرضية ، مثلا فى الارتباط الجاسئ للعارضة مع العمود (شكل ٧ ـ ٩، أ) ، وصل تتحمل الانضغاط اللا مركزى أو المحورى ، مثل وصل الأعمدة (شكل ٧ـ٩ ب ،حـ) ، وصل تتحمل الشد ، مثل وصلة الوتر المشدود للجمالون (شكل ٧ ـ ٩، د) وغيرها .



شكل ٧ ـ ٩ . أنواع وصل القطع السابقة الصنع والقوى المؤثرة فيها

وعند تصميم الوصل ، يجب قبل كل شىء حساب أنواع القوى المؤثرة على الوصلة .

وتنتج الوصل التى تتحمل قوى الشد المصممة ، بلحام الأقسام المقتطعة من قضبان التسليح أو بلحام الرقائق الفولاذية . وفى المنشآت السابقة الإجهاد ، تمد خلال قنوات أو أخاديد القطع الموصولة حزم وجدائل أو قضبان التسليح ، مع شدها فيما بعد . وتصمم الوصل الملحومة ، بحيث عندما تنتقل خلالها القوى ، لا تنثنى الرقائق الفولاذية لوصل التراكب أو تتحفر الخرسانة (شكل ٧ ـ ٩ ، ه) .

وفى الوصل التى تعمل على الانضغاط ، يمكن نقل القوى مباشرة خلال السطوح الخرسانية ، وكذلك خلال الوصل الملحومة للرقائق الفولاذية .

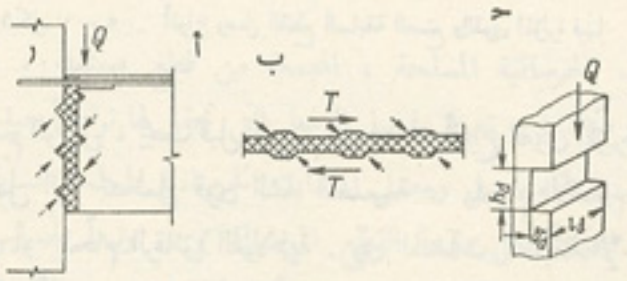
وكقاعدة ، تغطى وصل القطع السابقة الصنع ، بغض النظر عن طريقة نقل القوى ، بالخليط الخرسانى أو بالملاط .

وإن أفضل الطرق لتغطية تجاويف الوصل بالملاط ، هى دفعه بواسطة الضغط . ومن المنطقى جداً ، استخدام الأسمنت القابل للتمدد .

وتعين أبعاد الفواصل بين القطع الموصولة ، بحيث تكون قليلة على قدر الإمكان . وتحدد قيمتها عادة ، تبعاً لسهولة وضع الخليط الخرسانى فى الوصلة ، وتتراوح بين ٥٠ و١٠٠مم .

وكما تبين التجارب ، فإن تماسك خرسانة القطع السابقة الصنع مع الخرسانة الموضوعة فى المفصل أثناء عملية التركيب (تماسك الخرسانة القديمة مع الخرسانة الحديثة) ، مع مراعاة القواعد التكنولوجية المناسبة لمزاولة العمل (تنظيف سطح الخرسانة وترطيبه) ، يكون كافياً لضمان مقاومة المفصل . وهكذا ، فعند ملء الخلوصات الموجودة بين الأجزاء الهيكلية للسقف ، يتحقق عملها الموحد عند تحميل أى جزء هيكلى من تلك الأجزاء على انفراد (شكل ٧ — ٩ ، و) .

وعن طريق ملء الوصل بالخرسانة يمكن نقل قوى القص أيضاً . ولهذا الغرض ، تستحدث على سطوح القطع الموصولة أخاديد ، تكون بعد تصلد الخرسانة دسراً أو كويلات (dowels) خرسانية (شكل ٧ — ١٠ ، أ) . عند ذلك ، ترتب



شكل ٧ — ١٠ . الدسر (الكويلات) الخرسانية

(أ و ب) مخطط انتقال قوى القص عن طريق الدسر الخرسانية ، (حـ) الأبعاد الهندسية للدسار الخرسانى

الأخاديد ، بحيث تعمل خرسانة الدسر فى المقطع المائل ، على الانضغاط . وفى بعض الحالات ، يسمح باستخدام الدسر الخرسانية لوصل العارضات مع

الأعمدة ، ولكنها ملائمة جداً لوصل البلاطات ، ووصل الأجزاء الهيكلية للسقوف بالخرسانة لزيادة جسوءة السقف فى المستوى الموجودة فيه (شكل٧ — ١٠ ، ب) .

وعند إنتاج الوصل الملحومة ، تلاحظ فى الرقائق الفولاذية درجة حرارة موضعية عالية . وتبعاً لذلك ، تتعرض الخرسانة المحيطة بها للتسخن . وقد بينت الأبحاث التجريبية على أن المقاومة الميكانيكية للخرسانة ، تقل بعض الشىء تحت تأثير التسخن ، ولكن هذا التضاؤل يحمل طابعاً موضعياً ، ولا يؤثر على السعة الحمالية للاتصال المفصلى .

وبغية منع التآكل أو لضمان الصمود للنيران ، يجب تغطية رقائق الوصل الفولاذية بطبقة واقية من الملاط الأسمنتى يتراوح سمكها بين ٢و٣سم ، على امتداد الشبكة المعدنية . وفى الأماكن التى يصعب فيها القيام بذلك ، تستخدم أغطية واقية خاصة (الطلى بالزنك — galvanizing وغير ذلك) . وعند تصميم المفاصل ، يجب أن تكون الرقائق الفولاذية منخفضة بالنسبة للسطح الخارجى للقطع ، كيلا تكون للإنشاء بعد وضع الطبقة الواقية ، بروزات موضعية كبيرة . ويجب أن تكون أبعاد الرقائق الفولاذية أقل ما يمكن ، وتعين تبعاً لشروط ترتيب الفواصل الملحومة بالطول الضرورى .

إن تصاميم وصل قطع المبانى الهيكلية من الخرسانة المسلحة يجب أن تحقق ربطاً سريعاً وثابتاً فى حالة عمل جميع القطع المركبة بمساعدة أدوات بسيطة (موصلات وغيرها) ، دون استخدام روافد (rafters) . عند ذلك يجب أن يؤمن تصميم الوصل ، إمكانية نقل قوى التركيب . وذلك يخص بالدرجة الأولى وصل الأعمدة ، التى ينتقل إليها أثناء التركيب ، الوزن الذاتى والأحمال الناتجة عن المنشآت العلوية .

وفى الوصل الملحومة ، يتم لحام الفواصل الرئيسية الفعالة فى وضع سفلى أو عمودى . وتستخدم للمفاصل والوصل المصبوبة ، قوالب بسيطة مجهزة ، كما يجب ترتيب الوصل فى الأماكن الملائمة لنقل وتعبئة الخليط الخرسانى أو الملاط .

البند الرابع والعشرون ـ فواصل التشوه

بتغير درجة الحرارة، تتشوه المنشآت الخرسانية المسلحة ـ تتقلص أو تتمدد ـ كما أنها تتقلص نتيجة لانكماش الخرسانة . وعند هبوط الأساسات غير المنتظم فى الاتجاه العمودى ، تتحرك تبعاً لذلك أجزاء الإنشاء .

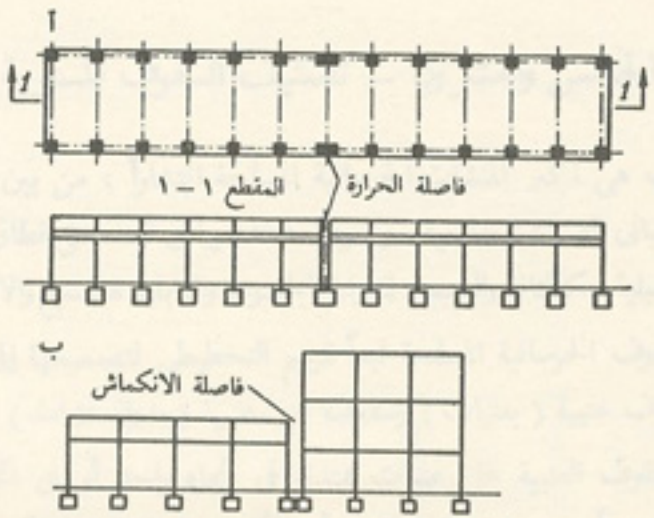
إن المنشآت الخرسانية المسلحة ، هى فى معظم الحالات ، عبارة عن نظام غير محدد إستاتيكياً ، ولذلك تظهر فيها ، نتيجة لتغير درجة الحرارة ولانكماش الخرسانة وكذلك لهبوط الأساسات غير المنتظم ، إجهادات إضافية ، قد تؤدى إلى ظهور الشقوق أو إلى انهيار أجزاء الإنشاء .

ولغرض تقليل الإجهادات الناتجة عن تغير درجة الحرارة وعن الانكماش ،

المسافات القصوى المسموح بها بين فواصل الحرارة والانكماش ، فى المنشآت الخرسانية المسلحة ، دون أخذها فى الحساب

نوع الإنشاء	المسافات بين الفواصل بالأمتار	
	فى داخل المبانى المدفأة أو فى التربة	فى المنشآت المكشوفة وفى المبانى غير المدفأة
المنشآت الهيكلية السابقة الصنع ، ويضمنها المنشآت المجمعة مع سقوف معدنية وخشبية	٦٠	٤٠
المنشآت السابقة الصنع المتراصة	٥٠	٣٠
المنشآت المصبوبة والمنشآت الهيكلية المؤلفة المنتجة من الخرسانة الثقيلة	٥٠	٣٠
كذلك ، المنتجة من الخرسانة الخفيفة	٤٠	٢٥
المنشآت المصبوبة والمؤلفة المتراصة المنتجة من الخرسانة الثقيلة	٤٠	٢٥
كذلك ، المنتجة من الخرسانة الخفيفة	٣٠	٢٠

تقسم المنشآت الخرسانية المسلحة بطولها وعرضها إلى أجزاء مستقلة (بلوكات) بواسطة فواصل للحرارة والانكماش . وإذا لم تزد المسافة بين فواصل للحرارة والانكماش على الحدود المبينة فى الجدول ، فبالنسبة للمنشآت العادية وكذلك للمنشآت السابقة الإجهاد من الدرجة الثالثة لمقاومة التشقق ، يمكن عندئذ عدم حساب درجة الحرارة والانكماش .



شكل ٧ – ١١ . فواصل التشوه

وللمنشآت السابقة الإجهاد من الدرجتين الأولى والثانية لمقاومة التشقق ، يجب فى جميع الأحوال ، تعيين المسافات بين فواصل الحرارة والانكماش ، استناداً إلى حساب مقاومة التشقق فى المنشآت . ولكى نسمح بالتشوهات الحرة لأجزاء الإنشاء تستحدث فواصل الحرارة والانكماش بكامل ارتفاع المبنى ـ من السقف إلى مستوى الأساس ، فاصلين بذلك السقوف والجدران .

وعادة تجهز فاصلة الحرارة والانكماش بعرض يتراوح بين ٢ و٣ سم ، ثم حشوها بمواد خاصة؛ إن أكثر فواصل الحرارة والانكماش دقة تنفذ بإقامة أزواج من الأعمدة والعتبات بها ، (شكل ٧ – ١١ ، ا) .

وتجهز فاصلة الهبوط بين أجزاء المبنى المقاومة ، عند اختلاف نوع التربة ، أو التى تختلف ارتفاعاتها كثيراً ، وتفصل الأساسات أيضاً بهذه الفاصلة (انظر الشكل ٧ – ١١،ب) . وفواصل الهبوط ضرورية أيضاً عند لصق (تعشيق) المبنى المقام من جديد بالمبنى القديم . وفاصلة الهبوط ، هى فى نفس الوقت فاصلة حرارة وانكماش .

الفصل الثامن

إنشاء السقوف المستوية

البند الخامس والعشرون – تصنيف السقوف المستوية

إن السقوف هى أكثر المنشآت الخرسانية المسلحة انتشاراً ، من بين المنشآت المستخدمة فى المبانى الصناعية والمدنية . ويعود استخدامها فى البناء على نطاق واسع ، إلى مزاياها التشغيلية –كالمتانة والصمود للنيران والجسوءة والقابلية للتصنيع والاقتصادية.

وتقسم السقوف الخرسانية المسلحة تبعاً للرسم التخطيطى لتصميمها إلى قسمين أساسيين : سقوف عتبية (بعتبات) وسقوف غير عتبية (بدون عتبات) .

وتحتوى السقوف العتبية على عتبات ممتدة فى اتجاه واحد أو فى اتجاهين ، ويكون عملها موحداً مع عمل البلاطات أو الألواح السقفية المرتكزة عليها . وفى السقوف غير العتبية ، ترتكز بلاطات التسقيف مباشرة على الأعمدة ، مع زيادة فى سمك مساحة الارتكاز ، تسمى بتاج العمود (capital) .

ويمكن إنتاج هذه السقوف والسقوف الأخرى بحيث تكون سابقة الصنع أو مصبوبة أو مؤلفة .

وتختلف مخططات تصميم السقوف المستوية ، عندما تكون مصبوبة أو سابقة الصنع . والأنواع الرئيسية للسقوف ، تصنف كما يلى :

١ – السقوف العتبية السابقة الصنع .

٢ – السقوف المضلعة المصبوبة ، ذات البلاطات العتبية .

٣ – السقوف المضلعة المصبوبة ، ذات البلاطات المرتكزة على محيطها .

٤ – السقوف العتبية المؤلفة .

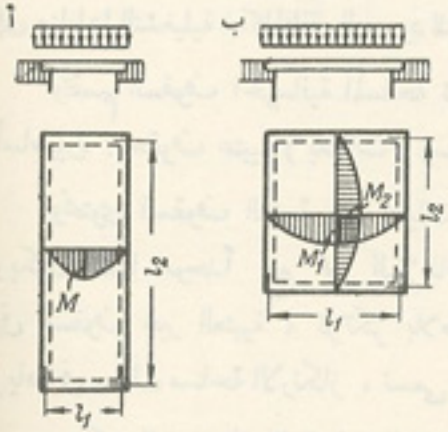
٥ – السقوف غير العتبية السابقة الصنع .

٦ – السقوف غير العتبية المصبوبة .

٧ – السقوف غير العتبية المؤلفة .

وقد تكون البلاطات الداخلة فى تركيب القطع الإنشائية للسقف ، تبعاً لنسبة أضلاع محيط ارتكازها ، كما يلى :

(ا) عندما تكون نسبة الأضلاع $3 < l_2 / l_1$ – تكون البلاطات عتبية – one - way slab – (شكل ٨ – ١ ، أ) ، تعمل على الانحناء فى اتجاه الضلع الأصغر ، وتهمل قيمة عزم الانحناء فى اتجاه الضلع الأكبر ، نظراً لصغرها .



شكل ٨ – ١ . الرسوم التخطيطية للبلاطات

(ب) عندما تكون نسبة الأضلاع $3 \geqslant l_2 / l_1$ – تكون البلاطات مرتكزة على المحيط – two - way slab – (شكل ٨ – ١ ، ب) ، تعمل على الانحناء فى اتجاهين ، ومسلحة بقضبان فعالة متقاطعة (متشابكة) .

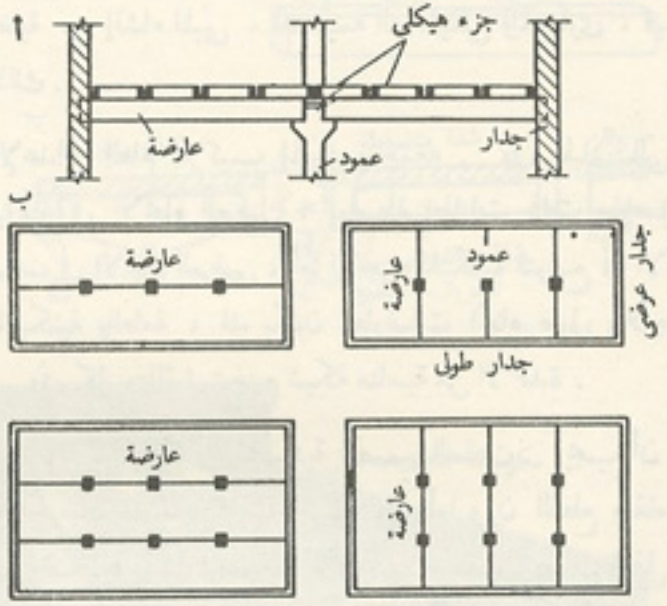
وفى إنشاء المبانى ، غالباً ما تستخدم فى الوقت الحاضر ، السقوف السابقة الصنع التى تمتاز بقابلية تصنيع عالية . أما السقوف المصبوبة فتستخدم بصورة نادرة ، وبشكل رئيسى فى المبانى المشيدة بموجب التصاميم الفردية (غير النموذجية) ، وكذلك فى المبانى ، المعرضة لمؤثرات ديناميكية كبيرة .

ويتم اختيار نوع تصميم السقف ، فى كل حالة ، اعتماداً على وظيفة المبنى ، وقيمة وطبيعة الأحمال المؤثرة ، والظروف المحلية وحالة القاعدة الإنتاجية (المصنع) وغير ذلك .

البند السادس والعشرون – السقوف العتبية السابقة الصنع

١ – جمع مخططات إنشاء السقف

إن الأجزاء الهيكلية (الألواح) ، والعتبات التى تحملها ، والتى تسمى بالعارضات أو بالعتبات الرئيسية (شكل ٨ – ٢ ، أ) تدخل ضمن إنشاء السقف العتبى



شكل ٨ – ٢ . السقوف العتبية السابقة الصنع

السابق الصنع . وتستند العارضات إلى الأعمدة والجدران ، وقد يكون اتجاه العارضات طولياً (بامتداد المبنى) ، أوعرضياً (شكل ٨ – ٢ ، ب) . وتشكل العارضات مع الأعمدة ، الإطارات (الهياكل) .وقد يكون للسقف فى الاتجاه العرضى ، باعان (spans) أو ثلاثة أبواع فى المبانى السكنية والمدنية ، وخمسة أو ستة

ابواع فى المبانى الصناعية . ويعتمد عدد ابواع السقف فى الاتجاه الطولى بمعلومية الطول الإجمالى للسقف ، على الخطوة المتخذة للمساند .

وتحدد أبعاد شبكة الأعمدة ، كما ذكرنا فى الفصل السابع ، على أساس النظام القياسى الموحد .

إن إعداد المخطط الإنشائى للسقف ، يتلخص فى اختيار اتجاه العارضات وتثبيت أبعاد شبكة الأعمدة ، التى تحدد ابواع الأجزاء الهيكلية (الألواح) والعارضات . وعند إعداد المخطط الإنشائى للسقف ، يجب أخذ العوامل التالية فى الاعتبار :

١ ــ الغاية من إنشاء المبنى ، تصميمه التخطيطى والمعمارى ، قيمة الأحمال الوقتية وغير ذلك .

٢ ــ الإعداد العام لتركيب المبنى بأجمعه . وفى المبانى التى تستحدث جسوءتها الفراغية فى الاتجاه العرضى ، بواسطة إطارات ذات مفاصل جاسئة ، توضع العارضات فى الاتجاه العرضى ، أما الأجزاء الهيكلية فتوضع فى الاتجاه الطولى . وفى المبانى السكنية والعامة ، قد يكون للعارضات اتجاه طولى وللأجزاء الهيكلية اتجاه عرضى . وفى كل حالة تستخدم شبكة مناسبة من الأعمدة .

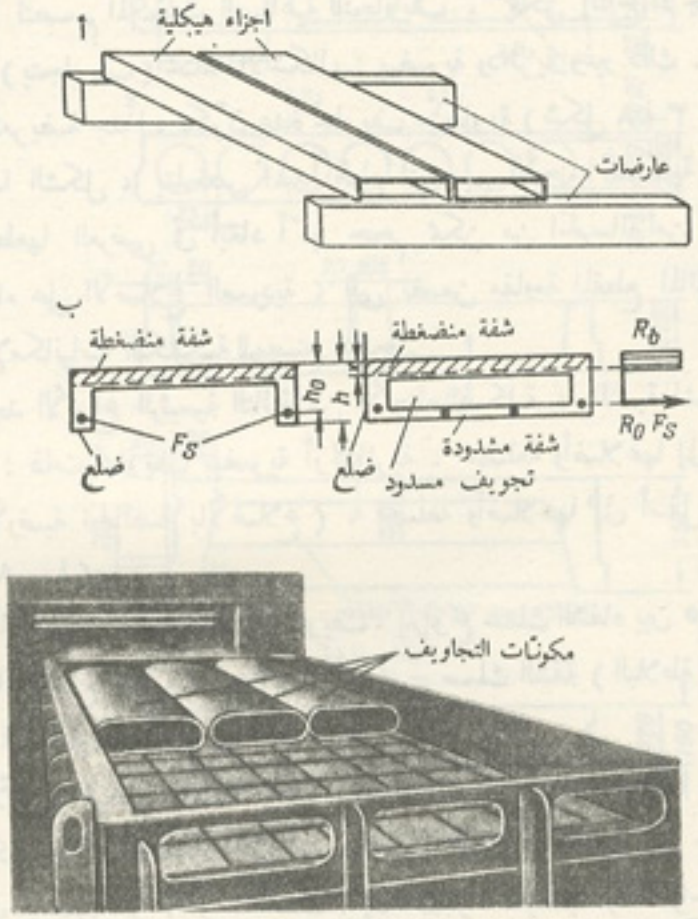
٣ ــ الدلائل التكنيكية والاقتصادية لتصميم السقف . يجب أن نستهلك أقل ما يمكن من الخرسانة المسلحة لإنشاء السقف ، أما وزن القطع ومقاساتها فيمكن أن تكون أكثر ضخامة وذلك تبعاً لحمولة أوناش التركيب ووسائل النقل .

وعند التصميم ، توضع عدة مخططات إنشائية مختلفة ، ويتم اختيار المخطط الأكثر اقتصاداً على أساس المقارنة .

إن مجموع ما يستهلك من الخرسانة والفولاذ فى إنشاء السقف الخرسانى المسلح ، يتكون من المواد المستهلكة فى إنشاء الأجزاء الهيكلية والعارضات والأعمدة . وتستهلك الأجزاء الهيكلية أكبر كمية من الخرسانة المسلحة ــ حوالى ٦٥٪ من الكمية العامة ــ ولذلك تكون للتصميم الاقتصادى لإنشاء الأجزاء الهيكلية ، أهمية كبرى .

٢ ــ تصميم الأجزاء الهيكلية للسقوف

بغية تقليل وزن الأجزاء الهيكلية للسقوف ، تصمم بحيث تكون خفيفة ــ بتجاويف أو بأضلاع بارزة فى المقطع العرضى (شكل ٨ ــ ٣ ، أ) . وعند إبعاد



شكل ٨ ــ ٣ . الأجزاء الهيكلية للسقوف

الخرسانة من منطقة الشد ، يبقى فقط ضلع ، بالعرض اللازم لوضع الهياكل الملحومة ، وتأمين مقاومة المقطع المائل للأجزاء الهيكلية . وعند ذلك ، تعمل الأجزاء

الهيكلية بطول باعها بين العارضات على الانحناء ، كالعتبات التى مقطعها على شكل — T (شكل ٨ — ٣ ، ب) .

وتعمل الشفة العليا للجزء الهيكلى ، كذلك على الانحناء الموضعى بين الأضلاع . وتستحدث الشفة السفلى ، المكونه للتجويف المسدود ، عند ضرورة إنشاء سقف أملس .

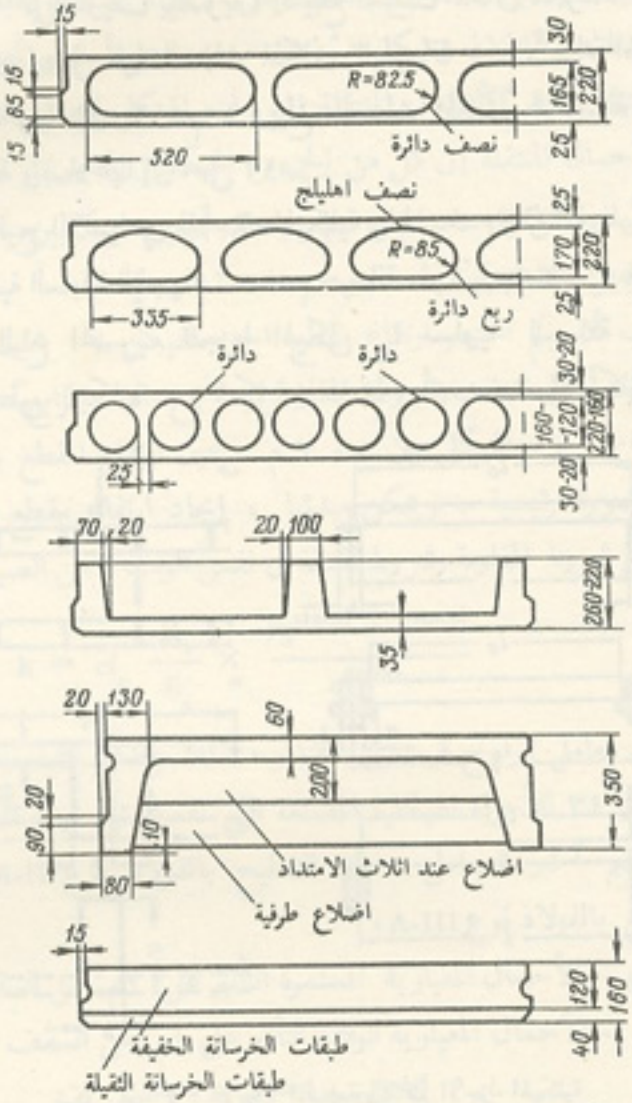
وتبعاً لتصميم المكونات الصناعية للتجاويف ، يمكن إنتاج الأجزاء الهيكلية بفراغات (بتجاويف) مختلفة الأشكال : بيضوية ودائرية وغير ذلك . وفى الأجزاء الهيكلية العريضة جداً ، تكوّن عدة تجاويف متجاورة (شكل ٨ — ٣ ، ج) .

وبهذا الشكل ، يتلخص المبدأ العام لتصميم الأجزاء الهيكلية مهما كان شكل مقطعها العرضى فى أبعاد أكبر حجم ممكن من الخرسانة من منطقة الشد مع الإبقاء على الأضلاع العمودية ، التى تضمن مقاومة المقطع المائل للقطعة ، بحسب الإمكانيات التكنيكية للمصنع المنتج .

وتوجد الأنواع الرئيسية التالية من الأجزاء الهيكلية ، بالنسبة لشكل مقطعها العرضى : ذات تجاويف بيضوية أو دائرية ، مضلعة وأضلاعها إلى أعلى (مع إنشاء الأرضية الخالصة بالأضلاع) ، مضلعة وأضلاعها إلى أسفل ، ومصمتة (شكل ٨ — ٤) .

فى الأجزاء الهيكلية ذات التجاويف ، يتراوح سمك الشفاه بين ٢٥ و ٣٠ مم ، وسمك الأضلاع بين ٣٠ و ٣٥ مم ، ويتراوح سمك الشفة (البلاطة) فى الأجزاء الهيكلية المضلعة وأضلاعها إلى أسفل ، بين ٥٠ و ٦٠ مم .

وللأجزاء الهيكلية المختلفة الأنواع ، عندما يكون طولها معلوماً ، يؤخذ العرض بحيث يكون ملائماً للحصول على تدرّجات فى الوزن ، لاتزيد على حمولة أوناش التركيب : ١,٥ أو ٣ أو ٥ أطنان . إن الأجزاء الهيكلية (الألواح) التى يبلغ عرضها ٣,٦ أو ٣,٤ م وامتدادها ٦ م ، تغطى غرفة سكنية تغطية تامة . ويصل وزن مثل هذه الأجزاء الهيكلية ذات التجاويف البيضوية إلى ٥ أطنان . وتستخدم الأجزاء الهيكلية ذات التجاويف أو المصمتة (التى تسمح بتكوين سقف أملس) للمبانى السكنية والمدنية . أما الأجزاء الهيكلية المضلعة أضلاعها إلى أسفل ،



شكل ٨ — ٤ . المقاطع العرضية للأجزاء الهيكلية للسقوف

فتستخدم للمبانى الصناعية ، التى تزيد أحمالها الوقتية على ٥٠٠ كجم/ م٢ .

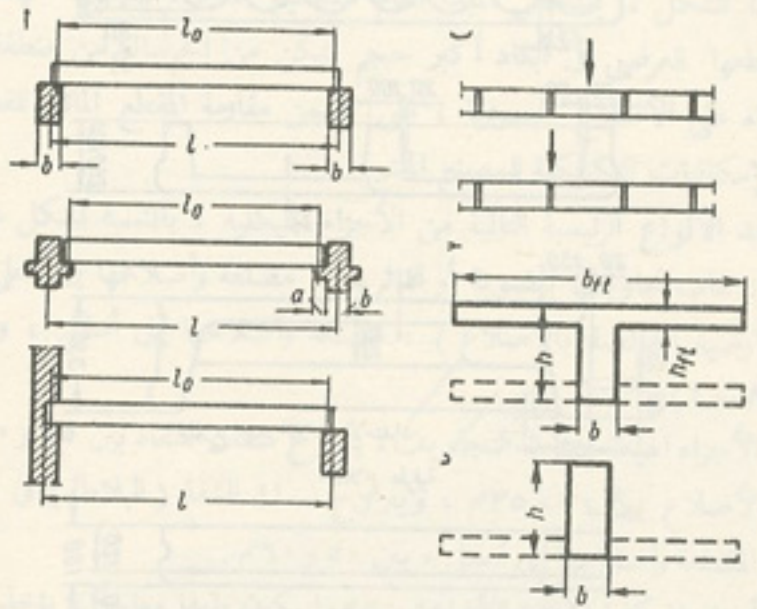
وتقيم اقتصادية الجزء الهيكلى بواسطة السمك المكافئ للخرسانة ، الذى ينتج من قسمة حجم خرسانة الجزء الهيكلى على مساحته .

إن أكثر الأجزاء الهيكلية اقتصادية من حيث استهلاك الخرسانة ، هى الأجزاء

الهيكلية المحتوية على تجاويف بيضوية، إذ يبلغ السمك المكافئ للخرسانة فيها ٨,٤سم، فى الوقت الذى يصل فيه السمك المكافئ للخرسانة فى الأجزاء الهيكلية ذات التجاويف الدائرية إلى ١٢سم . ويبلغ السمك المكافئ للخرسانة فى الأجزاء الهيكلية المضلعة وأضلاعها إلى أعلى ١٢سم .

وعند التسليح الاعتيادى للأجزاء الهيكلية ، تستخدم خرسانة ماركتها ٢٠٠ ، وللأجزاء الهيكلية السابقة الإجهاد تستخدم خرسانة ماركتها ٣٠٠ و ٤٠٠ .

ويؤخذ الباع المحسوب للجزء الهيكلى l_o مساوياً للمسافة بين محورى مسنديه — نقطتى ارتكازه — (شكل ٨ — ٥ ، أ) : عند الارتكاز فوق سطح



شكل ٨ — ٥ . الأنواع المصمتة ومقاطع الأجزاء الهيكلية

العارضة $l_o = l - b/2$ (حيث b — عرض العارضة) ، وعند الاتكاز على شفاه العارضة $l_o = l - a - b$ (حيث a — بعد الشفة) ، وعندما يكون أحد الطرفين مرتكزاً على العارضة ، والطرف الثانى مرتكزاً على الجدار ، يكون الامتداد المحسوب مساوياً للمسافة بين محور الارتكاز على الجدار ومحور الارتكاز على العارضة .

إن الأحمال المركزة (الحواجز الجدارية والمعدات وغيرها) ، المؤثرة على

أحد الأجزاء الهيكلية ، تتوزع كذلك على الأجزاء الهيكلية المجاورة بفضل تصلد خرسانة وصلات السقف (شكل ٨ — ٥ ، ب) . وعلى أساس المعطيات التجريبية ، يمكن اعتبار مقدار الأحمال المنتقلة إلى الجزء الهيكلى المحمل مساوياً لـ 0.5 P ، ومقدار الأحمال المنتقلة إلى كل من الجزءين الهيكليين المجاورين مساوياً لـ 0.25 P . أما الأحمال المركزة ، المؤثرة على وصلة جزءين هيكليين ، فتتوزع على هذين الجزءين بالتساوى .

ويجب أن يتم اختيار ارتفاع مقطع الجزء الهيكلى h ، بحيث تتحقق شروط الجسوءة أيضاً إلى جانب شروط المقاومة (راجع البند الرابع عشر) . وعندما يتراوح باع الجزء الهيكلى بين ٥ و ٧ م ، يعين ارتفاع المقطع بناء على متطلبات الجسوءة بصورة رئيسية . ويمكن مبدئيا ، إيجاد ارتفاع مقطع الجزء الهيكلى ، الذى يحقق شروط المقاومة وشروط المتانة فى نفس الوقت ، من الصيغة التالية :

$$h = c l_o \frac{R_s}{E_s} \times \frac{\theta g^{stand} + p^{stand}}{q^{stand}} \qquad .(٨ — ١)$$

حيث c — معامل تتراوح قيمته بين ١٨ و ٢٠ للأجزاء الهيكلية ذات التجاويف ، وبين ٣٠ و ٣٤ للأجزاء الهيكلية المضلعة التى تقع شفتها فى منطقة الانضغاط ، وتستخدم قيم أكبر للمعامل c عند التسليح بالفولاذ نوع A-II ، وقيم أصغر عند التسليح بالفولاذ نوع A-III ؛

g^{stand} — الأحمال المعيارية المستمرة التأثير على ١م^2 من السقف ؛

p^{stand} — الأحمال المعيارية الوقتية التأثير على ١م^2 من السقف ؛

$$q^{stand} = g^{stand} + p^{stand}$$

θ — معامل زيادة الانحناء عند التأثير المستمر للأحمال ؛ للأجزاء الهيكلية ذات التجاويف $\theta = ٢$ ، وللأجزاء الهيكلية المضلعة التى تقع شفتها فى منطقة الانضغاط $\theta = ١,٥$.

ويمكن مبدئيا تعيين ارتفاع مقطع الأجزاء الهيكلية السابقة الإجهاد ، بحيث يساوى :

$$\frac{1}{20}\, l_o = h \qquad \text{إلى} \qquad \frac{1}{30}\, l_o \qquad (٨-٢)$$

وعند حساب المقاومة تبعاً لعزم الانحناء، يكون عرض الضلع b مساوياً للعرض الإجمالى لجميع أضلاع الجزء الهيكلى ، ويؤخذ العرض المحسوب للشفة المنضغطة مساوياً للعرض الكلى للجزء الهيكلى (شكل ٨ — ٥ ، ج) . وإذا كان عرض الشفة المنضغطة صغيراً ، عندما تكون $h_{fl} / h \leqslant 0.1$ ، يجب ألا يزيد عرض الشفة الداخل فى الحساب على ما يلى :

$$b_{fl} = 12\ (n-1)\ h_{fl} + b \qquad (٨-٣)$$

حيث n — عدد الأضلاع فى المقطع العرضى للجزء الهيكلى .

وفى الجزء الهيكلى المضلع الذى أضلاعه إلى أسفل ، عندما يكون سمك الشفة $h_{fl} / h < 0.1$ ، ووجود أضلاع عرضية ، يؤخذ عرض الشفة الداخل فى الحساب ، مساوياً للعرض الكلى للجزء الهيكلى .

وبهذا الشكل ، يتحول حساب مقاومة الأجزاء الهيكلية ، إلى حساب مقطع على شكل — T تقع شفته فى منطقة الانضغاط . وفى أكثر الحالات يمر محور التعادل ضمن حدود سمك الشفة المنضغطة . ولذلك فبتعيين .

$$A_o = \frac{M}{R_s\ b_{fl}\ h_o^2}$$

نجد من الجدول قيم α و γ_o ، ونراجع الشرط $x = \alpha\ h_o \leqslant h_{fl}$ ثم نجد مساحة قضبان التسليح المشدودة :

$$F_s = \frac{M}{R_s\ \gamma_o\ h_o}$$

وفى الحالات التى يكون فيها $x = \alpha\ h_o > h_{fl}$ ، يقطع محور التعادل الضلع ،

ويجرى الحساب مع أخذ منطقة انضغاط الضلع فى الاعتبار (راجع الفصل الرابع) .

أما فى الجزء الهيكلى الذى أضلاعه إلى أعلى فيؤخذ العرض المحسوب للمقطع مساويا للعرض الإجمالى للأضلاع ، ويجرى الحساب كما فى حالة المقطع المستطيل (شكل ٨ — ٥ ؛ د) .

ويتم حساب قضبان التسليح العرضية للجزء الهيكلى ، بناء على شروط مقاومة المقطع المائل ، بواسطة العرض المحسوب للضلع b ، الذى يساوى العرض الإجمالى لجميع أضلاع المقطع .

وعند حساب الانحناء ، تحول مقاطع الأجزاء الهيكلية ذات التجاويف ، إلى مقاطع مكافئة على شكل — I . فللأجزاء الهيكلية ذات التجاويف الدائرية نجد المقطع المكافئ الذى على شكل — I من الشرط الذى يجعل مساحة الفتحة الدائرية التى قطرها d ، مساوية لمساحة الفتحة المربعة التى يساوى ضلعها h_1 (شكل ٨ — ٦ ، أ) . ومن هنا ينتج أن :

$$h_1 = \frac{d}{2}\sqrt{\pi} \approx 0.9\ d$$

ويحول مقطع الأجزاء الهيكلية ذات التجاويف البيضوية (شكل ٨ — ٦ ، ب) إلى مقطع مكافئ على شكل — I ، باستبدال المقطع البيضوى للتجويف بمقطع مستطيل بنفس المساحة وبنفس عزم القصور الذاتى ، مع مراعاة تطابق مركزى ثقل المقطع البيضوى وبديله المستطيل .

وبوضع الرموز التالية : b_1 و h_1 — عرض وارتفاع المستطيل المكافئ ، F و J — مساحة وعزم القصور الذاتى للمقطع البيضوى ، نستخرج القيم التالية :

$$F = b_1\ h_1 \quad ; \quad J = \frac{b_1\ h_1^3}{12} = \frac{F\ h_1^2}{12}$$

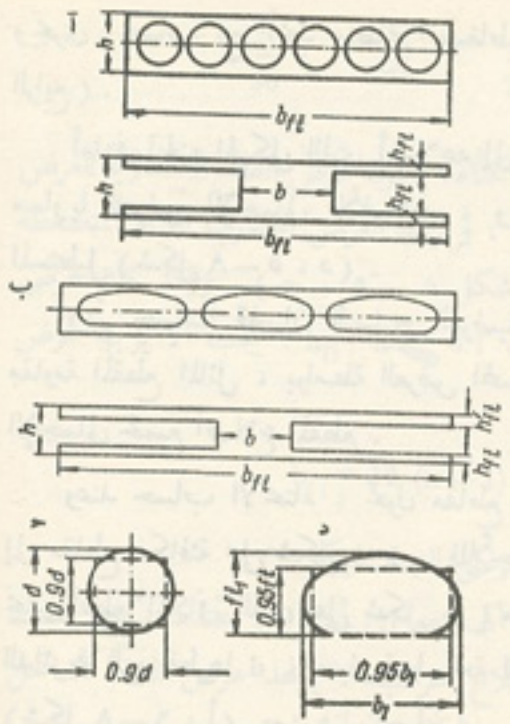
ومنها ينتج أن :

$$h_1 = \sqrt{\frac{12\,J}{F}} \; ; \; b_1 = \frac{F}{h_1}$$

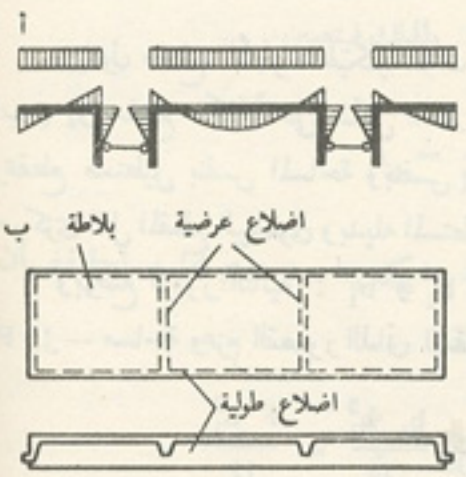
وللأجزاء الهيكليـــة ذات التجاويف التى يتراوح ارتفاع مقطعها h بين ١٥ و٢٥سم، ويصل عرض فتحاتها إلى ٥٠ سم، يمكن القيام بهذا التحويل بصورة مبسطة طبقاً للشكل ٨ – ٦ ، ج ، د .

وتعين جسوءة الأجزاء الهيكلية العادية ، وكذلك الأجزاء الهيكلية السابقة الإجهاد من الدرجة الثالثة لمقاومة التشقق ، بحساب الشقوق فى منطقة الشد ، أما جسوءة الأجزاء الهيكلية السابقة الإجهاد من الدرجة الثانية لمقاومة التشقق فتعين كما لو كانت لمقطع مصمت (راجع الفصل الرابع) .

وتعمل شفة الجـــزء الهيكلى على الانحناء الموضعى ، كما تعمل البلاطة المثبتة جزئيا على المساند (partialy fixed) بباع ℓ_0 يساوى المسافة الخالصة بين الأضلاع . ويجرى تثبيت (fixation) الشفاه فى الأجـــزاء الهيكلية المضلعة



شكل ٨ – ٦ . المقاطع المكافئة لفجوات الأجزاء الهيكلية عند حساب الانثناءات



شكل ٨ – ٧ . حساب شفة الجزء الهيكل (الوح)

وأضلاعها إلى أسفل ، بصب الفواصل بالخرسانة، الأمر الذى يمنع دوران الضلع (شكل ٨ – ٧ ، أ) .

وتؤخذ قيمة عزم الانحناء مساوية للمقدار $M = q\ell^2/11$

ويمكن تعيين عزوم الانحناء فى الجزء الهيكلى المضلع ، المحتوى على أضلاع عرضية متوسطة ، كما فى حالة البلاطة المستندة إلى المحيط ، والعاملة فى اتجاهين (شكل ٨ – ٧ ، ب) .

تسلح الأجزاء الهيكلية بشبكات وهياكل ملحومة من أسلاك تسليح عادية وقضبان فولاذية ذات نتوءات جانبية (شكل ٨ – ٨) . وتستخدم جدائل مشكلة من سبعة أسلاك ، وأسلاك عالية المقاومة ، أو قضبان فولاذية النوع A-IV، بمثابة قضبان تسليح مجهدة .

وتكون قضبان التسليح الطولية السفلى ، هى القضبان الفعالة الرئيسية ، وتوضع فى الأضلاع وفى الأجزاء الهيكلية ذات التجاويف وكذلك بين الأضلاع .

أما قضبان التسليح الطولية العليا فهى تركيبية ، وتكون بمثابة قضبان تسليح فعالة للشفة فى الأجزاء الهيكلية المضلعة المحتوية على أضلاع عرضية متوسطة .

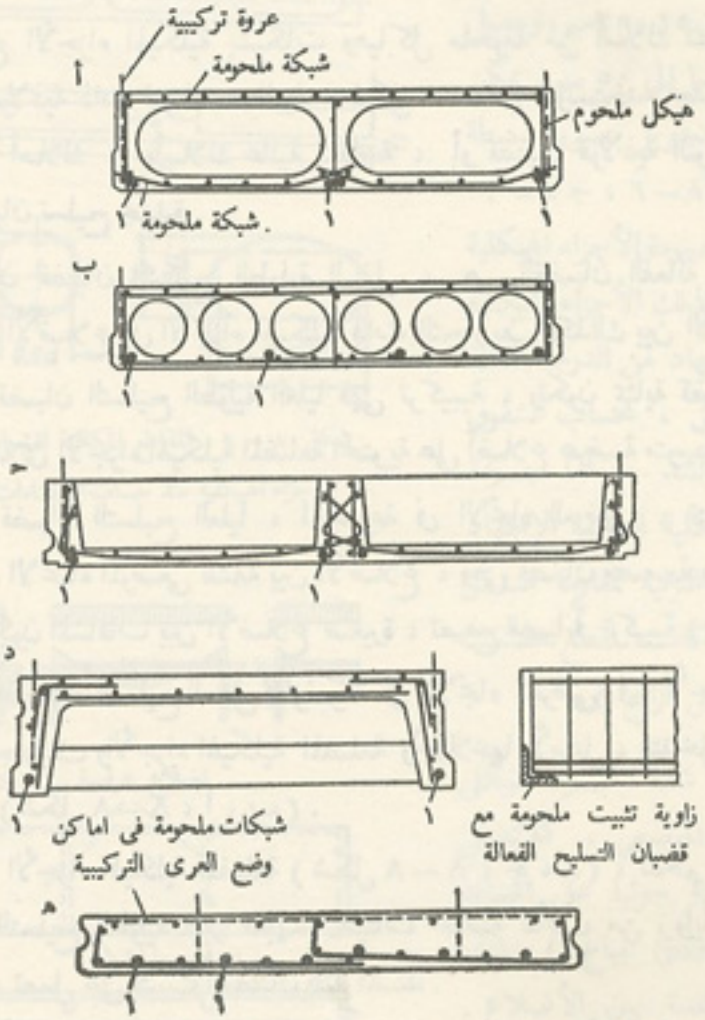
إن قضبان التسليح العليا ، الموضوعة فى الاتجاه العرضى ، تتحمل قوى الشد عند الانحناء الموضعى للشفة بين الأضلاع ، وهى قضبان مصممة (محسوبة) ، وعندما تكون المسافات بين الأضلاع صغيرة ، تصبح قضباناً تركيبية (إنشائية) .

أما قضبان التسليح السفلى الموضوعة فى الاتجاه العرضى فى الأجزاء الهيكلية ذات التجاويف والأجزاء الهيكلية المضلعة وأضلاعها لأسفل ، فتدخل فى خلايا الهياكل (شكل ٨ – ٨ ، أ ، ب) .

وفى الأجزاء الهيكلية المضلعة (شكل ٨ – ٨ ، ج ، د) ، تلحم من أطراف قضبان التسليح الطولية غير المجهدة مثبتات خاصة تتألف من زوايا أو صفائح معدنية ، تعمل على تثبيت القضبان عند المسند .

ويجب دائماً ، وضع القضبان العرضية (العمودية) فى الأضلاع ، عندما يكون ارتفاع مقطع الجزء الهيكلى h < ٣٠٠مم. وعندما يتراوح الارتفاع h بين ١٥٠و٣٠٠مم،

يجب وضع القضبان العرضية ، إذا لم نكن بحاجة إليها بموجب التصميم ، فى الأماكن القريبة من المساند ، بطول يساوى ربع باع الجزء الهيكلى . وعندما يكون $h > ١٥٠$ مم ، يسمح بعدم رضع القضبان العرضية ، إذا كانت $Q < R_t b h_o$ ، حيث b — العرض المحسوب لضلع الجزء الهيكلى .



شكل ٨ — ٨ . تسليح الأجزاء الهيكلية (الألواح) ؛
١ — قضبان تسليح مجهدة

ويسمح كذلك بعدم وضع القضبان العرضية فى الأجزاء الهيكلية المتعددة التجاويف ، عندما يتحقق الشرط التالى :

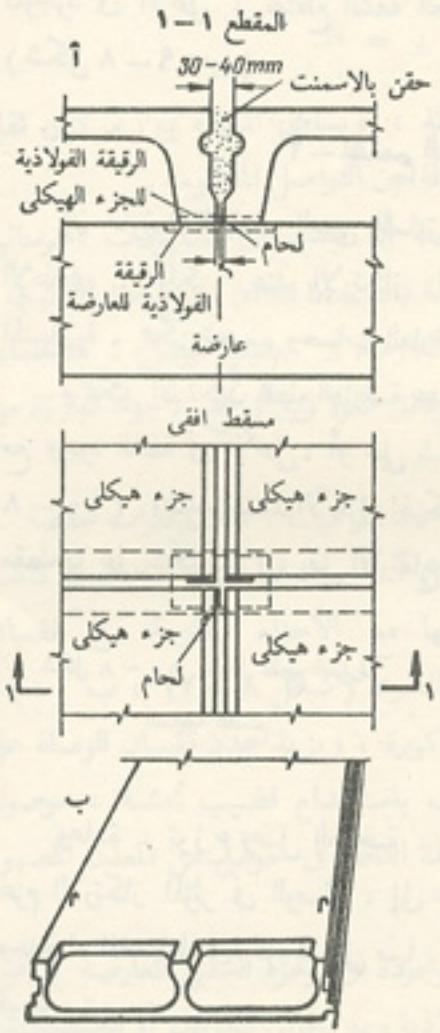
$$Q \leqslant \sqrt{0.6\, R_b\, b h_o^2\, g_1} \qquad (٤ - ٨)$$

حيث g_1 — الأحمال المنتظمة التوزيع ، التى تشمل نصف الوزن الذاتى للقطعة والقسم المتبقى من الأحمال الدائمة المنتظمة التوزيع .

ويجب ألا تزيد خطوة القضبان العرضية لأضلاع الجزء الهيكلى فى الأماكن القريبة من المساند ، على $\frac{h}{2}$ ولا تكون أكثر من ١٥٠ مم .

إن الأجزاء الهيكلية المصمتة المنتجة من الخرسانة الثقيلة ، أو باستخدام الخرسانة الخفيفة ، تسلح من الأسفل بشبكات على هيئة أحواض مفتوحة (traugh) كما فى الشكل (٨—٨ ، هـ) .

وتوضع الأنشوطات (العرى) التركيبية المنتجة من الفولاذ الطرى المدوّر من النوع A-I ، على امتداد الجوانب الأربعة للجزء الهيكلى ، وتلحم بقضبان التسليح الأساسية . وفى الأجزاء الهيكلية المصمتة ، تعزز أماكن وضع الأنشوطات ، بشبكات موضوعة فى الأعلى .



شكل ٨ — ٩ . الوصل التركيبية للأجزاء الهيكلية ومساندها

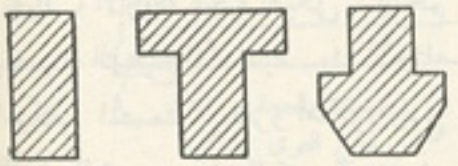
ويتم وصل جميع أنواع الأجزاء الهيكلية عند تركيبها ، بلحام الرقائق الفولاذية ، وبصب الخرسانة فى الفواصل الموجودة بين الأجزاء الهيكلية (شكل ٨ — ٩ ،أ) . وعند وصل القطع السابقة الصنع بهذا الشكل ، تصبح السقوف عبارة عن حواجز أفقية جاسئة .

وعند ارتكاز الأجزاء الهيكلية على الجدار ، يؤخذ عمق النهاية المثبتة فى الجدار مساويا لـ ١٢٠مم . وفى الأجزاء الهيكلية ذات التجاويف البيضوية الواسعة (٥٢٠مم) ، لتجنب زيادة الإجهادات الموضعية ، الناتجة عن تحميل الجدار الموجود فى الأعلى ، تقتطع الشفة العليا من طرفيها بما يساوى عمق النهاية المثبتة (شكل ٨ — ٩ ،ب) .

٣ — تصميم العارضات (Girders)

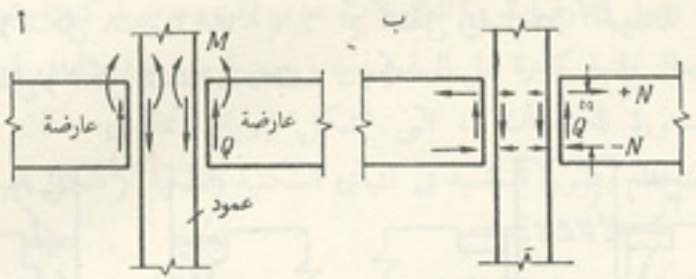
إن عارضة السقف العتبى السابق الصنع ، هى عبارة عن قطعة من الإنشاء الإطارى . ولكن عند الارتكاز الحر على الجدران الخارجية ، وعند لأبواع المتساوية ، يمكن تصميم وحساب العارضة كالعتبة المتواصلة .

ويمكن أن تكون لمقطع العارضة عدة أشكال مختلفة — مستطيل ،وعلى شكل — T مع وجود الشفة فى الأعلى ، أو على شكل — T مع وجود الشفة فى الأسفل (شكل ٨ — ١٠) .وعند استناد الأجزاء الهيكلية للسقف على الشفاه السفلى للعارضة التى مقطعها على شكل — T ، يقل الارتفاع الإنشائى للسقف .



شكل ٨ — ١٠ . شكل مقطع العوارض السابقة الصنع

وعادة ، توزع وصل العارضة ، عند الحافة الجانبية للعمود مباشرة . ويؤدى عزم الارتكاز المؤثر فى الوصلة ، إلى حدوث شد فى الجزء العلوى من العارضة ، وحدوث انضغاط فى الجزء السفلى منها . ويمكن استبداله بازدواج (شكل ٨ — ١١) قيمته :



شكل ٨ — ١١ . القوى الموجودة فى وصلة العارضة مع العمود

$$N = \pm \frac{M}{z} \qquad (٨ — ٥)$$

حيث z — ذراع الازدواج المؤثر فى الوصلة ، ويساوى المسافة بين مركزى ثقل مقاطع الرقائق المعدنية ، أو المسافة بين الفواصل الملحومة .

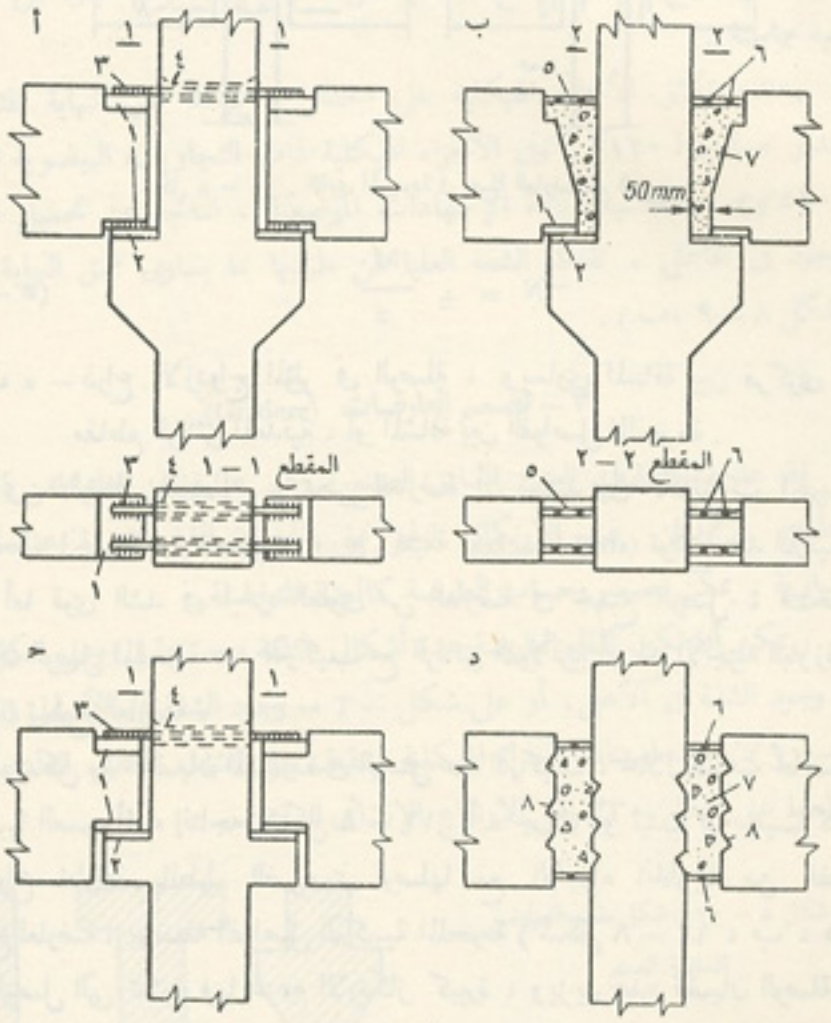
فى الارتباط المفصلى ، يمكن للعارضة أن تستند إلى الكابولات الخرسانية المسلحة ، الخارجة من العمود ، أو على كتيفة (steel bracket) توضع عند التركيب .

أما قوى الشد فى الجزء العلوى من العارضة فى جميع الوصل ، فتتحملها قضبان الوصل الملحومة عند التركيب مع الرقائق الفولاذية أو مع الأجزاء البارزة من قضبان تسليح العارضة .

ويمكن مد القضبان المشدودة فى الوصل عند التركيب ، خلال قنوات خاصة ، جهز بها العمود أثناء إنتاجه(شكل ٨ — ١٢ ، أ ، ج) ، أو ثبتت فيه بحيث كانت لها أبواع خارجة بالطول الضرورى لوصلها مع الأجزاء الخارجة من قضبان تسليح العارضة ، بواسطة الفواصل التركيبية الملحومة (شكل ٨ — ١٢ ، ب ، د) . وفى الوصل التى تكون فيها عزوم الارتكاز كبيرة ، ويزيد عدد قضبان الوصلة على الاثنين ، تزداد دقة الوصل عند التركيب باستخدام قضيب تحشية ، موصول بالقضبان الخارجة للعمود والعارضة ، بواسطة اللحام فى حوض من المعدن المصهور على قاعدة من نحاس .

ويمكن أن تنتقل قوى الانضغاط الموجودة فى الجزء السفلى للعارضة ، عبر الفواصل التركيبية الملحومة بين الرقائق الفولاذية وبين رقائق الكابول أو الكنصول —

console (شكل ٨ — ١٢ ، أ) . أو تنتقل أيضاً عبر الخرسانة المصبوبة فى فجوة المفصل (شكل ٨ — ١٢ ، ب ، د) .



شكل ٨ — ١٢ . تصاميم وصلة العارضة مع العمود

١ — الرقيقة المعدنية للعارضة ، ٢ — الرقيقة المعدنية للعمود ، ٣ — قضبان الوصل ، ٤ — قناة فى العمود ، ٥ — وليجة قضبان التسليح ، ٦ — لحام فى حوض من المعدن المنصهر فى قالب نحاسى ، ٧ — خرسانة تصب أثناء التركيب ، ٨ — تجاويف موشورية لتكوين دسر (كويلات) خرسانية .

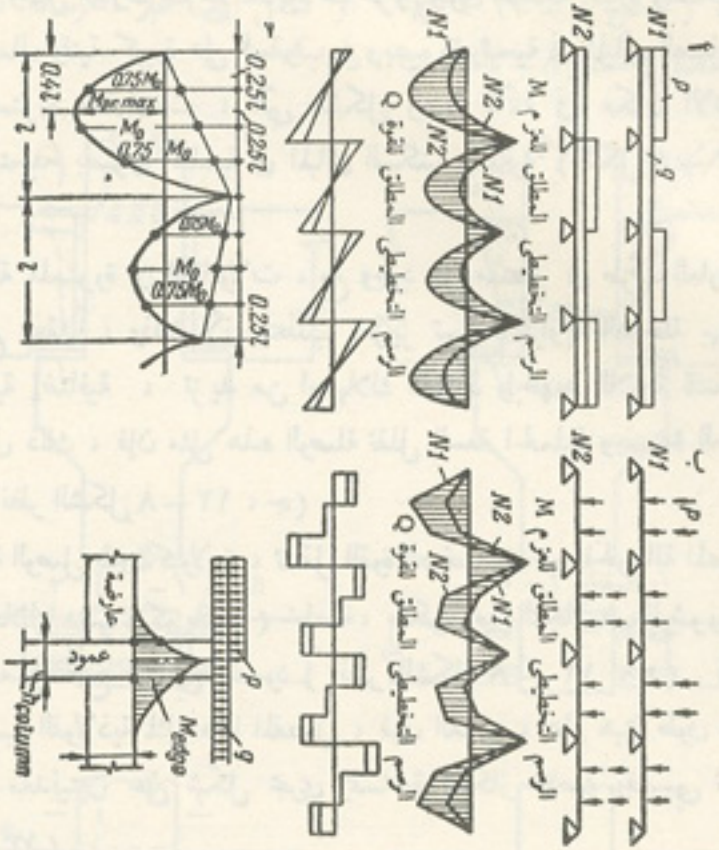
وتتحمل وصل العارضات مع الكابولات عزوم وقوى عرضية كبيرة وتستخدم ، عند وجود أحمال وقتية كبيرة على السقوف ، وبصورة رئيسية فى المبانى الصناعية . إن الوصل المستورة للعارضات ، التى تشكل زاوية قائمة فى مكان الاتصال بالعمود ، تستخدم بصورة أساسية فى المبانى السكنية والمدنية (شكل ٨ — ١٢ ، حـ ، د) .

إن الوصلة المستورة فى الكابولات ، مع وجود جزء مقتطع فى طرف العارضة ، يجعل التصميم معقداً ، وذلك لأنه يتطلب تعزيز تسليح الزاوية الداخلة بهياكل ورقائق معدنية إضافية ، تزيد من استهلاك الفولاذ والجهود اللازمة للتنفيذ . وبالإضافة إلى ذلك ، فإن مثل هذه الوصلة تقلل السعة الحملية وجسوءة العارضة عند المسند (انظر الشكل ٨ — ١٢ ، جـ) .

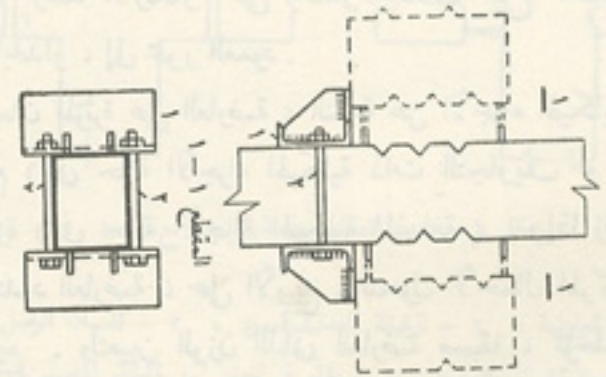
وفى حالة الوصل بدون كبولات ، تنتقل القوة العرضية Q عبر الخرسانة المصبوبة فى الوصلة وخلال دسر (كويلات) خاصة ، متكونة بين التجاويف الموشورية فى طرف العارضة والسطح الجانبى للعمود (انظر الشكل ٨ — ١٢ ، د) . وتجهز كتيفة التركيب الفولاذية لمثل هذا المفصل ، فوق العمود ، على هيئة طوق مكون من قطعتين معدنيتين على شكل مجرى بمساحة ارتكاز خاصة وقضيبى تثبيت (شكل ٨ — ١٣) .

ويؤخذ الباع المحسوب للعارضة ، مساويا للمسافة بين محاور الأعمدة فى الباع الأول . وعند الارتكاز على الجدار يحسب الباع المحسوب من محور الارتكاز على الجدار ، إلى محور العمود .

إن الأحمال المؤثرة على العارضة ، الناتجة عن الأجزاء الهيكلية ، قد تكون موزعة بانتظام (فى حالة الأجزاء الهيكلية ذات التجاويف أو المصمتة) ، أو تكون مركزة (فى حالة الأجزاء الهيكلية المضلعة) . وإذا زاد عدد القوى المركزة فى امتداد العارضة ، على الأربع ، تتحول الأحمال المركزة إلى أحمال منتظمة التوزيع . ولتعيين الوزن الذاتى للعارضة مسبقا ، تؤخذ أبعاد المقطع مساوية لما يلى :



شكل ٨ – ١٤ . الرسوم التخطيطية لتحميل العارضة والرسوم البيانية لعزومها



شكل ٨ – ١٣ . كبرى تركيب صغير يمكن نوعه
١ – مجرى قناة ، ٢ – قلاووظ شد

$$h = \frac{1}{10} \text{ to } \frac{1}{15}\, l \quad ; \quad b = 0.3 \text{ to } 0.4\, h$$

وتعين عزوم الانحناء والقوى العرضية(قوى القص) ، عند تساوى الأبواع أو اختلافها بما لا يزيد على ٢٠٪ ، بموجب الجداول (الملحق الثالث) :

للأحمال المنتظمة التوزيع ، يكون لدينا

$$M = (\alpha g + \beta p)\, l^2 \quad ; \quad Q = (\gamma g + \delta p)\, l$$

وللأحمال المركزة

$$M = (\alpha G + \beta P)\, l \quad ; \quad Q = \gamma G + \delta P$$

حيث α و β – معاملان مأخوذان من الجداول ، عند تعيين العزم M ، الناتج عن التحميل المطابق لكل من الأحمال الدائمية والوقتية ؛

γ و δ – معاملان مأخوذان من الجداول ، عند تعيين القوة Q ، الناتجة عن التحميل المطابق لكل من الأحمال الوقتية والدائمية .

ويمكن القيام بحساب (تصميم) العارضة ، مع أخذ إعادة توزيع العزوم فى الاعتبار ، بموجب الرسوم التخطيطية للتحميل ، التى تعطى أقصى عزوم فى الأبواع ، وذلك بإزاحة الأحمال الوقتية عبر الباع (عند $p/g \leqslant 1.3$ ، راجع الفصل السادس) :

١ – الأحمال الدائمية – فى جميع الأبواع ، والأحمال الوقتية – فى الأبواع الفردية العدد .

٢ – الأحمال الدائمية – فى جميع الأبواع ، والأحمال الوقتية – فى الأبواع الزوجية العدد (شكل ٨ – ١٤ ، أ ، ب) .

نضع على محاور مساند العتبة ، الإحداثيات الرأسية لعزوم المساند الناتجة عن التحميلين الأول والثانى . وتوضع الرسوم البيانية للعزوم ، على شكل قطوعات مكافئة (parabolas) ، تتفق مع تأثير الأحمال g أو $g + p$ ، تبعاً للرسم التخطيطى للتحميل ، وتمر بقمة الإحداثيات الرأسية لعزوم المساند

(شكل ٨ — ١٤ ، حـ) . وتبعاً لذلك ، يكون الإحداثى الرأسى للقطع المكافئ فى منتصف الباع ، مساويا للمقدار التالى :

$$M_o = \frac{g l^2}{8}$$

أو

$$M = \frac{(g + p)\, l^2}{8}$$

والإحداثيات الرأسية للقطع المكافئ عند $x = \frac{l}{4}$ و $x = \frac{3\,l}{4}$ ، تساوى $0.75\, M_o$.

إن أجزاء الرسم البيانى ذات الإحداثيات الرأسية الكبرى (المظللة فى الشكل ٨ — ١٤ ، أ ، ب) ، تكون الرسم البيانى المطلق للعزم M . وبعد ذلك يوضع الرسم البيانى لقوى القص Q .

وعند تحميل العارضة بأحمال مركزة ، يتحول الوزن الذاتى للعارضة أيضاً إلى حمل مركز . مثلا ، عند وجود قوى مؤثرة فى النقطتين الواقعتين على مسافة $\frac{l}{3}$ من كل مسند ، يتحول وزن العارضة g_{gir} (لكل وحدة طولية) إلى القوى التالية :

$$G_{gir} = \frac{g_{gir}\, l}{3}$$

حيث l — باع العارضة .

عند مسند العارضة ، يكون المقطع المصمم ، هو المقطع المحاذى لجانب العمود (شكل ٨ — ١٤ ، د) ، وعزم الانحناء فى هذا المقطع يساوى :

$$M_{edge} = M - Q\,\frac{h_{column}}{2}$$

وللعزم M_{edge} قيمة أكبر جهة الباع ، والمحمل بأحمال دائمية فقط ، ولذلك ، يجب أن تدخل فى الصيغة (٨ — ٦) قيمة Q المطابقة لتحميل ذلك الباع .

وتسلح العارضة بهياكل ملحومة مستوية ، تكون لقضبانها الفعالة على الأغلب نتوءات جانبية . وتستخدم عادة الخرسانة ماركة ٢٠٠ .

وعند اختيار مقاطع قضبان التسليح تبعاً لعزم الانحناء ، تضبط أبعاد مقطع العارضة مقدماً تبعاً لعزم المسند M_{edge} . ولما كان الحساب يجرى بواسطة العزوم المتعادلة ، مع الأخذ فى الاعتبار تكوّن المفصلة اللدنة على المسند ، نأخذ $\alpha \leq 0.3$ (راجع الفصل السادس) . ويعتبر مقطع العارضة على المسند ، مستطيلا . ومن الصيغة (٤ — ٣٦) نحصل ما يلى :

$$h_o = \sqrt{\frac{M_{edge}}{A_o\, b\, R_b}}$$

عند $\alpha = 0.3$ تكون $A_o = 0.255$

عندئذ يكون لدينا :

$$h_o = 2\sqrt{\frac{M_{edge}}{b\, R_b}}$$

وبعد ضبط أبعاد مقطع العارضة $b \times h$ ، نختار مقطع قضبان التسليح المشدودة فى أربعة مقاطع مصممة : فى الباعين الأول والمتوسط ، على المسند المتوسط الأول وعلى المسند الأوسط .

بعد ذلك يجرى حساب المقاطع المائلة تبعاً لتأثير القوة العرضية ، ويتم تثبيت قطر وخطوة القضبان العرضية . ثم نجرى الحساب بالنسبة لثلاثة مقاطع مصممة : على يسار ويمين المسند المتوسط الأول ، وعلى المسند النهائى الحر . وبالإضافة إلى ذلك نقوم بحساب الانحناء ، وتفتح الشقوق فى المقاطع العمودية والمائلة .

وينحصر حساب مقاومة وصلة العارضة مع العمود ، فى حساب القضبان العليا للوصلة وحساب الكابول الساند .

حساب القضبان العليا للوصل . تعين قوة الشد التصميمية N ، بموجب الصيغة (٨ — ٥) .

مساحة مقطع قضبان الوصل المعرضة للشد تساوى :

$$F_s = \frac{N}{R_s} \qquad (٨ - ٦)$$

فى الوصل ذات الخرسانة المتصلدة (بصب الخرسانة فى الفجوة الموجودة بين طرف العارضة وحافة العمود) ، يمكن أخذ مساحة مقطع قضبان الوصل بدلالة قضبان التسليح عند مسند العارضة ، من شرط المقاومة :

$$F_s = F_{s\text{-}sup} \frac{R_{s.sup}}{R_s} \qquad (٨ - ٧)$$

حيث $R_{s.sup}$ — المقاومة التصميمية لقضبان التسليح عند مسند العارضة .

عند لحام قضيب الوصل بالرقيقة الأسطوانية للعارضة ، تكون القوة التى تتحملها مفاصل اللحام الجانبية مساوية للمقدار :

$$N_{jo} = 0.85\, h_{jo}\, l_{jo}\, R_{weld} \qquad (٨ - ٨)$$

ومنها ينتج أن الطول الإجمالى للمفاصل الملحومة ، فى قضبان الوصل يساوى :

$$\Sigma l_{jo} \geqslant \frac{1.3\, N}{0.85\, h_{jo}\, R_{weld}} \qquad (٨ - ٩)$$

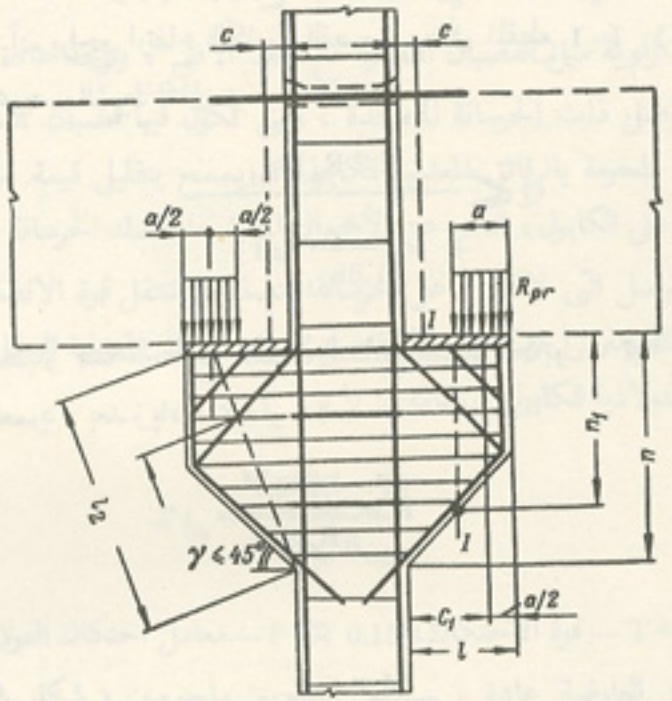
ندخل المعامل 1.3 على القوة N ، لجعل المفاصل الملحومة تعمل بصورة جيدة عند حساب العارضة بواسطة العزوم المتعادلة .

ويجب أن يكون الطول الأصغر للمفصل الملحوم ، لتثبيت القضيب ، مساويا $l_{jo} \geqslant 4$ to $5d$.

حساب الكابول الساند : تعين أبعاد الكابول الساند (شكل ٨ — ١٥) ، اعتماداً على ضغط ارتكاز العارضة Q ، وعند ذلك نعتبر أن العارضة مرتكزة على المساحة الواقعة قرب الطرف الحر للكابول ، بطول يساوى :

$$a = \frac{Q}{b_{gir}\, R_{pr}} \qquad (٨ - ١٠)$$

حيث b_{gir} — عرض العارضة .



شكل ٨ — ١٥ . تسليح كابول العمود

وإذا اعتبرنا أن المسافة الخالصة (الخلوص) بين طرف العارضة وحافة العمود هى c ، يكون طول الكابول مساوياً :

$$l = a + c \qquad (٨ - ١١)$$

وعادة يؤخذ الطول l بحيث يتراوح بين ٢٠٠ و ٣٠٠مم .

وعند ذلك تكون المسافة من حافة العمود إلى القوة Q ، مساوية للمقدار :

$$c_1 = l - \frac{a}{2} \qquad (٨ - ١٢)$$

وفى الكابولات القصيرة ($l \leqslant 0.9\ h$) ، يجب ألا تزيد زاوية الحافة المنضغطة γ مع الخط الأفقى ، على ٤٥° . ويؤخذ ارتفاع h الكابول فى المقطع الموجود عند حافة العمود بحيث يتراوح مقداره بين $0.7\ h_{gir}$ و $0.8\ h_{gir}$.

ويجب أن يراجع ارتفاع الكابول القصير h_{01} فى المقطع I - I (انظر شكل ٨ — ١٥) بموجب الشرط التالى :

$$Q \leqslant \frac{2.2\ R_t\ bh_{01}}{1 - \frac{a}{1.8h_{01}} \tan \gamma} \qquad (٨ - ١٣)$$

ويتم اختيار مساحة مقطع قضبان التسليح الطولية للكابول ، تبعاً لعزم الانحناء عند حافة العمود ، بعد زيادته بمقدار ٢٥ ٪

$$F_s = \frac{1.25\ M}{R_s \gamma_0\ h_0} \qquad (٨ - ١٤)$$

حيث

$$M = Q\ c_1 \qquad (٨ - ١٥)$$

وفى الكابولات القصيرة ، يكون ارتفاع المقطع عادة $h > 2.5\ c_1$ ولذلك يتم تسليحها بأطواق أفقية وقضبان منحنية . كما يجب ألا تزيد خطوة الأطواق على ١٥٠مم ، وألا تكون أكثر من $\frac{h}{4}$ ، ويجب ألا يزيد قطر القضبان المنحنية على ٢٥مم ، وألا يكون أكثر من $\frac{1}{15}$ من طول القضيب المنحنى .

كما أن المقطع الإجمالى للقضبان المنحنية ، التى تقطع النصف العلوى للقطاع l_2 (انظر الشكل ٨ — ١٥) ، يجب ألا يقل عن $0.002\ bh_0$ ، وألا يكون أقل من

$$F_{incl} = \frac{Q - \frac{0.15\ R_b\ bh_o^2}{c_1 + 0.3\ h_o}}{R_s \sin\ a} \qquad (٨ - ١٦)$$

حيث a — زاوية ميل القضبان المنحنية مع الخط الأفقى ، وتؤخذ عادة a — ٤٥° .

وفى الوصل ذات الخرسانة المتصلدة ، والتى تكون فيها قضبان التسليح السفلى للعارضة ، ملحومة بالرقائق المعدنية للكابول ، يسمح بتقليل قيمة ضغط ارتكاز العارضة R على الكابول ، الناتج عن الأحمال المؤثرة بعد تصلد الخرسانة بمقدار ٢٥٪.

وفى الوصل التى لاتحتوى على خرسانة متصلدة ، تنتقل قوة الانضغاط N عبر الفواصل الملحومة ، حيث إن طول فاصل تثبيت الرقائق المعدنية السفلى للعارضة ، فى الرقيقة الفولاذية للكابول ، يساوى :

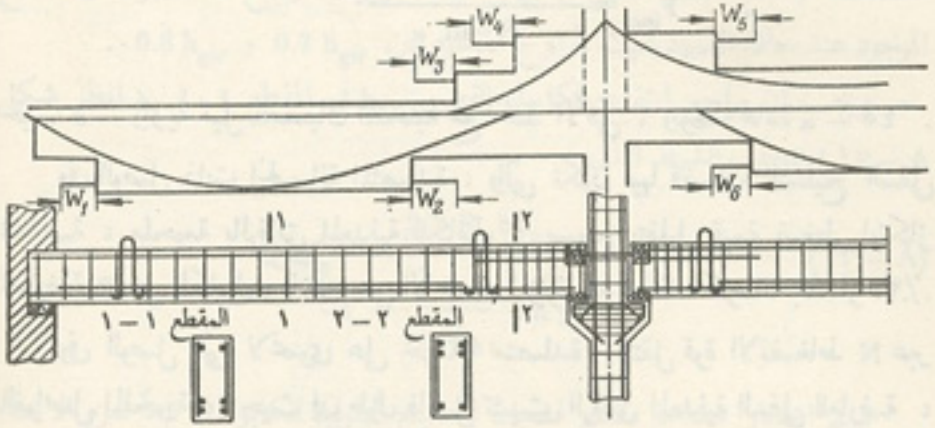
$$\Sigma l_{jo} = \frac{1.3\ (N - T)}{0.7\ h_{jo}\ R_{weld}} \qquad (٨ - ١٧)$$

حيث $T = Qf$ — قوة الاحتكاك، $f \approx 0.15$ — معامل احتكاك الفولاذ بالفولاذ .

وتسلح العارضة عادة ، بهيكلين مستويين ملحومين (شكل ٨ — ١٦) . وعند الأحمال الكبيرة جداً ، يمكن وضع هيكل ثالث فى الجزء الوسطى للباع ، ولكن ذلك يعقد تثبيت الرقائق المعدنية فى المقاطع الواقعة عند المساند . وتحدد مساحة وكمية القضبان المشدودة للهياكل عند اختيار المقاطع ، تبعاً لعزوم الانحناء فى المقاطع المصممة عند المسند وفى الباع . وكلما ابتعدنا عن هذه المقاطع ، كلما قلت الإحداثيات الرأسية للرسوم البيانية للعزوم المطلقة M ، وبالتالى ، يمكن تقليل مساحة مقطع قضبان التسليح .

ولأجل توفير الفولاذ ، يقتطع جزء من القضبان الطولية ، طبقاً لتغيّر الرسم البيانى للعزوم المطلقة .

ويسمى مقطع العارضة ، الذى لانحتاج فيه إلى أحد القضبان المشدودة ، بمكان القطع النظرى . وتمد القضبان المقطوعة ، من مكان القطع النظرى لمسافة تساوى طول نهاية التثبيت ω ، المعينة بموجب الصيغ (راجع الفصل الرابع) .



شكل ٨ – ١٦ . تسليح العارضة السابقة الصنع

وللتحقق من صحة واقتصادية تسليح العارضة ، وضمان المقاومة فى جميع مقاطعها ، توضع رسوم بيانية لمقاومة قضبان التسليح (moment of resistance) . وتحسب الإحداثيات الرأسية للرسم البيانى لمقاومة قضبان التسليح باعتبارها عزم القوى الداخلية فى المقطع المبحوث للعارضة :

$$M_{sec} = R_s F_s z_c \qquad (١٨-٨)$$

حيث F_s – مساحة قضبان التسليح المشدودة فى المقطع المبحوث ، z_c – ذراع الازدواج الداخلى .

إن الرسم البيانى لمقاومة قضبان التسليح ، هو خط محيطى (outline) مدرّج بنتوءات عمودية مقابل أماكن القطع النظرى للقضبان . وفى المكان الذى يبتعد فيه الرسم التخطيطى لمقاومة قضبان التسليح ، كثيراً ، عن الرسم التخطيطى للعزم M ،

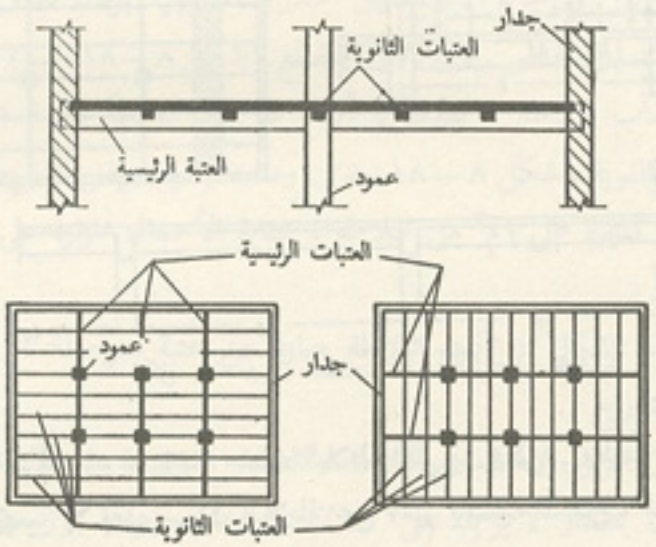
يوجد احتياطىّ زائد للمقاومة . وفى الأماكن ، التى يقطع فيها الخط المتدرج للرسم التخطيطى لمقاومة قضبان التسليح ، الرسم التخطيطى للعزم M ، تكون مقاومة المقطع غير كافية .

البند السابع والعشرون – السقوف المضلعة المصبوبة ذات البلاطات العتبية

١ – المخططات الإنشائية للسقف

يتكوّن السقف المضلع ذو البلاطات العتبية (شكل ٨ – ١٧) ، من بلاطات تعمل فى الاتجاه القصير ومن عتبات ثانوية وعتبات رئيسية (عارضات) . وجميع قطع السقف ترتبط ببعضها بصورة متماسكة (monolithic) وتنتج من خرسانة ماركتها ١٥٠و٢٠٠ .

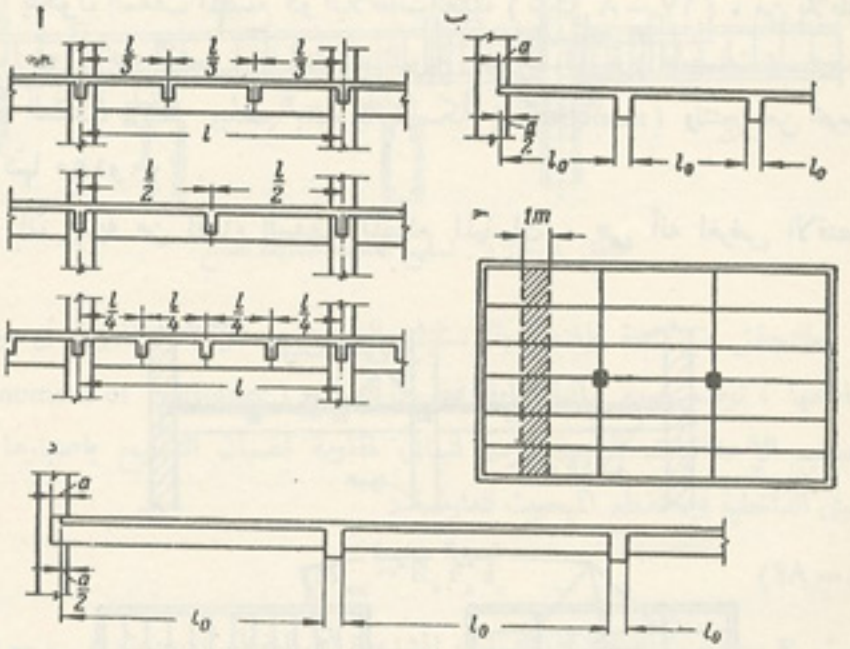
إن الغاية من إنشاء السقف المضلع المتماسك ، هى أنه لغرض الاقتصاد



شكل ٨ – ١٧ . السقوف المضلعة ذات البلاطات العتبية

تبعد الخرسانة من منطقة الشد فى المقطع ، وتبقى الأضلاع فقط (عتبات مقطعها على شكل – T) التى تتركز فيها قضبان التسليح المشدودة . وتعمل شفة الأضلاع (البلاطة) على الانحناء الموضعى بباع يساوى المسافة بين العتبات الثانوية . وتستند العتبات الثانوية على العتبات الرئيسية المرتبطة بها بصورة متماسكة والتى تستند بدورها على الأعمدة والجدران الخارجية .

وتوضع العتبات الرئيسية فى الاتجاه الطولى أو العرضى ، ويمكن أن يتراوح بباعها بين ٦ و٩م . وتوزع العتبات الثانوية ، على الأغلب ، بحيث ينطبق محور بعض العتبات مع محور العمود (شكل ٨ – ١٨ ، أ) . وقد يتراوح باع العتبة الثانوية بين ٥و٧م ، وباع البلاطة بين ١,٧و٢,٧م .



شكل ٨ – ١٨ . مخططات العتبات والبلاطات الثانوية

ولغرض الاقتصاد ، يؤخذ سمك البلاطة أقل ما يمكن . وطبقاً للمواصفات القياسية ، يجب ألا يقل سمك البلاطة عن ٧سم بالنسبة للسقوف الموجودة بين طوابق المبانى الصناعية ، وعن ٦سم بالنسبة للسقوف الموجودة بين طوابق المبانى

السكنية والمدنية . عندما تكون الأحمال الوقتية كبيرة جداً ، قد نكون بحاجة إلى زيادة سمك البلاطة . فعندما تتراوح الأحمال الوقتية بين ١٠٠٠و١٥٠٠ كجم/م٢ ، ويتراوح بين ٢,٢ و ٢,٧ م ، يؤخذ سمك البلاطة من ٩ إلى ١٠ سم (حسب شروط التسليح الأكثر اقتصاداً) .

وعادة ، يتراوح ارتفاع مقطع العتبات الثانوية . بين $\frac{1}{12}\ l_{cb}$ و $\frac{1}{20}\ l_{cb}$ ،

وارتفاع مقطع العتبات الرئيسية بين $\frac{1}{8}\ l_{gi}$ و $\frac{1}{15}\ l_{gi}$. ويؤخذ عرض مقطع العتبات b بحيث يتراوح بين 0.4 h و 0.5 h .

٢ – حساب البلاطة والعتبة الثانوية والعتبة الرئيسية

تتألف الأحمال المؤثرة على ١م٢ من البلاطة، من الأحمال الدائمية الناتجة عن الوزن الذاتى للبلاطة والأرضية وغير ذلك ، ومن الأحمال الوقتية .

يؤخذ الباع المصمم للبلاطة ، مساوياً للمسافة الخالصة بين العتبات الثانوية (l_0) . وفى حالة الاستناد إلى الجدران الخارجية يؤخذ مساوياً للمسافة بين محور المسند إلى الجدار ، وبين حافة الضلع (شكل ٨ – ١٨ ،ب) .

ولحساب البلاطة ، نفترض، أننا نزعنا منها شريطاً عرضه ١م ومستنداً إلى العتبات الثانوية (شكل ٨ – ١٨ ،حـ) . وعندما يكون عرض الشريط ١ م ، تكون الأحمال المؤثرة على ١م٢ من البلاطة ، بمثابة الأحمال المؤثرة على ١ م من طول الشريط .

وبهذا الشكل ، تكون البلاطة عبارة عن عتبة متواصلة ، محملة بأحمال منتظمة التوزيع .

وتعين عزوم الانحناء فى البلاطات العتبية المتواصلة ، التى تتساوى أبواعها أو تختلف بمقدار لا يزيد على ٢٠٪ ، بحساب إعادة توزيعها : فى الباع الأول وعلى المسند المتوسط الأول تحسب بموجب الصيغة (٦ – ١٠) ، وفى

الأبواع المتوسطة وعلى المساند المتوسطة — بموجب الصيغة (٦ — ٥) . عند ذلك ، فى البلاطات العتبية ، المطوقة من جميع جهاتها بعتبات مرتبطة بها ارتباطاً متماسكا والمحسوبة دون أخذ قوة الدفع (thrust) فى الاعتبار أثناء التوازن النهائى ، تقل قيم عزوم الانحناء فى مقاطع الأبواع المتوسطة وعلى المساند المتوسطة ، بمقدار ٢٠٪ عن القيم المستخرجة بموجب الحساب .

وكقاعدة ، لايتم تعيين القوى العرضية للبلاطات ، ولا تحسب مقاومة مقطعها المائل ، لأن الشرط $Q \leqslant R_t bh_0$ ، يتحقق فى أكثر الحالات بالنسبة للبلاطات .

ويختار مقطع قضبان تسليح البلاطة ، تبعاً لعزم الانحناء كما فى المقطع المستطيل ، الذى عرضه $b = 100$ سم ، وارتفاعه h ، الذى يساوى سمك البلاطة . وتعين مساحة قضبان التسليح الطولية ، بموجب عزمين ، فى الباع المتوسط وفى الباع الأول . كما تستخدم الشبكات الملحومة بمثابة فولاذ تسليح .

وتنتقل إلى العتبة الثانوية ، الأحمال المنتظمة التوزيع الناتجة عن البلاطة ، والتى تساوى الحمل المؤثر ١ م^2 من البلاطة مضروباً فى المسافة بين محاور الأضلاع . وبالإضافة إلى ذلك ، يحسب الوزن الذاتى للضلع .

ويؤخذ الباع المصمم للعتبة الثانوية l_0 ، مساويا للمسافة الخالصة بين العتبات الرئيسية ، وعند الاستناد إلى الجدران الخارجية يؤخذ مساويا للمسافة بين محور المسند إلى الجدار وبين حافة العتبة الرئيسية (شكل ٨ — ١٨ ، د) .

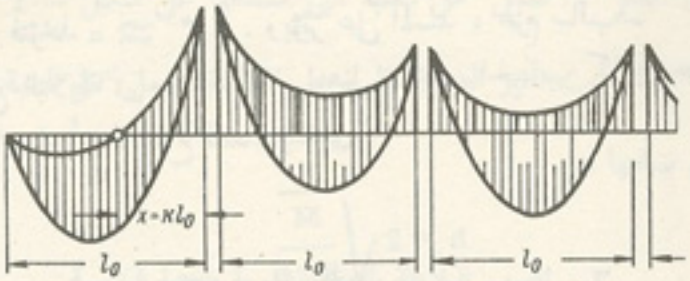
تعين عزوم انحناء العتبات الثانوية المتواصلة ، ذات الأبواع المتساوية أو التى تختلف بما لا يزيد على ٢٠ ٪ ، بحساب إعادة توزيعها : فى الباع الأول تحسب بموجب الصيغة (٦ — ٨) ، وعلى المسند المتوسط الأول — بموجب الصيغة (٦ — ٧) ، وفى الأبواع المتوسطة وعلى المساند المتوسطة — بموجب الصيغة (٦ — ٥) .

وفى العتبة الثانوية الثلاثية الباع ، يجب أخذ عزم الانحناء فى الباع المتوسط ، بحيث لايقل عن عزم العتبة المثبتة (fixed beam) ، أى $M = q\, l_0^2 / 24$.

ويتم وضع الرسم البيانى المطلق لعزوم العتبة الثانوية ، بالنسبة لمخططين من مخططات التحميل (شكل ٨ — ١٩) :

١ — الأحمال الكلية $q = g + p$ فى الأبواع الفردية الترتيب والأحمال الاصطلاحية الدائمة $g' = g + \frac{1}{4} p$ فى الابواع الزوجية الترتيب .

٢ — الأحمال الكلية $q = g + p$ فى الابواع الزوجية الترتيب والأحمال الاصطلاحية الدائمة $g' = g + \frac{1}{4} p$ فى الأبواع الفردية الترتيب .



شكل ٨ — ١٩ . الرسم البيانى المطلق M للعتبة المتواصلة

يدخل الحمل الاصطلاحى $g' > g$ فى الحساب ، لأجل تعيين العزوم السالبة الحقيقية فى باع العتبة الثانوية . وتحدث العتبة الرئيسية تماسكاً إضافيا ، يمنع دوران مساند العتبة الثانوية ، وهذا يقلل من تأثير الأحمال الوقتية فى الأبواع المحملة ، على الأبواع غير المحملة .

وعند وضع الرسم البيانى المطلق للعزم M ، تؤخذ عزوم المساند وعزوم الأبواع بموجب الصيغ المبينة سابقاً . أما العزوم الصغرى فى الأبواع ، فتنشأ برسم القطع المكافئ الذى يتفق وتأثير الحمل g′ ويمر بقمة الإحداثيات الرأسية لعزوم المساند .

وتؤخذ القوى العرضية للعتبة الثانوية ، مساوية لما يلى :

على المسند النهائى الحر :

$$Q_A = 0.4\, q\, l_0$$

على يسار المسند المتوسط الأول :

$$Q_B^L = 0.6\, q\, l_0$$

على يمين المسند المتوسط الأول ، وعلى جميع المساند الأخرى :

$$Q_B^R = 0.5\, q\, l_o$$

وعند اختيار المقاطع ، تضبط قبل كل شيء أبعاد المقطع العرضى للعتبة الثانوية تبعاً لعزم الانحناء عند المسند المتوسط الأول . وبما أن الحساب يتم بطريقة العزوم المتعادلة ، فتؤخذ $a \cong 0{,}3$. ويؤثر على المسند ، عزم سالب .

وبذلك تقع البلاطة فى منطقة الشد . وهنا ، يجرى الحساب كما فى حالة المقطع المستطيل باعتبار أن الارتفاع الفعال يساوى :

$$h_o = 2\sqrt{\frac{M}{R_b\, b}}$$

وبتثبيت أبعاد المقطع ($b \times h$) نهائيا ، نختار قضبان التسليح الفعالة فى أربعة مقاطع مصممة : فى الباعين الأول والمتوسط — كما للمقطع الذى على شكل — T ، وعلى المسند المتوسط الأول وعلى المساند الوسطية الأخرى — كما للمقطع المستطيل . ويجرى حساب تأثير العزم السالب فى الباع المتوسط ، كما فى حالة المقطع المستطيل .

ويتم حساب المقاطع الماثلة على القوى العرضية وتعيين قطر وخطوة القضبان العرضية ، بالنسبة لثلاثة مقاطع مصممة : على المسند المتوسط الأول ، من اليمين واليسار (Q_B^L ، Q_B^R) ، وعلى المسند النهائى الحر (Q_A) .

ثم يجرى حساب تفتح الشقوق فى المقطعين العمودى والمائل .

إن كل ما ذكرناه سابقاً عن حساب عارضة السقف العتبى السابق الصنع ، ينطبق على حساب العتبة الرئيسية للسقف المضلع المصبوب ، تماماً .

وتنتقل إلى العتبة الرئيسية ، الأحمال المركزة الناتجة عن ضغط ارتكاز العتبات الثانوية (الذى يعين عادة دون حساب تواصل العتبية) . وبالإضافة إلى ذلك ، يؤخذ الوزن الذاتى للعتبة الرئيسية فى الاعتبار .

فى أماكن تقاطع العتبة الثانوية مع العتبة الرئيسية فوق العمود فى المنطقة العليا ،

تتقاطع قضبان التسليح لثلاث قطع : البلاطة والعتبة الثانوية . والعتبة الرئيسية . ولهذا السبب ، فإن a تؤخذ على مسند العتبة الرئيسية ، اعتماداً على عدد صفوف قضبان التسليح ، وبحيث تتراوح بين ٦و٩ سم وعند ذلك $h_o = h - (6 \div 9)\ cm$.

ويتميز اختيار مقاطع العتبة الرئيسية تبعاً لعزم الانحناء، بأنها تحت تأثير العزم الموجب فى الباع ، تعمل عمل العتبة التى مقطعها على شكل — T ، وعرض شفتها $b' = \frac{l}{3}$ ، وتحت تأثير العزم السالب على المسند ، تعمل عمل العتبة المستطيلة ، التى عرض ضلعها b .

٣ — تصميم البلاطة والعتبة الثانوية والعتبة الرئيسية

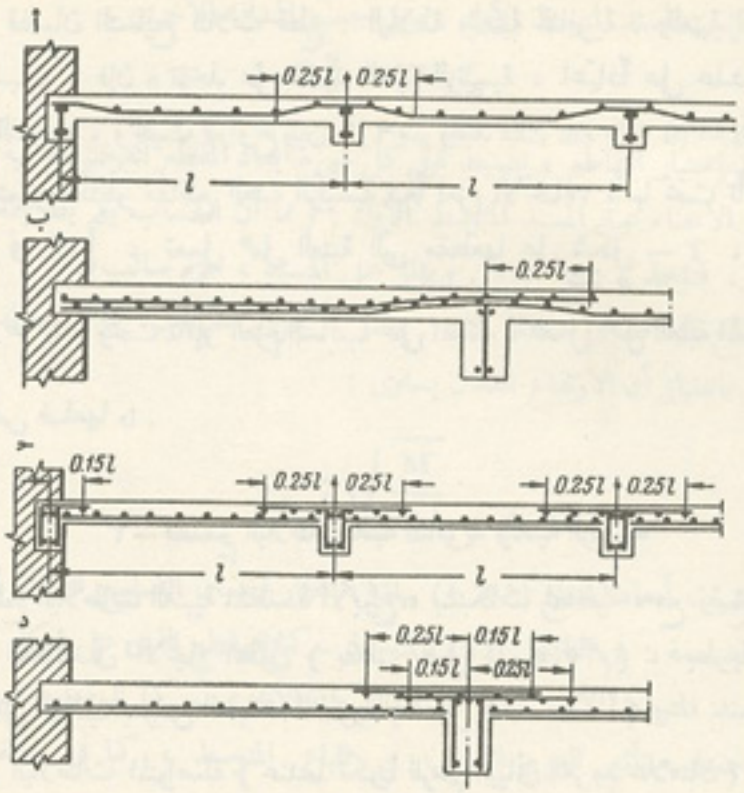
تسلح البلاطات العتبية المتعددة الأبواع ، بشبكات لفائفية ، مع وضع قضبان التسليح الفعالة فى الاتجاه الطولى (بقطر يصل إلى ٥,٥ مم) ، بطريقة بسط اللفيفة على القالب بعرض العتبات الثانوية (شكل ٨ — ٢٠، أ) .

وفى البلاطات المتواصلة (عندما تكون للرسم البيانى للعزوم علامتان) ، يكون الجزء السفلى للبلاطة ، فى الباع مشدوداً ، وعلى المسند يكون الجزء العلوى مشدوداً . ولذلك تحنى الشبكات اللفائفية وتمد إلى الأعلى نحو المساند . وتحنى الشبكات على مسافة $0.25\, l$ من محور المسند (فى الأماكن التى تبلغ فيها قيمة العزوم صفراً) ، وتوضع فوق قضبان التسليح العليا لهياكل العتبات الثانوية .

وفى الباع الأول للبلاطة ، توضع فوق الشبكة الرئيسية شبكة إضافية ، تمد إلى ما وراء المسند بمسافة قدرها $0.25\, l$ (شكل ٨ — ٢٠ ، ب) .

وعندما نحتاج إلى قضبان تسليح فعالة أكثر قوة — بقطر يساوى ٦مم وأكثر ، تسلح البلاطات فى الباع وعلى المسند ، بشبكات لفائفية مستقلة ، تكون قضبانها الفعالة موضوعة فى الاتجاه العرضى . ويسمى تسليح البلاطة هذا ، بالتسليح المنفصل أو الانفرادى (شكل ٨ — ٢٠ ، حـ ، د) .

وتسلح العتبات الثانوية فى باعها ، بهياكل مستوية — عادة بهيكلين ،

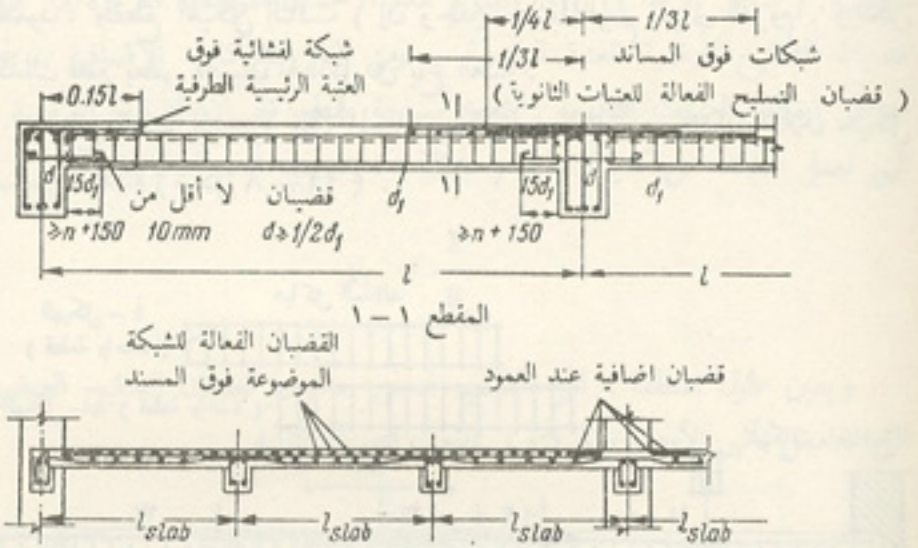


شكل ٨ – ٢٠ . تسليح البلاطات العتبية

يوحدان قبل وضعهما فى القالب ، على هيئة هيكل فراغى واحد ، بلحام قضبان عرضية أفقية . وتمد هياكل العتبات الثانوية إلى حافات العتبات الرئيسية (شكل ٨ – ٢١) . وفوق المساند ، تسلح العتبات الثانوية بشبكات ، توضع قضبانها الفعالة فى الاتجاه العرضى . ولهذا الغرض ، تنشر فوق العتبة الرئيسية ، شبكات لفائفية أو توضع فوق العتبات الرئيسية ، بطول باعها كله ، شبكات مستوية . وبالقرب من الأعمدة ، تقطع الشبكات الموضوعة فوق المساند ، وتوضع محلها قضبان إضافية أو أجزاء إضافية مقطوعة من شبكة ، بمساحة تساوى مساحة القضبان الفعالة للشبكة الموضوعة فوق المسند ، التى تناسب عرض العمود . وبدلا من المساحة المصممة لقضبان التسليح المشدودة الموجودة فوق مسند العتبة

الثانوية ، تؤخذ المساحة الإجمالية لكافة القضبان الفعالة للشبكات التى فوق المسند والموضوعة بين محاور العتبات الثانوية المتجاورة .

وعندما تكون أبواع العتبات الثانوية كبيرة جداً ، يمكن تجهيز قضبان التسليح المشدودة فوق المساند بواسطة شبكتين ، تغطى إحداهما الأخرى بشكل جزئى . وفوق المسند النهائى ، تسلح العتبة الثانوية بشبكات إنشائية .



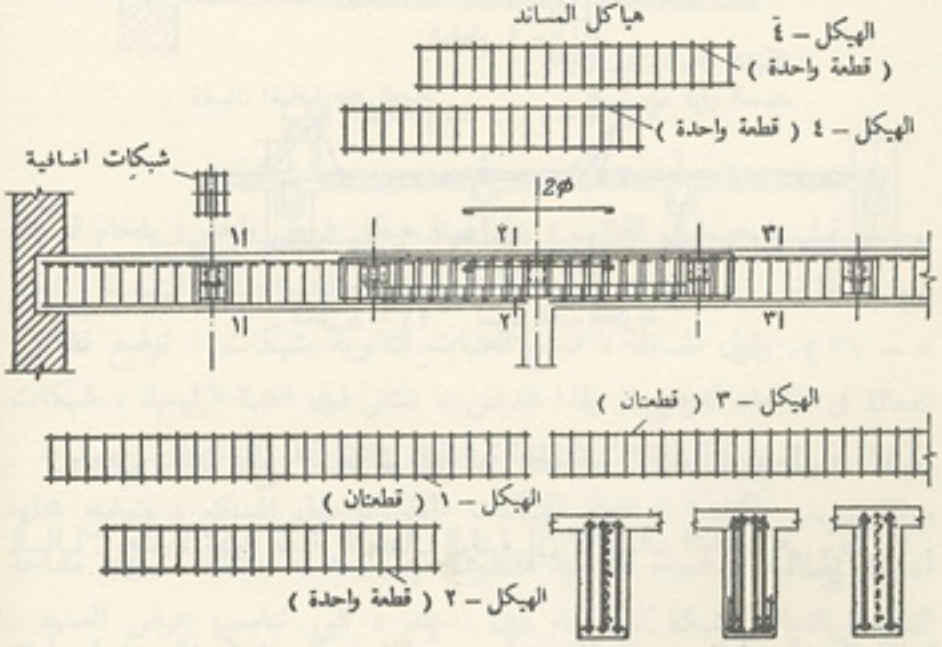
شكل ٨ – ٢١ . تسليح العتبة الثانوية

ويعين مكان قطع الشبكات التى فوق المساند ، طبقاً للرسم البيانى للعزوم السالبة . وعندما تكون نسبة الأحمال الوقتية إلى الأحمال الدائمية هى $\frac{p}{g} \leqslant ٣$ ، تقطع إحدى الشبكتين على مسافة $\frac{l}{4}$ من محور المسند ، وتقطع الشبكة الثانية

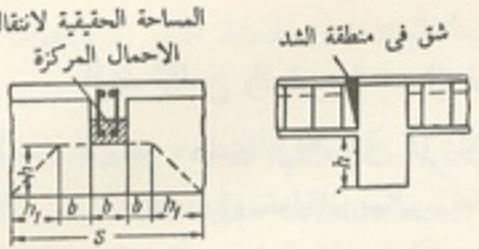
على مسافة $\frac{l}{3}$ من محور المسند . وفيما وراء مكان قطع الشبكات ، تقوم القضبان العليا لهياكل تسليح العتبة ، بتحمل العزوم السالبة الموجودة فى الباع . إن هياكل العتبة الثانوية ، الممتدة إلى المسند ، تربط مع بعضها من الأسفل بقضبان وصل يبلغ قطرها $d \geqslant \frac{1}{2} d_1$ (ولكن لايقل عن ١٠مم)، حيث d_1 – قطر القضبان الفعالة للعتبة الثانوية .

وتسلح العتبة الرئيسية فى الباع ، بهيكلين أو ثلاثة هياكل مستوية ، تربط على هيئة هيكل فراغى واحد قبل وضعها فى القالب . وتمد هيكلين إلى حافة العمود ، وتقطع الهيكل الثالث (إن وُجد)، طبقاً للرسم البيانى للعزوم . ويمكن كذلك قطع بعض قضبان الهياكل فى باع العتبة .

تسلح العتبة الرئيسية فوق المسند بهيكلين مستقلين ، يمتدان خلال هيكل تسليح الأعمدة (شكل ٨ – ٢٢) .



شكل ٨ – ٢٢ . تسليح العتبة الرئيسية (العارضة)



شكل ٨ – ٢٣ . الرسم التخطيطى لانتقال الأحمال المركزة إلى العتبة الرئيسية (العارضة)

ويتم انتقال الأحمال من العتبة الثانوية إلى العتبه الرئيسية ،عن طريق منطقة انضغاط الأولى الموجودة فوق المسند ، أى فى الجزء المتوسط لارتفاع العتبة الرئيسية (شكل ٨ – ٢٣) . وتقاوم هذه الأحمال الموضعية المركزة من قبل قضبان التسليح العرضية للعتبة الرئيسية ، ومن قبل الشبكات الإضافية ، فى أماكن ارتكاز العتبات الثانوية . وتعين مساحة مقطع قضبان التسليح العرضية ، التى تعمل عندئذ عمل كتيفة تعليق (علاقة) ، بموجب الصيغة التالية :

$$F_{lat} = \frac{P}{R_s}$$

ويعين طول المنطقة ، التى تحسب ضمن حدودها قضبان التسليح العرضية التى تتحمل تأثير الأحمال المركزة ، بموجب الصيغة التالية :

$$s = 2\,h_1 + 3\,b$$

وتثبت أماكن قطع هياكل ، أو بعض قضبان هياكل العتبة الرئيسية بوضع الرسم البيانى لمقاومة قضبان التسليح .

البند الثامن والعشرون ـ السقوف المضلعة المصبوبة ذات البلاطات المرتكزة على محيطها

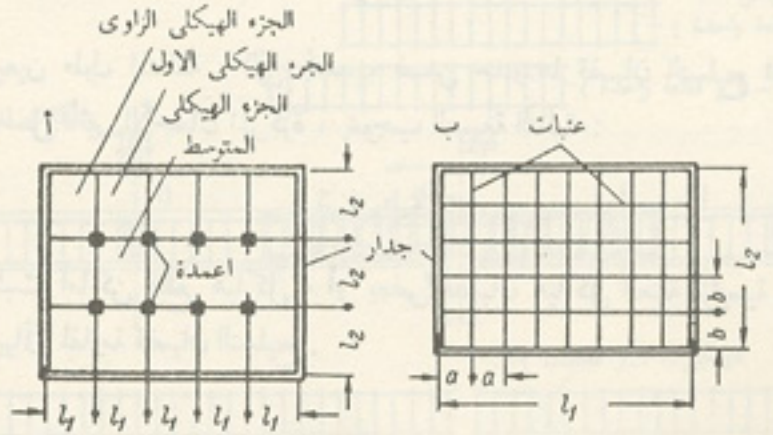
(monolithic ribbed floors with two-way slabs)

١ ـ المخططات الإنشائية للسقف

تدخل فى تركيب هذه السقوف ، البلاطات التى تعمل على الانحناء فى اتجاهين ، والعتبات التى تسندها . وترتبط جميع قطع السقف ببعضها ارتباطاً متماسكاً .

ويتراوح طول حافة البلاطة فى كل اتجاه من الاتجاهين ، بين ٤و٦م .

وعملياً ، تتراوح النسبة الممكنة بين الحافتين $\frac{l_2}{l_1}$ بين ١و١,٥ . توضع العتبات على امتداد محاور الأعمدة فى اتجاهين ، ويكون ارتفاعها متساوياً (شكل٨ـ٢٤،أ) .



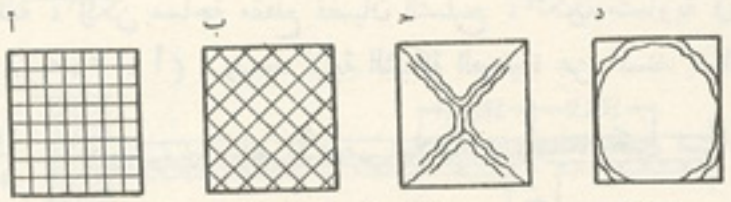
شكل ٨ ـ ٢٤ . السقوف المضلعة ، المحتوية على بلاطات مستندة على المحيط

وتدعى السقوف غير المستندة إلى أعمدة متوسطة ، والتى تكون أبعاد بلاطاتها قليلة (أقل من ٢م)، بالسقوف المصندقة ـ (coffered ceiling) (شكل ٨ـ٢٤، ب) .

وقد يتراوح سمك البلاطة ، تبعاً لأبعادها فى المخطط الأفقى ، واعتماداً على قيمة الأحمال ، بين ٧ و١٤سم .

تستخدم السقوف ذات البلاطات المرتكزة على المحيط ، بصورة رئيسية ، لاعتبارات معمارية ، مثلا ، لسقف البهو والقاعة وغير ذلك . ومن ناحية استهلاك قضبان التسليح والخرسانة ، تكون هذه السقوف أقل اقتصاداً ، من السقوف ذات البلاطات العتبية .

وتشير التجارب ، إلى أن قيمة أحمال الانهيار القصوى وطبيعة انهيار البلاطة ، تتشابه فى حالة وضع قضبان التسليح على شكل مستطيل أو وضعها بصورة مائلة (شكل ٨ ـ ٢٥ ، أ ، ب) . ولكن إنتاج الشبكات المستطيلة أسهل ، ولذلك ، فإنها تستخدم عادة لتسليح البلاطات .



شكل ٨ ـ ٢٥ . مخططات تسليح البلاطات المستندة على المحيط ، وطبيعة انهيارها عند الاختبار

إن طبيعة انهيار البلاطات ، المستندة إلى المحيط ، تحت تأثير الأحمال المنتظمة التوزيع ، موضحة فى الشكل (٨ ـ ٢٥ ، حـ ، د) . فعلى السطح السفلى للبلاطة ، تتجه الشقوق باتجاه المستقيمات المنصفة للزوايا ، وعلى السطح العلوى عند تثبيت البلاطة من جميع جهاتها ، تتجه الشقوق بموازاة الأضلاع مع استدارة فى الأركان ، عمودية على الأقطار .

ولتحديد طبيعة انهيار البلاطات الخرسانية المسلحة ، المستندة إلى المحيط ، أهمية حيوية ، لحساب سعتها الحملية ولتصميم قضبان التسليح .

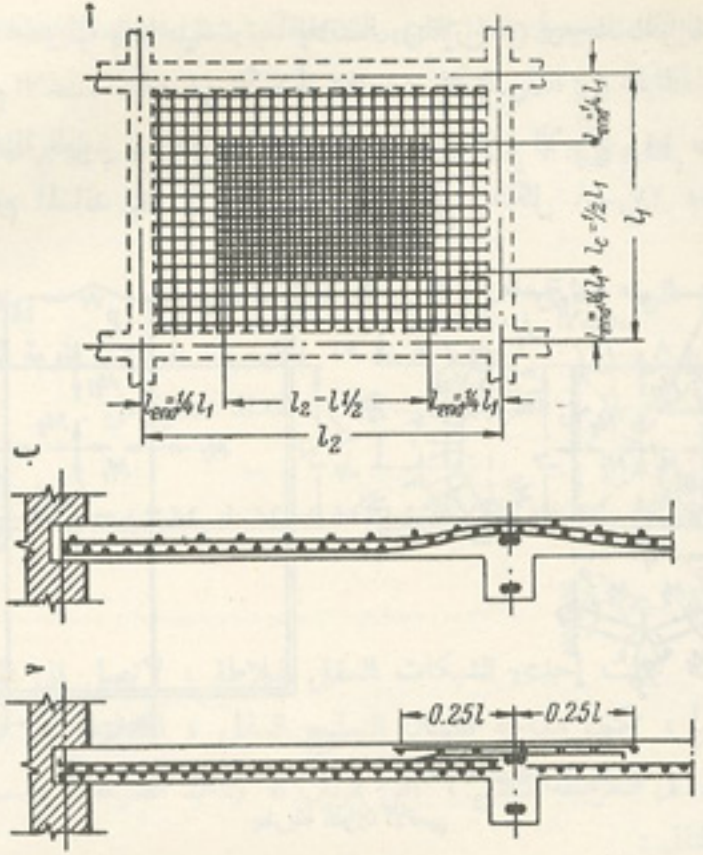
٢ – حساب وتصميم البلاطات المرتكزة على المحيط

تسلح البلاطات المرتكزة على المحيط بشبكات ملحومة ، كما فى البلاطات العتبية . وعندما يزيد امتداد البلاطة على ٢,٥ م ، يستخدم التسليح الانفرادى بواسطة الشبكات ، فى الباع وعلى المسند . وتوضع فى أسفل باع البلاطة شبكات ملحومة مستوية أو قطع من اللفائف ، المتصلة عرضيا بوصلة فعالة ، وتنشر ، على المساند بطول العتبات ، شبكات ذات قضبان عرضية فعالة .

تقل عزوم الانحناء فى باع البلاطة ، كلما اقتربنا من المسند ، ولذلك يمكن أن تقلل مساحة مقطع قضبان الشبكات المستوية ، فى أسفل البلاطة بالقرب من المساند . ولأجل توفير الفولاذ ، توضع فى أسفل باع البلاطة ، شبكتان لهما أبعاد مختلفة ، ولكن مساحة مقطع قضبان التسليح ، تكون متساوية فى كلتيهما (شكل ٨ – ٢٦ ، أ) . وتبتعد نهاية الشبكة الصغيرة عن المسند بمسافة قدرها $l_{end} = \frac{l_1}{4}$ ، حيث l_1 – الباع الأصغر للبلاطة . وعندما يكون استناد البلاطة حرًّا تؤخذ $l_{end} = \frac{l_1}{8}$.

وإذا كان باع البلاطة أقل من ٢,٥ م ، فإنها تسلح بشبكات لفائفية . وتنشر الشبكات التى يصل قطر قضبان تسليحها الطولية الفعالة إلى ٥,٥مم ، فى اتجاه الضلع الأصغر للبلاطة المرتكزة على المحيط ، بطريقة مماثلة لتسليح البلاطة العتبية (انظر الشكل ٨ – ٢٠ ،أ) ، ويؤخذ فى الاعتبار ؛ عمل قضبان التسليح التوزيعية فى اتجاه الضلع الأكبر .

يكون عزم الانحناء فى الباع الأول للبلاطات المتعددة الأبواع ، أكبر مما هو عليه فى الأبواع المتوسطة ، لذلك توضع بأعلى الشبكات الرئيسية ، شبكات لفائفية إضافية (شكل ٨ – ٢٦، ب) أو شبكات مستوية إضافية (شكل ٨ – ٢٦، حـ) .



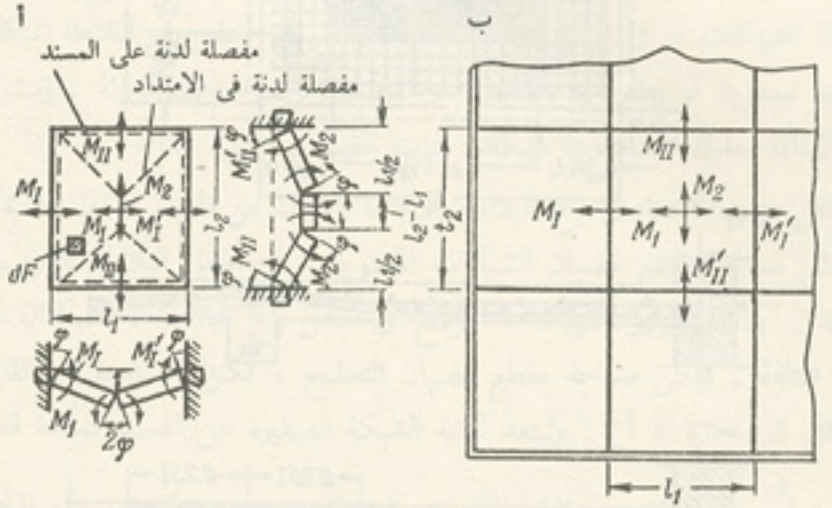
شكل ٨ – ٢٦ . تسليح البلاطات المستندة على المحيط

ويتم حساب البلاطات المرتكزة على المحيط ، بطريقة التوازن النهائى (ultimate equilibrium) . وتعتبر البلاطة ، فى حالة التوازن النهائى ، مجموعة فقرات مستوية ، مرتبطة ببعضها باتجاه خطوط الانكسار ، بواسطة مفصلات لدنة ، تظهر فى الباع باتجاه الخطوط المنصّفة للزوايا ، وعلى المساند بمحاذات العتبات (شكل ٨ – ٢٧ ، أ) . وتعتمد قيم انحناء البلاطة M ، على مساحة قضبان التسليح F_s المتقاطعة مع المفصلات اللدنة ، وتحدد لمتر واحد من عرض البلاطة ، بموجب الصيغة $M = R_s F_s z_c$.

عند مختلف طرق تسليح البلاطات المرتكزة على المحيط ، توضع معادلة

شغل القوى الخارجية والداخلية ، تبعاً للانتقال (للإزاحة) فى حالة التوازن النهائى ، وتعين عزوم الانحناء الناتجة عن الأحمال المنتظمة التوزيع .

فى الحالة العامة يقع لوح البلاطة تحت تأثير عزمى الابواع M_1 و M_2 ، وتأثير عزوم المساند M_I و M_I' و M_{II} و M_{II}' (شكل ٨ – ٢٧ ، ب) .



شكل ٨ – ٢٧ . تصميم (حساب) البلاطة المستندة على المحيط ، بطريقة التوازن الأقصى

وفى حالة التوازن النهائى ، تتقوس البلاطة تحت تأثير الأحمال ، ويتحول سطحها المستوى إلى سطح هرمى ، تكون حافاته فقرات على هيئة مثلث وشبه منحرف . وارتفاع الهرم يكون الانحناء الأقصى للبلاطة f ، وزاوية دوران الفقرات ، تساوى :

$$\phi \leqslant \tan\phi \frac{2\,f}{l_1} \qquad (٨ - ١٩)$$

ونتيجة لتقوس البلاطة، تنزاح الأحمال الخارجية ، وتنتج شغلا W_q، يساوى حاصل ضرب شدة الأحمال q فى حجم شكل الإزاحة (الهرم) :

$$W_q = q\,v = \frac{q\,f\,l_1\,(3\,l_2 - l_1)}{6} \qquad (٨ - ١٩ ، أ)$$

وعند ذلك ، يعين شغل القوى الداخلية ، بشغل عزوم الانحناء اللازم لزوايا الدوران المطابقة ϕ (انظر الشكل ٨ – ٢٧،أ) :

$$W_M = \Sigma M\,\phi = (2\,\phi\,M_1 + \phi\,M_I + \phi\,M_I')\,l_2 + (2\,\phi\,M_2 + \phi\,M_{II} + \phi\,M'_{II})\,l_1 \qquad (٨ - ١٩ ، ب)$$

ومن شرط تساوى عمل القوى الداخلية والخارجية ، $W_M = W_q$ ، نساوى الصيغتين(٨ – ١٩ ، أ) و (٨ – ١٩ ، ب) ، ونستبدل زاوية الدوران ϕ ، بقيمتها المستخرجة من الصيغة (٨ – ١٩) . عندئذ نحصل على :

$$\frac{q\,l_1^2\,(3\,l_2 - l_1)}{12} = (2\,M_1 + M_I + M_I')\,l_2 + (2M_2 + M_{II} + M'_{II})\,l_1 \qquad (٨ - ١٩ ، حـ)$$

وإذا كانت إحدى الشبكات السفلى للبلاطة ، لاتصل إلى المسند بمسافة قدرها $\frac{1}{4}l$ ، تكون مساحة قضبان التسليح السفلى ، المقطوعة من قبل المفصلة اللدنة ، فى الشريط المنطق ، أقل بمرتين ، وتأخذ الصيغة (٨ – ١٩ ، حـ) الشكل التالى :

$$\frac{q\,l_1^2}{12}\,(3\,l_2 - l_1) = l_2\,(2\,M_1 + M_I + M_I') + l_1\left(\frac{3}{2}\,M_2 - \frac{1}{2}\,M_1 + M_{II} + M'_{II}\right) \qquad (٨ - ٢٠)$$

عند التسليح بالشبكات اللفائفية ، ذات القضبان الطولية الفعالة، والمنحنية نحو المسند بمسافة قدرها $0.25\,l_1$ ، لاتكون للشرائط المنطقية قضبان تسليح سفلى، وعندئذ :

$$\frac{q\,l_1^2}{12}(3\,l_2 - l_1) = l_2\,(2M_1 + M_I + M_I') + l_1\,(M_2 - M_1 + M_{II} + M'_{II}) \qquad (٨ - ٢١)$$

وتدخل فى الأطراف اليمنى للمعادلتين (٨ – ١٩ ، حـ) و (٨– ٢١) ، العزوم المصممة لوحدة عرض البلاطة : عزمان من عزوم الباع M_1 ، M_2 ، وأربعة من عزوم المساند M_I ، M_I' ، M_{II} و M_{II}' . وباستخدام النسب بين العزوم المصممة ، طبقاً لما يوصى به الجدول (٨ – ١) ، تحول المسألة إلى مسألة ذات مجهول واحد M_1 .

جدول ٨ – ١

النسب بين العزوم المصممة، فى البلاطات المستندة إلى المحيط

l_2 / l_1	M_2 / M_1	M_I / M_1 و M_I' / M_1	M_{II} / M_1 و M_{II}' / M_1
١ – ١,٥	١ – ٠,٢	٢,٥ – ١,٣	٢,٥ – ١,٣
١,٥ – ٢	٠,٥ – ٠,١٥	٢ – ١	٠,٧٥ – ٠,٢

إذا احتوت العتبة على طرف أو عدة أطراف مستندة بحرية ، تؤخذ عزوم المساند المطابقة فى المعادلتين (٨ – ٢١)، مساوية للصفر .

وتؤخذ الابواع المصممة l_1 و l_2 ، مساوية للمسافة الخالصة بين العتبات ، أو للمسافة بين محور المسند إلى الجدار وبين حافة العتبة (عند الاستناد الحر) .

وفى البلاطات المطوقة من جميع جهاتها ، بعتبات مرتبطة بها ارتباطاً متراصاً ، يظهر فى حالة التوازن النهائى ، دفع (thrusts) يزيد من سعتها الحملية . لذلك ، عند اختيار مقاطع قضبان تسليح البلاطات ، يجب تقليل عزوم الانحناء المعينة بموجب الحساب : فى مقاطع الابواع المتوسطة وعند المساند المتوسطة – بمقدار ٢٠ ٪ ، فى مقاطع الابواع الأولى ومقاطع المساند المتوسطة الأولى ، عند $l / l_{end} > ١,٥$ – بمقدار ٢٠ ٪، وعند $٢ \geqslant l / l_{end} \geqslant ١,٥$ – بمقدار ١٠ ٪ حيث l – امتداد البلاطة المصمم ، فى الاتجاه العمودى على حافة السقف (عرض البلاطة) ، l_{end} – باع البلاطة المصمم ، فى الاتجاه الموازى لحافة السقف (طول البلاطة) .

ويتم اختيار مقطع قضبان تسليح البلاطات ، كما فى حالة المقاطع المستطيلة .

وتوضع قضبان التسليح الفعالة المتجهة باتجاه الباع الأصغر ، تحت قضبان التسليح المتجهة باتجاه الباع الأكبر . وطبقاً لوضع قضبان التسليح بهذا الشكل ، يختلف الارتفاع الفعال لمقطع البلاطة ، فى كل اتجاه من الاتجاهات ، ويكون الاختلاف بمقدار يساوى قطر قضبان التسليح . ويتم اتخاذ سمك البلاطة المصبوبة h ، من شرط الجسوءة الكافية : عند وجود نهاية تثبيت مرنة حول المحيط – لايقل السمك عن $\frac{1}{50} l_1$ ، وعند الاستناد الحر – لايقل عن $\frac{1}{45} l_1$ ، وعند استخدام خرسانة خفيفة ، لايقل تبعاً لما سبق ، عن $\frac{1}{42} l_1$ و $\frac{1}{38} l_1$ ، حيث l_1 – الباع الأصغر للبلاطة .

٣ – حساب وتصميم العتبات

تنتقل الأحمال من البلاطة إلى العتبات بواسطة مساحات انتقال الأحمال . وهى على شكل مثلث أو شبه منحرف (شكل ٨ – ٢٨ ، أ) .

ولتعيين قيمة تلك الأحمال ، نمد الخطوط المنصفة للزوايا حتى تقاطعها (شكل ٨ – ٢٨ ، ب) . وحاصل ضرب الأحمال $g + p$ (على ١ م^2) فى مساحة انتقال الأحمال المطابقة ، يمثل الأحمال الكلية المؤثرة على باع العتبة ، المحملة من جهتيها بالأجزاء الهيكلية :

للعتبة التى باعها l_1 ، لدينا :

$$R_1 = \frac{(q + p)\, l_1^2}{2}$$

للعتبة التى باعها l_2 :

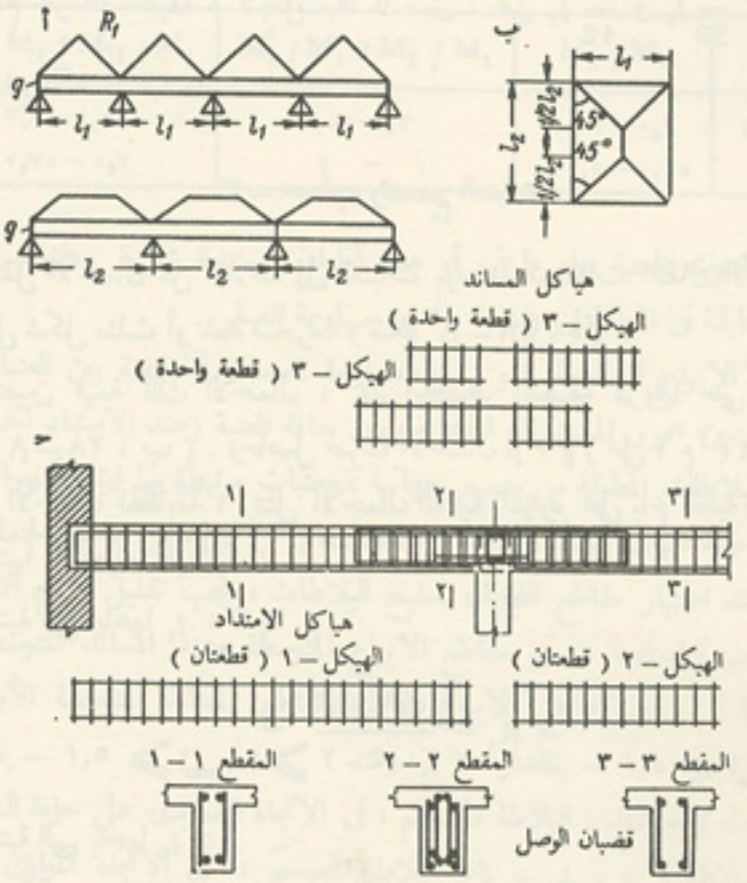
$$R_2 = \frac{(q + p)\, l_1\, (2\, l_2 - l_1)}{2}$$

وعزوم الانحناء الناتجة عن هذه الأحمال ، فى العتبة المحمولة بحرية ، تساوى طبقاً لذلك :

$$M_1 = \frac{(g + p)\, l_1^3}{12} \qquad (٢٢ - ٨)$$

$$M_2 = \frac{(g + p)\, l_1\, (3\, l_2^2 - l_1^2)}{24} \qquad (٢٣ - ٨)$$

و بالإضافة إلى ذلك، يجب أن نأخذ فى الاعتبار ، الأحمال المنتظمة التوزيع q،



شكل ٨ – ٢٨ . المخططات التصميمية وتسليح العتبات الساندة للبلاطات المستندة على المحيط

الناتجة عن الوزن الذاتى للعتبة ، وعن وزن جزء من السقف ، مع الأحمال الوقتية الموجودة فوقه ، المعين بشريط انتقال الأحمال ، وعرضه يساوى عرض العتبة b .

وتؤخذ الابواع المصممة للعتبات ، مساوية للمسافة الخالصة بين الأعمدة ، أو للمسافة بين محور الاستناد إلى الجدار (عند الاستناد الحر) و بين حافة العمود الأول . ولغرض تسهيل الحساب . نأخذ الباع المصمم للعتبة ، مساوياً للباع الخالص للبلاطة بين الأضلاع (مع انحراف صغير يؤدى إلى زيادة الباع المصمم للعتبة) .

وتصمم العتبات المتواصلة ، مع أخذ إعادة توزيع العزوم فى الاعتبار ، وتكون قيم العزوم المطابقة ، كما يلى :

فى الباع الأول وعلى المسند المتوسط الأول

$$M = 0.7\, M_o + \frac{q\, l^2}{11} \qquad (٢٤ - ٨)$$

فى الابواع المتوسطة وعلى المساند المتوسطة

$$M = 0.5\, M_o + \frac{q\, l^2}{16} \qquad (٢٥ - ٨)$$

حيث M_o – تعين بموجب الصيغتين (٨ – ٢٢) و(٨ – ٢٣) .

وفى العتبة الثلاثية الابواع ، يجب أخذ العزم فى الباع المتوسط ، بحيث لايقل عن عزم العتبة المثبتة :

$$M = 0.4\, M_o + \frac{q\, l^2}{24} \qquad (٢٦ - ٨)$$

إن طريقة اختيار المقطع ومبدأ تسليح العتبة ، هما نفس الطريقة والمبدأ ، كما فى حالة العتبة الرئيسية للسقف المضلع ذى البلاطات العتبية . ونظراً لتقاطع

هياكل مساند العتبات المتجهة باتجاهين مختلفين فوق العمود ، تقطع قضبان التسليح التركيبية لهياكل المساند فى حدود العمود ، وتوضع عند التركيب قضبان وصل إضافية (شكل ٨ — ٢٨ ، حـ) .

البند التاسع والعشرون — السقوف العتبية المؤلفة
(composite)

١ — ماهية المنشآت المؤلفة

تتكون المنشآت المؤلفة للسقوف ، من قطع سابقة الصنع وأجزاء مصبوبة فى ساحة العمل . إن الخرسانة المتصلدة لهذه الأجزاء المصبوبة ، تربط الإنشاء بمجموعة واحدة تعمل معاً .

وتكون القطع السابقة الصنع للسقف ، بمثابة هيكل إطارى للخرسانة المصبوبة، وتوضع فى داخلها قضبان التسليح الرئيسية ، التى غالباً ما تكون مجهدة . ويمكن وضع قضبان التسليح الإضافية ، عند التركيب ، على هياكل إطارية من القطع السابقة الصنع . وتنجز القطع السابقة الصنع من خرسانة ذات ماركات عالية الجودة . أما خرسانة الأجزاء المصبوبة ، فيمكن أن تكون ذات ماركات عادية — ١٥٠ و ٢٠٠ .

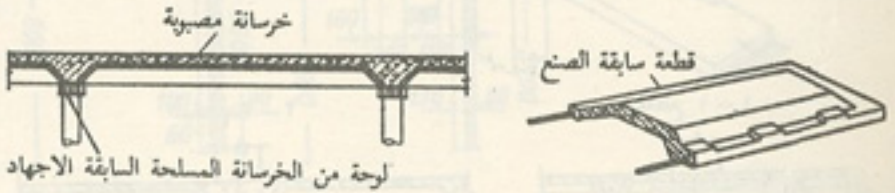
ويتميز عمل المنشآت المؤلفة ، بأن تشوهات الخرسانة المصبوبة ، تتبع تشوهات خرسانة القطع السابقة الصنع ، ولا يمكن تطور الشقوق فى الخرسانة المصبوبة ، إلا بعد ظهورها فى الخرسانة السابقة الإجهاد للقطع السابقة الصنع . وقد أثبتت التجارب ، إمكانية العمل الموحد للقطع السابقة الصنع ، المجهدة سابقاً ، وللأجزاء المصبوبة ، حتى عند وجود الخرسانة الخفيفة ذات الماركات الواطئة (بين ٧٥ و ١٠٠) ، المصبوبة أثناء التركيب .

ويجب أن نأخذ فى الاعتبار ، أن استخدام المنشآت المؤلفة للسقوف ، يتطلب أن ننظم فى ساحة العمل، عمليتين للإنتاج بتكنولوجيا مختلفة وباستخدام

آليات مختلفة : تركيب القطع السابقة الصنع ، وصب الأجزاء المصبوبة . لذلك يحتاج استخدامها إلى إثباته بحجج مقنعة .

٢ — منشآت السقوف المؤلفة

عندما تصل الابواع إلى ٩ م ، تستخدم (فى بريطانيا) سقوف من قطع سابقة الإجهاد ، على هيئة ألواح خرسانية مسلحة ، تكون بمثابة هيكل إطارى ومنطقة شد للعتبة (شكل ٨ — ٢٩) . وعلى هذه القطع توضع قطع ضعيفة



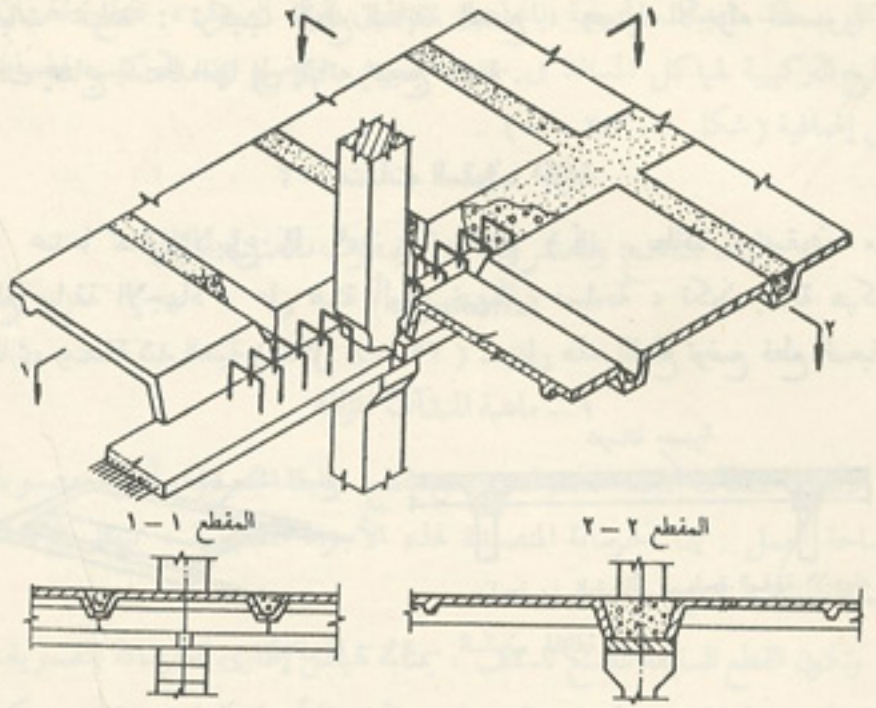
شكل ٨ — ٢٩ . السقوف المؤلفة

التسليح ، على هيئة أحواض مفتوحة ، إما بداخل القطع ، فتوضع الخرسانة المصبوبة ، مثلما توضع فى القالب . وفى السقوف المتواصلة ، بالشكل الموصوف أعلاه ، توضع فوق المساند قضبان تسليح إضافية .

يتكون السقف المؤلف ، الذى يبلغ حجم الخرسانة المصبوبة فيه ٣٠ ٪ من الحجم الكلى للخرسانة فى السقف (شكل ٨ — ٣٠) من ألواح جاهزة سابقة الإجهاد وأجزاء هيكلية على شكل أحواض مفتوحة .

وتوضع خرسانة الصب ، عند التركيب ، فى أخاديد متكونة بين الحافات الجانبية للأجزاء الهيكلية المتجاورة . ولكى نجعل العتبة الرئيسية والعتبات الثانوية ، متواصلة ، نضع عند التركيب ، قضبان تسليح فوق المساند . وللحصول على أحسن ارتباط بين الخرسانة السابقة الصنع والخرسانة المصبوبة ، تبرز من اللوح الخرسانى المسلح — العتبة الرئيسية — أطواق فولاذية .

وتحسب السقوف المضلعة المؤلفة ، مع أخذ إعادة توزيع العزوم فى الاعتبار ،



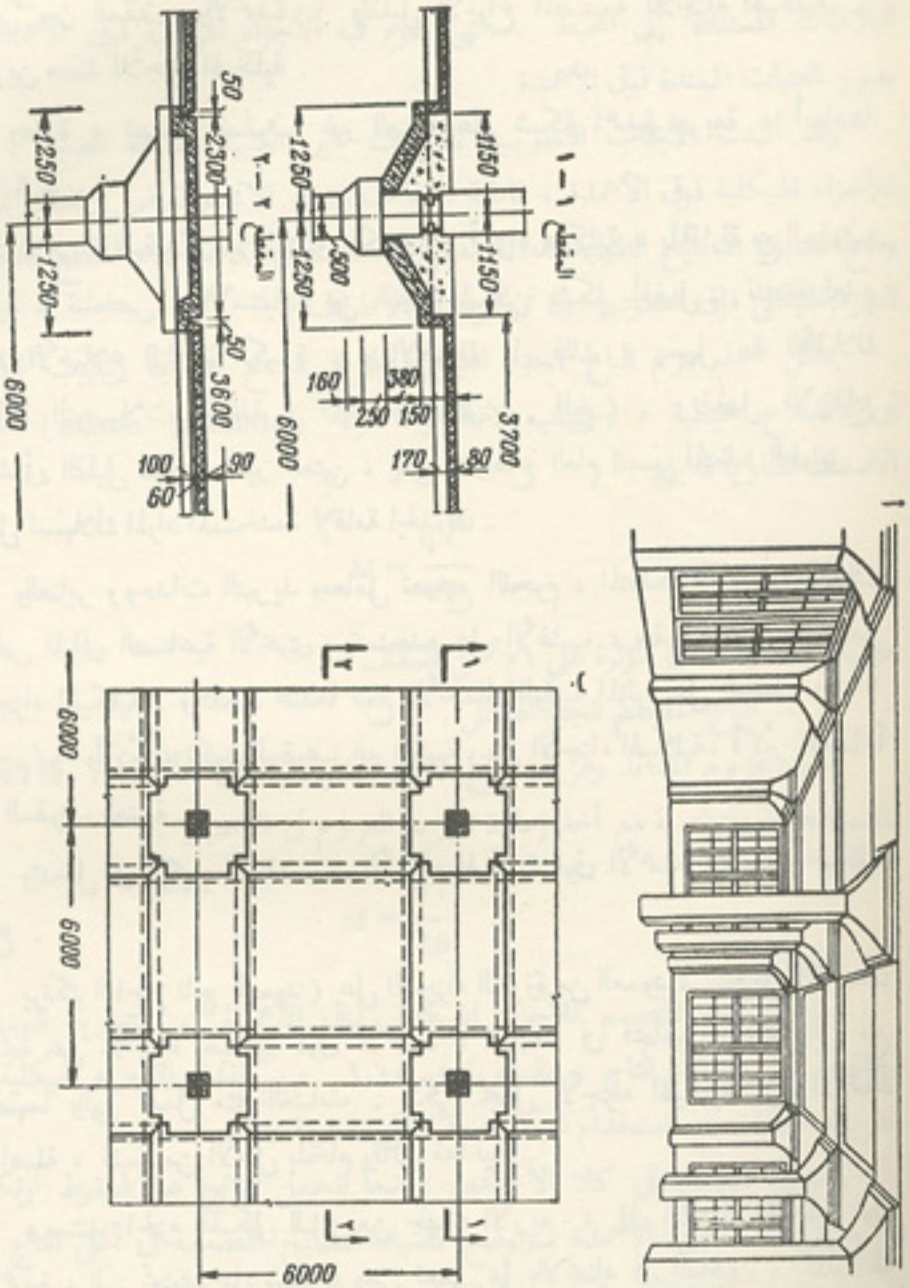
شكل ٨ – ٣٠ . السقوف العتبية المؤلفة ، التى تحتوى على هيكل (إنشاء إطارى) مكون من أجزاء هيكلية كبيرة (ألواح) خرسانية مسلحة

مما يسمح بتقليل كمية قضبان تسليح المساند ، الموضوعة عند التركيب . وقد تم بتجارب خاصة ، التحقق من إمكانية تعادل العزوم للقطع المؤلفة المتواصلة .

البند الثلاثون ـ السقوف غير العتبية (flat slabs)

١ ـ السقوف غير العتبية السابقة الصنع

إن السقوف غير العتبية السابقة الصنع ، عبارة عن مجموعة من الأجزاء الهيكلية السابقة الصنع ، تستند مباشرة إلى تيجان الأعمدة ، وقد تكون الأجزاء الهيكلية هنا ، ذات تجاويف وسطح سفلى أملس (شكل ٨ – ٣١ ، أ) ، أو تكون مضلعة (شكل ٨ – ٣١ ، ب) .



شكل ٨ – ٣١ . تصميم (إنشاء) السقف غير العتبى السابق الصنع

وتتلخص المهمة الإنشائية الأساسية للتيجان ، فى تأمين ترابط (اقتران) جاسئ بين السقف والأعمدة ، وتقليل الابواع المصممة للأجزاء الهيكلية ؛ وتكوين مسند للأجزاء الهيكلية .

وعادة ، تصمم السقوف غير العتبية على شبكة أعمدة مربعة ، أبعادها ٦ × ٦ م .

إن مزية السقوف غير العتبية المكونة من أجزاء هيكلية ، بالمقارنة مع السقوف العتبية ، تتلخص فى الاستفادة من حجم المسكن بشكل أفضل ، نتيجة لعدم وجود الأضلاع البارزة الكبيرة ، وبالإضافة إلى ذلك ، يسهل مد الأسلاك وخطوط التوصيلات المختلفة (المياه والتدفئة . . . إلخ) . وبفضل الارتفاع الإنشائى القليل للسقف غير العتبى ، يقل الارتفاع العام للمبنى المتعدد الطوابق ، ويقل استهلاك المواد المستخدمة لإقامة الجدران .

وللعنابر ووحدات التبريد ومعامل تصنيع اللحوم ، المتعددة الطوابق ، وكذلك لبعض المبانى الصناعية الأخرى ، تستخدم على الأغلب ، سقوف غير عتبية من الأجزاء الهيكلية . وكذلك عندما تبلغ الأحمال الوقتية المؤثرة على السقف ١٠٠٠ كجم/م^2 وأكثر ، تكون السقوف غير العتبية ، من الأجزاء الهيكلية ، أكثر اقتصاداً من السقوف العتبية .

وتدخل فى تركيب السقف ، الأجزاء الهيكلية فوق الأعمدة والأجزاء الهيكلية للباع .

يرتكز التاج (تاج العمود) على الأجزاء البارزة من العمود ، يتحمل الأحمال الناتجة عن الأجزاء الهيكلية فوق الأعمدة ، الممتدة فى اتجاهين متعامدين مع بعضهما والتى تعمل مثل العتبات . ولكى نجعل الأجزاء الهيكلية فوق الأعمدة متواصلة ، نثبتها من الأعلى بلحام رقائق معدنية .

ويستند الجزء الهيكلى للباع من جهاته الأربع ، إلى الأجزاء الهيكلية فوق الأعمدة ، التى تحتوى على شفاه ، وهى تعمل على الانحناء فى اتجاهين ، كالبلاطة المرتكزة على المحيط .

وبهذا الشكل ، يعمل السقف غير العتبى ، مثل عمل السقف المضلع ذى البلاطات المستندة إلى المحيط . التى تقوم فيه الأجزاء الهيكلية فوق الأعمدة ، بدور العتبات الممتدة فوق الأعمدة .

وقد أثبتت الأبحاث التجريبية للسقوف غير العتبية السابقة الصنع ، أن للأجزاء الهيكلية فوق الأعمدة ، قابلية تشوه صغيرة فى الاتجاه العرضى . لذلك يمكن وضع قضبان التسليح الطولية الفعالة بصورة منتظمة فى كافة أنحاء المقطع العرضى للجزء الهيكلى فوق العمود (دون تمركزها فى الأطراف) .

يمكن أخذ عزم الباع للجزء الهيكلى المربع ، مع حساب التثبيت الجزئى فى الأضلاع المحيطية ، وحساب الانطوائية المرنة (elastic pliability) لمحيط الاستناد مساوياً لما يلى :

$$M = \frac{q\, l^2}{27}$$

حيث q — الأحمال المؤثرة على ١م^2 من السقف ،

l — الباع المصمم للجزء الهيكلى .

وتعين عزوم المساند وعزوم الباع للأجزاء الهيكلية فوق الأعمدة ، كما تعين بالنسبة للعتبة المتواصلة مع أخذ إعادة توزيع العزوم فى الاعتبار :

$$M = \frac{q\, l^2}{16}$$

ويؤخذ الباع المصمم للأجزاء الهيكلية فوق الأعمدة ، مساوياً للمسافة الخالصة بين حافات التاج ، مضروبة فى ١,٠٥ . ويتم إنشاء الأجزاء الهيكلية ، بطريقة عادية ، مع استخدام شبكات وهياكل ملحومة .

وتحسب التيجان فى كلا الاتجاهين ، تبعاً للحمل الناتج عن ضغوط ارتكاز وعزوم البلاطات فوق الأعمدة . وتوضع قضبان التسليح المصممة فى أعلى التاج ، وتسلح جدران التيجان ، تسليحاً إنشائيا . وبالإضافة إلى ذلك ، تحسب تيجان الأعمدة ، تبعاً لأحمال التركيب ، مثل حساب الكابولات (consoles) .

وتحسب أعمدة الهيكل ، تبعاً لتأثير قوة الانضغاط الطولية N ، الناتجة عن الأحمال المؤثرة على جميع الطوابق العليا، وتبعاً لتأثير عزم الانحناء M ، الناتج عن الأحمال الوقتية المؤثرة على جهة واحدة من السقف المعطى . وتعين عزوم الانحناء للأعمدة بطريقة مبسطة ، وذلك بتوزيع (تنسيق) عزم مسند البلاطة ، عند التثبيت التام (totally fixed) ، طبقاً للجسوءات الطولية لأعمدة وبلاطات السقف ، الملتقية فى عقدة الربط :

للأعمدة المتوسطة

$$M = \frac{p\, l^2}{12} \times \frac{i_{column}}{\Sigma\, i_{column} + 2\, i_{slab}}$$

وللأعمدة الطرفية :

$$M = \frac{(g+p)\, l^2}{12} \times \frac{i_{column}}{\Sigma\, i_{coumn} + i_{slab}}$$

عند ذلك ، تعين الجسوءة الطولية للبلاطة $i_{slab} = \frac{F_c\, T_{slab}}{l}$ بواسطة جسوءة

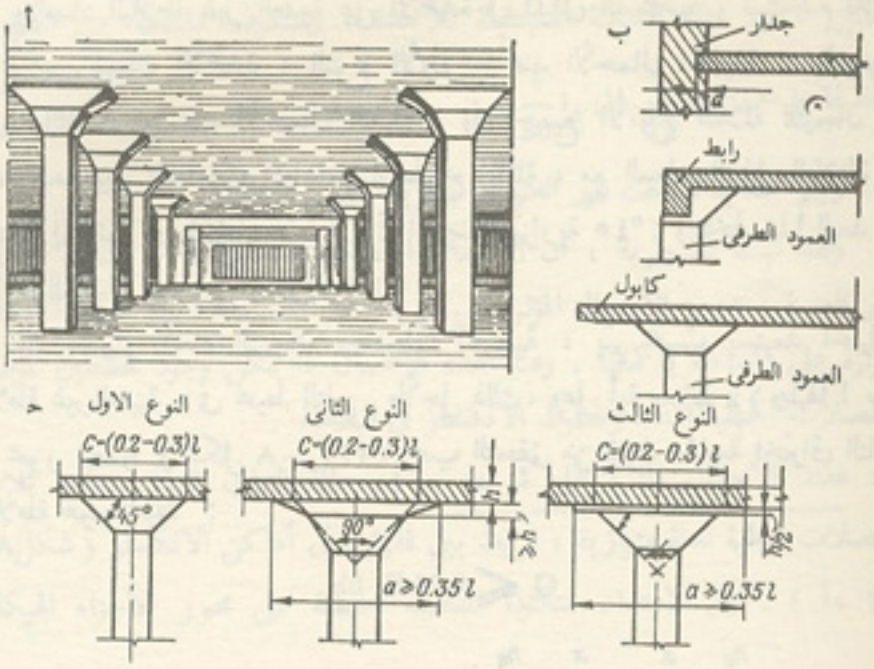
السقف الخرسانى المتصلد، عندما يكون عرضه مساوياً للمسافة بين محاور الأعمدة .

وعند تعيين الجسوءة الطولية للعمود ، يحسب عزم القصور الذاتى لمقطعه ، كما يحسب للمقطع الخرسانى ، ويؤخذ طول العمود ابتداء من سطح السقف الموجود فى الأسفل ، إلى قاعدة تاج العمود .

٢ ــ السقوف غير العتبية المصبوبة

إن السقوف غير العتبية المصبوبة ، هى عبارة عن بلاطات مصمتة ، مستندة مباشرة إلى الأعمدة ، مع وجود توسعات ــ تيجان الأعمدة (شكل ٨ ــ ٣٢ ، أ) .

وتقام التيجان فى الجزء الأعلى من العمود ، لاعتبارات إنشائية ، ولأجل الأغراض التالية :



شكل ٨ ــ ٣٢ . تصميم (إنشاء) السقف غير العتبى المصبوب

١ ــ تكوين جسوءة كافية ، لارتباط البلاطة غير العتبية بالعمود .

٢ ــ ضمان مقاومة البلاطة غير العتبية للاختراف حول محيط التاج .

٣ ــ تقليل الامتداد المصمم للبلاطة ، وتوزيع العزوم على عرضها بصورة أكثر انتظاما .

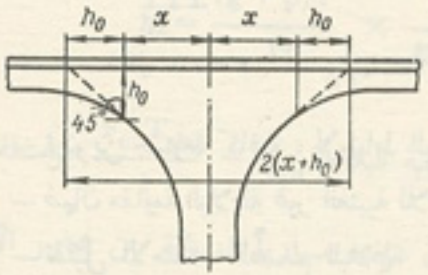
وتستطيع البلاطة غير العتبية ، الاستناد حول محيط المبنى ، إلى الجدران الحاملة والرابط المحيطى ° ، أو تبرز مثل الكابول وراء تيجان الأعمدة الطرفية (شكل ٨ ــ ٣٢ ، ب) .

وتصمم السقوف غير العتبية على شبكة أعمدة مربعة أو مستطيلة ، منتظمة الامتدادات . وتحدد نسبة الامتداد الكبير إلى الامتداد الأصغر ، فى الشبكة المستطيلة ، بالعلاقة $\frac{l_2}{l_1} \leqslant 1{,}5$. وأكثر الشبكات المربعة ملائمة هى التى تكون بمقياس ٦ × ٦م .

ولإسناد البلاطة غير العتبية على الأعمدة فى المبانى الصناعية ، تستخدم ثلاثة أنواع من تيجان الأعمدة : النوع الأول – عند الأحمال الخفيفة ، والنوعين الثانى والثالث – عند الأحمال الثقيلة . وفى جميع الأنواع الثلاثة للتيجان ، يؤخذ البعد بين تقاطعات اتجاهات السطوح المائلة ، مع السطح السفلى للبلاطة ، استناداً إلى توزيع ضغط الارتكاز فى الخرسانة بزاوية ٤٥°. ويؤخذ هذا البعد ، مساوياً للمقدار c = من 0.2 1 إلى 0.3 1 .

إن اختيار أبعاد التيجان وخطوطها المحيطية ، يتم بحيث يستبعد اختراق البلاطة غير العتبية ، فى محيط التاج . ولأجل ذلك ، وعلى أية مسافة x (وطبقاً لـ y) من محور العمود (شكل ٨ – ٣٣) ، يجب التحقق من شرط مقاومة اختراق التاج والبلاطة حول المحيط :

$$Q \leqslant 0.75\, R_t\, b h_o$$



شكل ٨ – ٣٣ . تحديد أبعاد تاج العمود

$$Q = q\,[\,l_1 l_2 - 4\,(x + h_o)\,(y + h_o) \qquad (٨ - ٢٧)$$

$$b = 4\,(x + y + h_o) \qquad (٨ - ٢٨)$$

وفى التيجان المربعة $x = y$.

ويمكن مقدماً أخذ سمك البلاطة غير العتبية المصبوبة ، من شرط جسوءتها الكافية ، مساوياً للمقدار h = من $\frac{1}{23} l_2$ إلى $\frac{1}{35} l_2$ ، حيث l_2 – بعد الامتداد

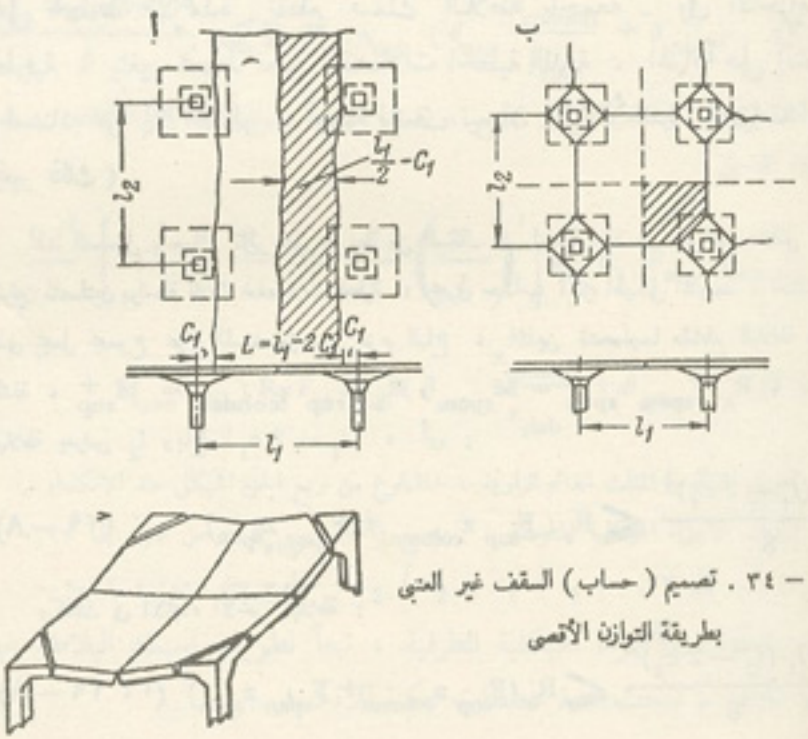
• يقصد بالرابط المحيطى العتبة المنشأة فوق الجدار الخارجى (المترجم)

الكبير ، فى حالة الشبكة المستطيلة للأعمدة ، والسقوف المنتجة من الخرسانة الخفيفة h = من $\frac{1}{27} l_2$ إلى $\frac{1}{30} l_2$.

ويتم حساب السقف غير العتبى ، بطريقة التوازن النهائى .

ولقد ثبت بالتجربة ، أن الأحمال الخطرة (التصميمية) بالنسبة للبلاطة غير العتبية ، هى : الأحمال المؤثرة على شريط عبر الامتداد ، والأحمال الشاملة ، المؤثرة على المساحة بأكملها . وعند هذه الأحمال ، يمكن وجود مخططين لموضع المفصلات الخطية اللدنة وخطوط الانكسار فى البلاطة .

فعند الأحمال المؤثرة على شريط ، فى حالة التوازن النهائى تتكون ثلاث مفصلات خطية لدنة متوازية ، تربط بين فقرتين فى أماكن الانكسار (شكل ٨– ٣٤ ،أ) . وفى الامتداد ، تتكون المفصلة الخطية على محور الأجزاء الهيكلية



شكل ٨ – ٣٤ . تصميم (حساب) السقف غير العتبى بطريقة التوازن الأقصى

المحملة ، وتكون لها شقوق متفتحة فى الأسفل . وعند المساند ، تبتعد المفصلات الخطية عن محاور الأعمدة بمسافة c_1 ، التى تعتمد على شكل وأبعاد التيجان ، وتحتوى على شقوق متفتحة فى الأعلى . وفى الأجزاء الهيكلية الطرفية عند الارتكاز الحر على الجدار ، تتكون فى الحافة الخارجية مفصلتان خطيتان فقط — واحدة فى الباع ، والثانية عند المسند ، بالقرب من الصف الأول المتوسط للأعمدة .

عند التحميل الشامل للسقف غير العتبى ، تتكون فى الأجزاء الهيكلية المتوسطة (أى البلاطة) مفصلات خطية لدنة متعامدة مع بعضها وموازية لصفوف الأعمدة ، مع شقوق متفتحة من الأسفل ، وعند ذلك ، يقسم كل جزء هيكلى بالمفصلات اللدنة ، إلى أربع فقرات ، تدور حول المفصلات الخطية اللدنة عند المساند التى تقع محاورها (محاور المفصلات) فى منطقة التيجان مشكلة مع صفوف الأعمدة ، زاوية قدرها ٤٥° عادة (شكل ٨ — ٣٤،ب ، حـ) . وفى الأجزاء الهيكلية المتوسطة ، فوق المفصلات اللدنة عند المساند ، تتفتح الشقوق فقط فى الأعلى ، وعلى خطوط الأعمدة تقطع سمك البلاطة بأجمعه . وفى الأجزاء الهيكلية الطرفية ، يتغير مخطط تكون المفصلات الخطية اللدنة ، اعتماداً على إنشاء المساند (استناد حر إلى الجدار ؛ وجود نصف تيجان على الأعمدة والعتبات المطوقة . . وغير ذلك) .

عند التحميل بأحمال تؤثر على شريط من السقف : لحالة انكسار شريط مستقل ، مع تكون فقرتين متصلتين بواسطة ثلاث مفصلات خطية ، يجرى حساب الجزء الهيكلى المتوسط ، استناداً إلى الشرط الذى يجعل مجموع عزم المسند ومجموع عزم الباع ، اللذين تتحملهما مقاطع البلاطة فى المفصلات اللدنة ، $R_s F_{sup} z_{column} = M_{sup}$ و $R_s F_{span} z_{span} = M_{span}$ ، يساويان عزم البلاطة بعرض l_2 وباع $(l_1 - 2c_1)$ ، أى :

$$\frac{q l_2 (l_1 - 2c_1)^2}{8} \leqslant R_s (F_{sup} z_{column} + F_{span} z_{span}) \qquad (٨ — ٢٩)$$

وكذلك فى الاتجاه الآخر للبلاطة :

$$\frac{q l_1 (l_2 - 2c_2)^2}{8} \leqslant R_s (F_{sup} z_{column} + F_{span} z_{span}) \qquad (٨ — ٢٩ ، أ)$$

حيث $q = g + p$ — الأحمال المؤثرة على ١ م^2 من البلاطة ،

c_1 و c_2 — المسافات من المفصلات اللدنة للمساند ، إلى محور صفوف الأعمدة القريبة منها ، فى الاتجاهين l_1 و l_2 ،

F_{sup} — مساحة مقطع قضبان التسليح فى المفصلة اللدنة عند المسند فى حدود جزء هيكل واحد ،

F_{span} — مساحة مقطع قضبان التسليح فى المفصلة اللدنة الباع فى حدود جزء هيكل واحد .

z_{column} و z_{span} — ذراع الازدواج الداخل فى المفصلتين اللدنتين المسند والباع .

نضع الرموز التالية $\theta_{sup} = \frac{F_{sup}}{F_{s1}}$ و $\theta_{span} = \frac{F_{span}}{F_{s1}}$ المعاملات التى تحدد العلاقة بين مساحة قضبان التسليح فى مقاطع المساند والأبواع ، حيث $F_{span} + F_{sup} = F_{s1}$ هى المساحة الإجمالية لمقطع قضبان التسليح .

وبتعويض θ_{sup} و θ_{span} فى الشرط (٨ — ٢٩) ، نحصل على :

$$\frac{q l_2 (l_1 - 2c_1)^2}{8} \leqslant R_s F_{s1} z_{slab} \left(\theta_{sup} \frac{z_{column}}{z_{slab}} + \theta_{span} \right) \qquad (٨ — ٣٠)$$

وعند التحميل الشامل للجزء الهيكل المربع ، المسلح تسليحاً متساوياً فى كلا الاتجاهين ، يصبح شرط التوازن كما يلى :

$$\frac{q l^3}{8} \left[1 - 2 \frac{c}{l} + \frac{4}{3} \left(\frac{c}{l} \right)^3 \right] \leqslant R_s (F_{sup} z_{column} + F_{span} z_{slab}) R_s F_{s1} z_{slab} \left(\theta_{sup} \frac{z_{column}}{z_{slab}} + \theta_{span} \right) \qquad (٨ — ٣١)$$

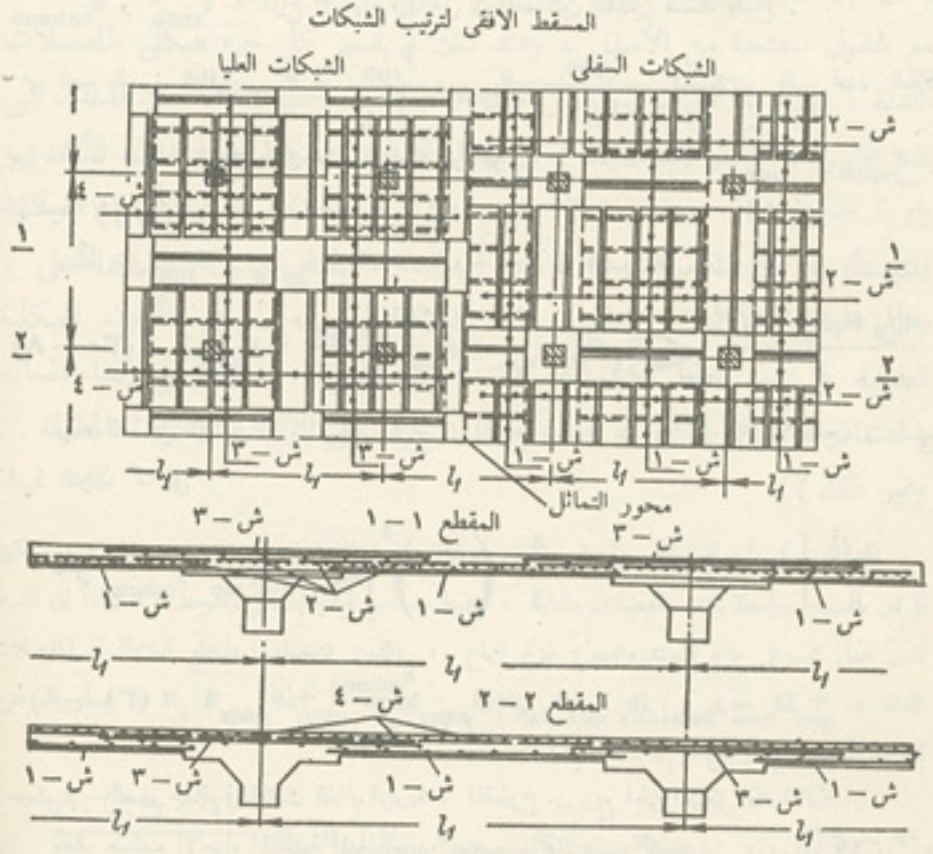
حيث c — الضلع القائم فى المثلث القائم الزاوية ، المقطوع من ربع الجزء الهيكل عند الانكسار .

وعند حساب الأجزاء الهيكلية المتوسطة ، ينصح باتخاذ θ_{sup} = من ٠,٥ إلى ٠,٦٧ ، θ_{span} = من ٠,٥ إلى ٠,٣٣ ، c_1 / l_1 و c_2 / l_2 — تتراوح بين ٠,٠٨ و ٠,١٢ .

وعند حساب الأجزاء الهيكلية الطرفية ، تبعاً لطريقة استناد البلاطة غير العتبية إلى المحيط ، تبحث عدة مخططات ممكنة للانكسار .

يتم تسليح البلاطة غير العتبية المصبوبة ، تسليحاً منفصلا – بشبكات لفائفية أو مستوية ملحومة . وتتحمل الشبكات الموضوعة فى الأسفل عزوم الباع ، أما الشبكات الموضوعة فى الأعلى ، فتتحمل عزوم المساند .

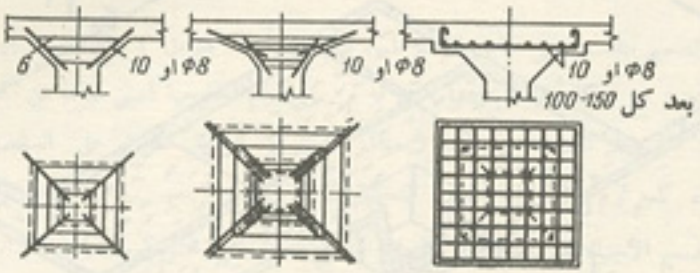
إن الشبكات الضيقة ذات القضبان الطولية الفعالة ، المستخدمة فى تسليح البلاطة غير العتبية ، توضع بطبقتين فى اتجاهين متعامدين مع بعضهما ، فى الأجزاء التى تظهر فيها قوى شد باتجاهين (شكل ٨ – ٣٥) .



شكل ٨ – ٣٥ . تسليح السقف غير العتبى المصبوب ، بشبكات ضيقة

وبالقرب من الأعمدة ، توسع الشبكات العليا ، أو تستحدث فى الشبكات فتحات ، مع وضع قضبان إضافية تعوض عن قضبان التسليح المقطوعة .

وتسلح تيجان الأعمدة طبقاً للاعتبارات الإنشائية ، وبصورة رئيسية لتحمل القوى الناتجة عن الانكماش ودرجات الحرارة (شكل ٨ – ٣٦) .



شكل ٨ – ٣٦ . تسليح التيجان المصبوبة

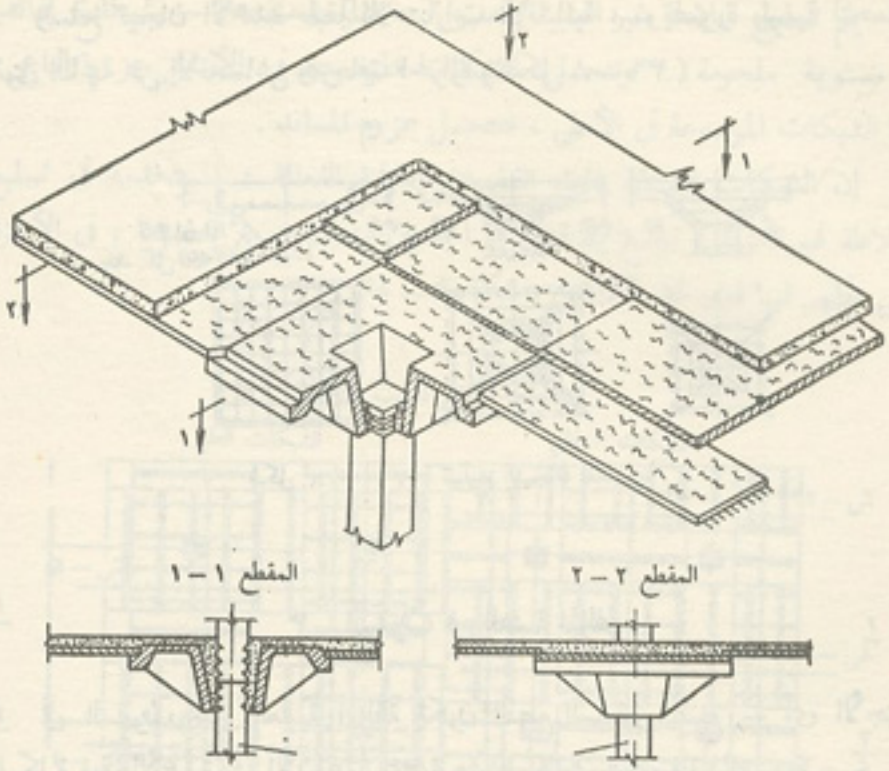
٣ – السقوف غير العتبية المؤلفة

فى السقوف غير العتبية المؤلفة تكون القطع السابقة الصنع – أى الأجزاء الهيكلية فوق الأعمدة وفى الأبواع ، بمثابة هيكل إطارى للخرسانة المصبوبة .

ويبين الشكل (٨ – ٣٧) سقفاً مؤلفاً غير عتبى . وعند التركيب ، تثبت التيجان على الأعمدة بصورة وقتية ، بواسطة أطواق كتائفية . ويتم الارتباط بين العمود والتاج بعد تصلب خرسانة السقف وتكون دسر خرسانية (dowels) على سطح العمود .

وتوضع على تيجان الأعمدة ، فى اتجاهين متعامدين مع بعضهما ، بلاطات بسمك يتراوح بين ٥ و ٦ سم ، وفى الوسط توضع بلاطة امتداد بنفس السمك ، مرتكزة على المحيط . وجميع هذه البلاطات السابقة الصنع تكون سابقة الإجهاد ، ومسلحة بأسلاك عالية المقاومة .

ويترابط الهيكل الإطارى السابق الصنع للسقف ، بطبقات من الخرسانة يتراوح سمكها بين ٤و٥سم فى بلاطة الباع ، وبين ٩ و ١٠سم فى البلاطة التى فوق الأعمدة . ولكى نجعل السقف متواصلا ، توضع فى أماكن تأثير عزوم المساند ،



شكل ٨ – ٣٧ . تصميم (إنشاء) السقف غير العتبى المؤلف

قضبان تسليح عليا ، على هيئة شبكات ملحومة . وفى هذا السقف ، يبلغ حجم الخرسانة المصبوبة ٤٦ ٪ من الحجم الكلى لخرسانة السقف .

إن مجموع ما يستهلك من الخرسانة وقضبان التسليح فى السقوف غير العتبية المؤلفة ، والمصبوبة كذلك ، يزيد على مجموع الاستهلاك المناظر بالنسبة للسقوف غير العتبية السابقة الصنع ، المنتجة من الأجزاء الهيكلية المضلعة أو ذات التجاويف .

البند الحادى والثلاثون – مثال على تصميم سقف عتبى سابق الصنع (المثال الثالث عشر)

يطلب تصميم سقف عتبى سابق الصنع لمبنى صناعى بأربعة طوابق ، تبلغ أبعاده فى المخطط الأفقى ٢١ × ٣٦ م ، مع شبكة أعمدة أبعادها ٦ × ٧ م . والجدران الخارجية للمبنى مقامة من كتل خرسانية ، والأعمدة من الخرسانة المسلحة . إن الأحمال المعيارية الوقتية المؤثرة على السقف ، تساوى p^s = ٥٠٠ كجم / م^2 ، ومعامل تجاوز التحميل n = ١٫٢ .

يجب تصميم الأجزاء الهيكلية للسقف السابق الصنع ، بشكلين مختلفين – مضلعة وذات تجاويف ، وفى كل شكل تستخدم مرة خرسانة عادية وأخرى سابقة الإجهاد . ويحدد الوزن الأقصى للقطع السابقة الصنع (حسب حمولة ونش التركيب) بمقدار ٣ أطنان .

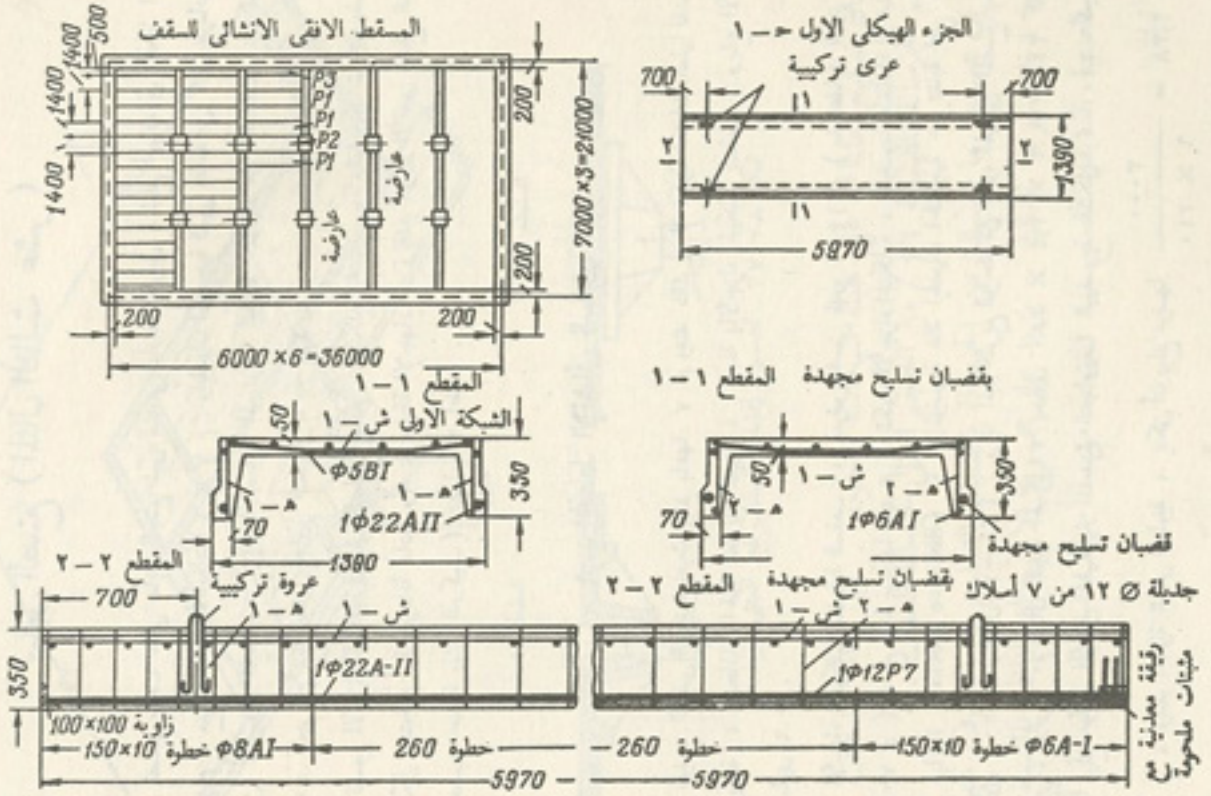
١ – المخطط الإنشائى للسقف

نأخذ الوضع العرضى للعارضة بحيث يبلغ باعها ٧ م وعند ذلك ، لا تكون العتبات العليا لفتحات النوافذ العريضة ، بمحاذاة الجهة الطويلة للمبنى ، محملة بالأجزاء الهيكلية للسقف . وباع الأجزاء الهيكلية يساوى ٦ م .

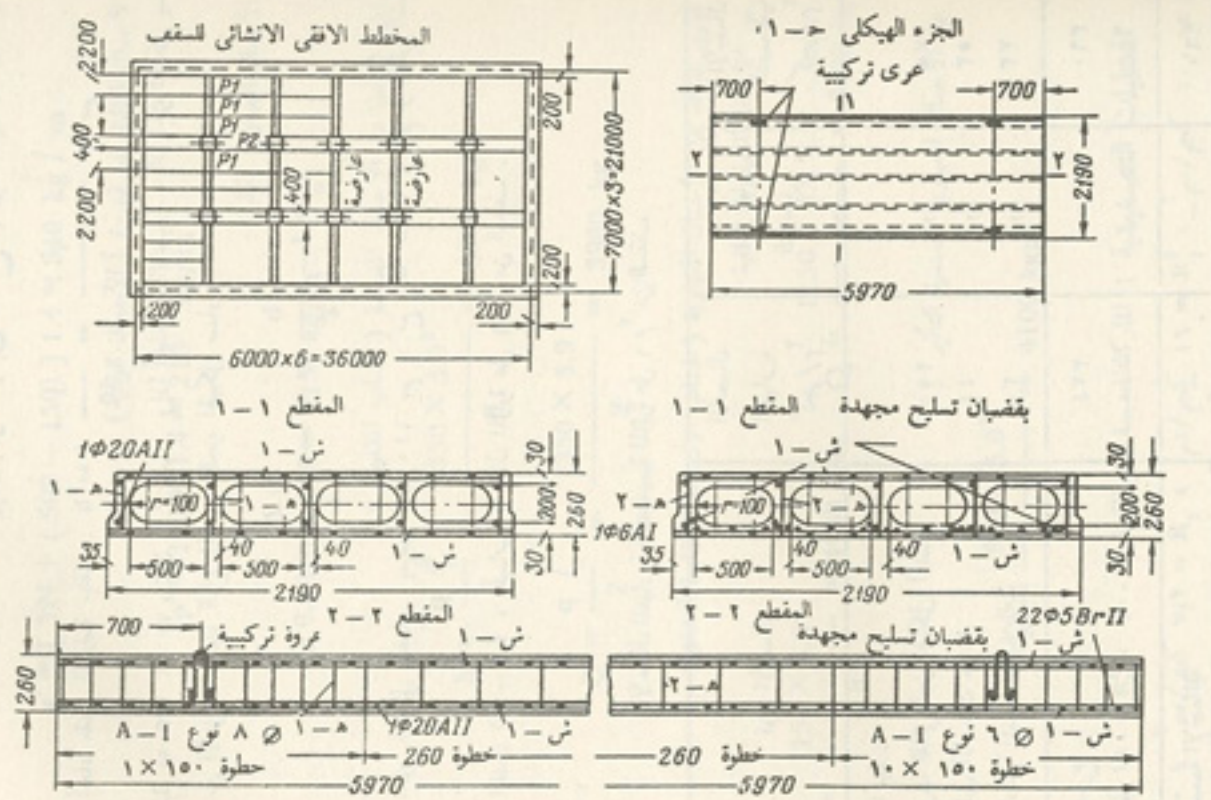
تؤخذ الأجزاء الهيكلية المضلعة للسقف ، بعرض اسمى قدره ١٤٠٠ م (مضاعفات الباع الذى يساوى ٧٠٠٠ م) ، مع شفة سمكها ٥٠ م . تكون الأجزاء الهيكلية ، الموضوعة بمحاذاة الأعمدة ، بمثابة قطع مباعدة (distance blocks) ؛ والموضوعة عند الجدران الخارجية – بمثابة قطع حشو بعرض يساوى ٥٠٠ م (شكل ٨ – ٣٨) . وزن المتر المربع الواحد من الجزء الهيكل المضلع يساوى ٢٥٠ كجم ، والوزن الإجمالى للجزء الهيكل ، يساوى ٢٥٠ × ١٫٤ × ٦ = ٢١٠٠ كجم .

عندما يبلغ وزن الأجزاء الهيكلية المتعددة التجاويف البيضوية الشكل ، ٢١٠ كجم/م^2 وباعها ٦ م ، وعند حمولة الونش المعلومة ، يمكن أن يبلغ عرضها $\frac{٣٠٠٠}{٦ \times ٢١٠}$ = ٢٫٣٨ م .

إذا أخذنا فى الاعتبار ، أننا وضعنا على الأعمدة فى الاتجاه الطول ، قطعاً مباعدة من الخرسانة المسلحة ، يبلغ عرضها ٤٠٠ م ، وأن الجدران الطولية ترتبط بمحور التخطيط برباط طوله ٢٠٠ م ، عندئذ يتسع الباع الواحد لثلاثة أجزاء هيكلية متعددة التجاويف ، بعرض اسمى قدره ٢٢٠٠ م (شكل ٨ – ٣٩) .



شكل ٨ ـ ٣٨ . جزء هيكل مضلع للسقف



شكل ٨ ـ ٣٩ . جزء هيكل سقف متعدد التجاويف

٢ ــ حساب الجزء الهيكلى المضلع

تعطى أبعاد مقطع العارضة سلفا : $h = \frac{1}{10}\, l = \frac{٧٠٠}{١٠} = ٧٠$ سم ؛

$b = 0{,}3\ h = ٠{,}٣ \times ٧٠ \cong ٢٠$ سم . وإذا أخذنا فى الاعتبار ، أن الجزء الهيكل يستند إلى العارضة من الأعلى ، يكون الباع المحسوب للجزء الهيكل مساوياً

$$l_o = l - \frac{b}{2} = 6 - \frac{0.2}{2} = 5.9\ \text{m}$$

يؤخذ الجزء الهيكل المضلع بعرض قدره ١٤٠ سم ، مع شفة سمكها ٥ سم (انظر الشكل ٨ – ٣٨) .

ويبين الجدول (٨ – ٢) ، حساب الأحمال المؤثرة على ١ م^2 من السقف .

جدول ٨ – ٢

الأحمال المعيارية والتصميمية المؤثرة على ١ م^2 من السقف

نوع الأحمال	الأحمال المعيارية كجم/م^2	معامل تجاوز التحميل	الأحمال التصميمية كجم/م^2
الأحمال الدائمية :			
الوزن الذاتى للجزء الهيكل المضلع	٢٥٠	١,١	٢٧٥
محلول الأسمنت ٢٠ م	٤٤	١,٢	٥٣
الأرضية المنشأة من البلاطات	٣٠	١,١	٣٣
المجموع	٣٢٤	–	٣٦٠
الأحمال الوقتية	٥٠٠	١,٢	٦٠٠
الأحمال المصممة الإجمالية	–	–	٩٦٠

ان الأحمال المصممة ، المؤثرة على ١ م من الجزء الهيكل عندما يبلغ عرضه ١,٤ م ، تساوى $q = ١{,}٤ \times ٩٦٠ = ١٣٥٠$ كجم/م .

الأحمال المعيارية تساوى :

الأحمال المستمرة التأثير (كافة الأحمال الدائمية وجزء من الأحمال الوقتية) :

$$g^s = [\ 324 + (\ 500 - 150)\ ]\ 1.4 = 940\ \text{kg / m}$$

الأحمال المؤثرة لمدة قصيرة (الأحمال الوقتية) :

$$p^s = 150 \times 1.4 = 210\ \text{kg/m}$$

الأحمال المعيارية الكلية :

$$940 + 210 = 1150\ \text{kg/m}$$

القوة الناتجة عن الأحمال المصممة (لحساب المقاومة) :

$$M = \frac{q\ l_o^2}{8} = \frac{1350 \times 5.9^2}{8} = 5860\ \text{kgm}$$

$$Q = \frac{q\ l_o}{2} = \frac{1350 \times 5.9}{2} = 3980\ \text{kg}$$

القوى الناتجة عن الأحمال المعيارية (لحساب الاتثناءات ومقاومة التشقق) :

عن الأحمال المعيارية الكلية :

$$M = \frac{1150 \times 5.9^2}{8} = 4980\ \text{kgm}\ ;\ Q = \frac{1150 \times 5.9}{2} = 3400\ \text{kg}$$

عن الأحمال المعيارية المستمرة التأثير :

$$M = \frac{940 \times 5.9^2}{8} = 4100\ \text{kgm}$$

المعطيات التصميمية : الماركة المصممة للخرسانة ماركة ٢٠٠ ، $R_b^s = ١٨٠$ كجم/سم^2 ، $R_b = ١٠٠$ كجم/سم^2 ، $R_t^s = ١٦$ كجم/سم^2 ، $R_t = ٧{,}٢$ كجم/سم^2 ، معامل المرونة الابتدائى للخرسانة $E_c = ٢٦٥٠٠٠$ كجم/سم^2 . وتتألف قضبان التسليح فى الهياكل الملحومة من : قضبان طولية فعالة من الفولاذ نوع A-II ، $R_s = ٢٧٠٠$ كجم/سم^2 ؛ قضبان عرضية وتركيبية من الفولاذ نوع A-I ، $R_s = ٢١٠٠$ كجم/سم^2 ، $R_{s.st} = ١٧٠٠$ كجم/سم^2 ؛

الشبكات الملحومة للشفاء العليا والسفلى فى الجزء الهيكل ، منتجة من أسلاك تسليح عادية ، بقطر قدره $d \geqslant$ ٥,٥ مم ، R_s = ٣١٥٠ كجم/سم^2 .

تعيين ارتفاع مقطع الجزء الهيكلى مقدما : يعين ارتفاع مقطع الجزء الهيكلى المضلع من شرط المقاومة المطلوبة ، عند تحقيق الجساءة الضرورية ، بموجب الصيغة (٨ – ١) :

$$h = \frac{33 \times 590 \times 2700}{2.1 \times 10^6} \times \frac{940 \times 1.5 + 210}{1150} = 35 \text{ cm}$$

نأخذ h = ٣٥ سم ، $h_o = (h-3)$ = ٣٢ سم ، وعرض الأضلاع من الأسفل ٧ سم . العرض الإجمالى لأضلاع المقطع ، مع حسبان الفواصل المصبوبة بالخرسانة بين الأجزاء الهيكلية p = ٢ × ٧,٥ = ١٥ سم .

والمقطع المتخذ يحقق الشرط التالى :

$$Q = 3980 \leqslant 0.25\, R_b\, bh_o = 0.25 \times 100 \times 15 \times 32 = 12000 \text{ kg}$$

حساب مقاومة المقاطع العمودية : لدينا العلاقة التالية ($\frac{h'_{f1}}{h} = \frac{5}{35}$ = 0,142 > 0,1) . إذن يدخل فى الحساب العرض الاسمى الكلى لشفة المقطع الذى على شكل – T ، وهو b'_{f1} = ١٤٠ سم (عند ذلك ، يجب أن تصب الخرسانة فى جميع الفواصل الموجودة بين الأجزاء الهيكلية) . والآن نحسب ما يلى :

$$A_o = \frac{M}{R_b\, b'_{f1}\, h_o^2} = \frac{586\ 000}{100 \times 140 \times 32^2} = 0.041$$

ومن الجدول (٤ – ١) نجد α = ٠,٠٤ ، γ_o = ٠,٩٨ . ارتفاع منطقة الانضغاط $x = \alpha\, h_o$ = ٠,٠٤ × ٣٢ = ١,٣ سم < h'_{f1} = ٥ سم – يمر محور التعادل ضمن حدود الشفة المنضغطة .

إن مساحة مقطع قضبان التسليح الطولية ، تساوى :

$$F_s = \frac{M}{R_s\, \gamma_o\, h_o} = \frac{586\ 000}{2700 \times 0.98 \times 32} = 7 \text{ cm}^2$$

نأخذ ٢ قضبان قطر ٢٢ مم من النوع A-II ، بمساحة F_s = ٧,٦ سم^2 (+ ٨ ٪) .

حساب مقاومة المقاطع المائلة : نراجع شرط ضرورة وضع قضبان تسليح عرضية بموجب الحساب :

$$Q = 3980 > R_t\, bh_o = 7.2 \times 15 \times 32 = 3450 \text{ kg}$$

يجب تعيين قضبان التسليح العرضية بموجب الحساب .

يوضع فى كل ضلع طول هيكل ملحوم ، مع وضع قضبانه الطولية الفعالة فى جهة واحدة (d = ٢٢ مم) . قطر القضبان العرضية (جدول ١ – ٥) يساوى ٨ مم ، عند ذلك f_{st} = ٠,٥ مم ، n = ٢ ، F_{st} = ٢ × ٠,٥ = ١ سم^2 .

نحسب القوى الطولية التى تتحملها القضبان العرضية ، بموجب الصيغة (٤ – ٧٣) :

$$q_{st} = \frac{(3980 + 1700 \times 1)^2}{0.6 \times 100 \times 15 \times 32^2} = 35.5 \text{ kg/cm}$$

نعين الخطوة اللازمة للقضبان العرضية ، بموجب الشروط الثلاثة التالية (٤ – ٧٤) و (٤ – ٧٦) و (٤ – ٧٧) : u = ٤٨ سم أو ٣٨,٥ سم أو ١٥ سم .

وبصورة نهائية ، نأخذ للأجزاء التى عند المساند ، بطول قدره $\frac{l}{4}$ ، خطوة للقضبان العرضية قدرها u = ١٥ سم . وفى الجزء الباقى من الباع (عند h = ٣٥ > ٣٠ سم) ، نأخذ خطوة تساوى

$$u = {}^3/_4\, h = \frac{3 \times 35}{4} = 26 \text{ cm}$$

حساب الشفة العليا تبعا للانحناء الموضعى : الباع المصمم l_o = ١١٥ سم . والأحمال المصممة ، المؤثرة على ١ م^2 من الشفة العليا مع حساب الوزن الذاتى للشفة التى سمكها ٥ سم ، طبقاً للجدول (٨ – ٢) ، تساوى :

الأحمال الدائمية	٢٢٥ كجم/م^2
الأحمال الوقتية	٦٠٠ كجم/م^2
الأحمال الكلية	٨٢٥ كجم/م^2

عزم الانحناء فى الشفة ، يساوى :

$$M = \frac{q\, l_o^2}{11} = \frac{825 \times 1.15^2}{11} = 100 \text{ kgm}$$

وأبعاد مقطع قضبان التسليح الفعالة ، تساوى :

$$h_o = h'_{fl} - 1.5 = 5 - 1.5 = 3.5 \text{ cm} \; ; \; b = 160 \text{ cm}$$

$$A_o = \frac{10000}{100 \times 100 \times 3.5^2} = 0.088 \; ; \quad \gamma_o = 0.96$$

$$F_s = \frac{10000}{3150 \times 0.96 \times 3.5} = 0.97 \text{ cm}^2$$

نستخدم شبكة ملحومة من أسلاك التسليح العادية ، مع وضع القضبان الفعالة فى الاتجاه العرضى $d = 5$ مم ، $\frac{4}{5} - 20$ ، $F_s = 0.98$ سم^2 .

حساب الإنشاءات : نحسب عزم المقاومة المرن – اللدن ، للمقطع الخرسانى على شكل T – ، الذى تقع شفته فى منطقة الانضغاط ، قبل تكون الشقوق ، عندما يكون العرض المتوسط للضلع $b = 20$ سم ، $F_s =$ صفر ، بموجب الصيغتين (٤ – ٩٤) و (٤ – ٩٥) :

$$a_{ov} = \frac{5}{2} = 2.5 \text{ cm} \; ; \quad \delta_{ov} = \frac{2.5}{35} = 0.072 \; ;$$

$$x_{c\text{-}cr} = h \left[1 - \frac{0.5\, bh + (1 - \delta_{ov})\, F_{ov}}{bh + F_{ov}} \right] =$$

$$= 35 \left(1 - \frac{0.5 \times 700 + 5 \times 120 \times 0.928}{700 + 5 \times 120} \right) = 0.3 \times 35 = 10.5 \text{ cm} \; ;$$

$$W_{c\text{-}cr} = 0.5\, b\, (h - x_{c\text{-}cr}) \left(h + \frac{x_{c\text{-}cr}}{3} \right) + \frac{2\, F_{ov}\, (x_{c\text{-}cr} - a_{ov})}{h - x_{cr}} \times$$

$$\times \left(\frac{x_{c\text{-}cr}}{3} - a_{ov} \right) = 0.5 \times 20 \times 24.5 \times 38 + \frac{2 \times 600}{24.5}\, 8 \times 1 = 9800 \text{ cm}^3$$

نحسب البارامترات (الكميات المتغيرة القيمة) العامة للمقطع الخرسانى المسلح ، الضرورية لحساب الانشاءات ، بموجب الصيغتين (٤ – ١٣٠) و (٤ – ١٣١) :

$$n = 7.9 \; ; \quad \gamma_{r'} = 1.3 \; ; \quad T = 1.19;$$

$$\mu = \frac{7.6}{15 \times 32}\, 0.016$$

نحسب الانشاءات r_1 ، r_2 ، r_3 ، بصورة مستقلة .

(ا) الانشاء r_1 ، الناتج عن التأثير القصير الأمد لكافة الأحمال المعيارية.

بموجب الصيغتين (٤ – ١٢٨) و (٤ – ١٢٩) : $L = 0{,}183$ ، $\xi = 0{,}124$ ، وعند ذلك $x = \xi\, h_o = 0{,}124 \times 32 = 3{,}95$ سم $> h'_{f1} = 5$ سم .

نعين ξ ثانية ، كما للمقطع المستطيل ، الذى عرضه يساوى $b'_{f1} = b = 140$ سم ، عندئذ $x = 3{,}2$ سم .

ذراع الازدواج الداخلى للقوى ، يساوى :

$$z = 32 - \frac{3.2}{2} = 30.4 \text{ cm}$$

وبموجب الصيغة الوضعية (٤ – ١٠٩) نجد أن $\Psi_s = 1$.

إن جسوءة المقطع عند $\Psi_c = 0{,}9$ ، $\nu = 0{,}5$ ، $= \xi\, b\, h_o = F_c = F_{c.\,tr} = 0{,}1 \times 140 \times 32 = 450$ سم^2 ، بموجب الصيغة (٤ – ١٥٧) تساوى $B = 13 \times 10^9$ كجم . سم^2 .

والانشاء بموجب الصيغة (٤ – ١٦١) ، يساوى $r_1 = 1{,}4$ سم .

(ب) الانشاء الابتدائى r_2 (القصير الأمد) ، الناتج عن الأحمال المعيارية المستمرة التأثير .

تتغير قيم ξ و z_1 تغيراً غير محسوس ، ويمكن اعتبارها عملياً ، كما هى عليه عند حساب الانشاء r_1 .

وبموجب الصيغة (٤ – ١٠٩) نجد أن $\Psi_s = 1{,}0$.

وفى الواقع لا تتغير قيمة الجسوءة $B = 13 \times 10^9$ كجم . سم^2 ، $r_2 = 1{,}14$ سم .

(ج) الانثناء f_3 ، الناتج عن الأحمال المعيارية المستمرة التأثير .

تؤخذ قيم ζ و z بنفس الطريقة المذكورة أعلاه . وتحسب $\Psi_s = 1{,}3 - 0{,}8 \times \frac{1280}{4100} = 1{,}005 > 1$ ، نأخذ $\Psi_s = 1$.

عند $\nu = 0{,}15$ ، تكون جسوءة المقطع $B = 9{,}85 \times 10^9$ كجم . سم^2 ، $f_3 = 1{,}51$ سم .

(د) الانثناء الكلى للجزء الهيكلى :

وبموجب الصيغة (٤ – ١٦٠) ، لدينا :

$$f = f_1 - f + f_3 = 1.4 - 1.14 + 1.51 = 1.77 \text{ cm}$$

الانثناء النسبى ، يساوى :

$$\frac{f}{l_0} = \frac{1.77}{590} = \frac{1}{324} < \frac{1}{300}$$

حساب تفتح الشقوق : نعين عزم المقاومة المرن – اللدن للمقطع الخرسانى المسلح الذى على شكل – T (تكون شفته واقعة فى منطقة الانضغاط) ، قبل تكوّن الشقوق ، وذلك بموجب الصيغتين (٤ – ٩٤) و (٤ – ٩٥) . السمك المتوسط للضلع $b = 20$ سم . عندئذ $x_{cr} = 10{,}8$ سم ، $W_{cr} = 13400$ سم^3 .

وعزم المقاومة للمقطع الخرسانى المسلح على شكل – T ، مع وجود الشفة فى منطقة الانضغاط ، بعد تكون الشقوق ، يساوى بموجب الصيغة (٤ – ١٣٣) : $W_s = 230$ سم^2 . $W_\varepsilon = 7{,}6 \times 29{,}6 = 225$ سم^2 (حساب z_1 مبين أعلاه) .

المسافة بين الشقوق ، بموجب الصيغتين (٤ – ١٣٧) و (٤ – ١٣٨) ، عند $\eta = 0{,}7$ ، تساوى $l_{cr} = 17$ سم .

نحسب كلا من $a_{cr\,1}$ و $a_{cr\,2}$ و $a_{cr\,3}$. على حدة .

(ا) عرض فتحة الشقوق $a_{cr\,1}$ ، الناتجة عن التأثير القصير الأمد لكافة الأحمال المعيارية .

الإجهاد فى قضبان التسليح الفعالة ، يساوى :

$$\sigma_s = \frac{M}{W_s} = \frac{498000}{230} = 2230 \text{ kg/cm}^2$$

وعرض فتحة الشقوق ، بموجب الصيغة (٤ – ١٣٩) ، يساوى $a_{cr} = 0{,}18$ م .

(ب) عرض فتحة الشقوق $a_{cr\,2}$ الابتدائية (القصيرة الأمد) ، الناتجة عن الأحمال المستمرة التأثير .

نحسب الإجهاد فى قضبان التسليح الفعالة $\sigma_s = 1840$ كجم/سم^2 ، و $a_{cr\,2} = 0{,}15$ م .

(ج) عرض فتحة الشقوق $a_{cr\,3}$ ، الناتجة عن الأحمال المعيارية المستمرة التأثير $\sigma_s = 1840$ كجم/سم^2 ، $a_{cr\,3} = 0{,}15$ م .

(د) العرض الإجمالى لفتحة الشقوق بموجب الصيغة (٤ – ١٤٠) ، يساوى :

$$a = 0.18 - 0\,15 + 0.15 = 0{,}18. < 0.3 \text{ mm}$$

تعيين عرض فتحة الشقوق المائلة .

إجهاد القص فى خرسانة المقطع المائل ، يساوى :

$$t = \frac{Q}{b\,h_0} = \frac{3400}{15 \times 32} = 7.1 \text{ kg/cm}^2$$

ومعامل التسليح بالقضبان العرضية ، يساوى

$$\mu_{st} = \frac{2 \times 0.5}{15 \times 15} = 0.0045$$

والمسافة بين الشقوق المائلة ، تساوى :

$$l_{cr} = \frac{1 \times 0.5}{3 \times 0.0045} = 37 \text{ cm}$$

($\eta_{st} = 1$ – للقضبان العرضية من الفولاذ نوع A-I) ،

عرض فتحة الشقوق المائلة ، يساوى :

$$a_{cr} = \frac{4t^2 l_{cr}}{\mu_{st} E_s R_b^s} = \frac{4 \times 7.1^2 \times 37}{0.0045 \times 21 \times 10^6 \times 180} = 0.0044 \text{ cm} =$$

$$= 0.044 \text{ mm} < 0.3 \text{ mm}$$

٣ ـ حساب الجزء الهيكلى المضلع السابق الإجهاد

يسلح الجزء الهيكل المضلع ، بجدائل ذات سبعة أسلاك من الفولاذ العالى المقاومة d = ٤ م ، من النوع Br-II ، R_s = ١٠١٠٠ كجم/سم٢ ، R_s^s = ١٦٠٠٠ كجم/سم٢ . ماركة الخرسانة ٤٠٠ ، B_b = ٢١٠ كجم / سم٢ ، R_{cr} = ١٧,٥ كجم/سم٢ . نسبة المعاملات n = ٥,١٥ . ينتمى الإنشاء إلى الدرجة الثانية لمقاومة التشقق ، وتكون أبعاد المقطع وجميع المعطيات الأخرى ، كما هى عليه فى الجزء الهيكل المضلع من الخرسانة العادية . يطلب اختيار مقطع قضبان التسليح الطولية ، ومراجعة مقاومة التشقق فى الجزء الهيكل .

معطيات لإنتاج الجزء الهيكلى : يتم شد قضبان التسليح على المساند بواسطة المعدات الميكانيكية . ولتعجيل تصلب الخرسانة تتعرض القطعة المنتجة للمعالجة الحرارية ، وعند ذلك يكون الفرق بين درجتى حرارة المساند والقطعة المنتجة ، مساوياً ٦٥° م .

يجرى نقل قوة الشد المسبق ، من المساند إلى الخرسانة (إرخاء الشد) ، عند مقاومة المكعب الخرسانى : $R_o = R$ 0.75 = ٠,٧٥ × ٤٠٠ = ٣٠٠ كجم / سم٢ .

ولا تستخدم قضبان التسليح المجهدة F_{pres} ، وسوف يحد من عرض فتحة الشقوق ، فى المنطقة السابقة الشد (عند إرخاء الشد)، بواسطة قضبان التسليح التركيبية العلوية للاضلاع ولشفة الجزء الهيكل .

اختيار مقاطع قضبان التسليح الطويلة :

$$A_o = \frac{586000}{210 \times 140 \times 32^2} = 0.019 \; ; \; \gamma_o = 0.99$$

مساحة مقطع قضبان التسليح الطولية ، تساوى :

$$F_s = \frac{586000}{10100 \times 32 \times 0.99} = 1.82 \text{ cm}^2$$

نأخذ جديلتين من قضبان التسليح ٢ × ٨ قطر ٤ م ، مع مساحة مقطع قدرها F_s = ١,٧٥سم٢ (- ٤ ٪) .

تعيين فقدان الإجهاد المسبق لقضبان التسليح : نأخذ الإجهاد الابتدائى المتحكم فيه لأسلاك التسليح ، مساوياً المقدار 0.75 R_s^s = ٠,٧٥ × ١٦٠٠٠ = ١٢٠٠٠ كجم/سم٢ .

الفقدان الابتدائى (قبل انضغاط الخرسانة) : الفقدان الناتج عن استرخاء الاجهادات فى أسلاك التسليح ، يساوى :

$$\sigma_3 = \left(0.27 \frac{\sigma_o}{R_s^s} + 0.1 \right) \sigma_o = (0.27 \times 0.75 - 0.1)\ 12000 = 1220 \text{ kg/cm}^2$$

الفقدان الناتج عن تشوهات المثبتات والمساند :

$$\sigma_4 = (\lambda_1 + \lambda_2) \frac{E_s}{l} = 0.2 \frac{1.8 \times 10^6}{600} = 600 \text{ kg/cm}^2$$

(عند شد الجدائل السلكية على المساند ، نأخذ λ_1 = صفر ، و λ_2 = ١ × ٢ = ٢ م) .

الفقدان الناتج عن التفاوت فى درجة الحرارة :

$$\sigma_7 = 20 \; \Delta \; t = 20 \times 20 = 400 \text{ kg/cm}^2$$

الفقدان الابتدائى ، يساوى :

$$\sigma_{11} = \sigma_3 + \sigma_4 + \sigma_7 = 1220 + 600 + 400 = 2220 \text{ kg/cm}^2$$

الفقدان الثانوى ، الذى يحدث بعد انضغاط الخرسانة : الفقدان الناتج عن انكماش الخرسانة σ_1 = ٤٠٠ كجم/سم٢ ، الفقدان الناتج عن زحف الخرسانة ، بموجب الصيغة التقريبية ، يساوى :

$$\sigma_2 = k \frac{R}{R_o} 0.08 \sigma_o = 1 \times \frac{1}{0.75} \times 0.08 \times 12000 = 1280 \text{ kg/cm}^2$$

الفقدان الثانوى $\sigma_{12} = \sigma_1 + \sigma_2$ = ٤٠٠ + ١٢٨٠ = ١٦٨٠ كجم/سم٢ .

الفقدان الإجمالى $\sigma_1 = \sigma_{11} + \sigma_{12}$ = ٢٢١٠ + ١٦٨٠ = ٣٩٠٠ كجم/سم٢ .

الإجهاد المسبق لقضبان التسليح ، مع أخذ كل الفقدان فى الاعتبار ، يساوى :

$$\sigma_o = 12000 - 3900 = 8100 \text{ kg/cm}^2$$

وتكون قوة قضبان التسليح المجهدة ، مع حساب معامل ضبط الشد $m_{cx} = 0{,}9$ ، عند $\sigma_o = 0{,}9 \times 8100 = 7100$ كجم/سم^2 ، مساوية للمقدار $N_o = 1{,}75 \times 7100 = 12500$ كجم .

مراجعة مقاومة التشقق : نحسب عزم المقاومة المرن – اللدن ، للمقطع شكل – T ، السابق الإجهاد قبل تكون الشقوق ، بموجب الصيغتين (٤ – ٨٩) و (٤ – ٩١) :

$$F_{tr} = 20 \times 35 + 120 \times 5 + 5.15 \times 1.95 = 1310 \text{ cm}^2 ;$$

$$x_{cr} = 35 \left(1 - \frac{700 + 2 \times 600 \times 0.928}{2 \times 1310 + \dfrac{12500}{17.5}} \right) = 0.46 \times 35 = 16.2 \text{ cm} ;$$

$$W_{cr} = 0.5 \times 20 \times 18.8 \times 40.4 + \frac{2 \times 600}{18.8} 13.7 \times 2.9 +$$

$$+ 1.75 \left(2 \times 5.15 + \frac{7100}{17.5} \right) 26.6 = 30300 \text{ cm}^3 ;$$

$$M_{cr} = R_{cr} W_{cr} = 17.5 \times 30300 = 530000 \text{ kg cm} = 5300 \text{ kgm}$$

شرط مقاومة التشقق هو :

$$M = 4980 < M_{cr} = 5300 \text{ kgm}$$

– إذن مقاومة التشقق مضمونة .

والآن نعين M_{cr} بعزوم قلب المقطع (بواسطة الصيغ التقريبية للمواصفات) . ولهذا الغرض ، نحصى الصفات الهندسية للمقطع المكافئ . العزم الاستاتيكى حول الحافة السفل للضلع ، يساوى :

$$S_{tr} = 20 \times 35 \times 17.5 + 120 \times 5 \times 32.5 + 5.15 \times 2.34 \times 3 = 31700 \text{ cm}^3$$

الإحداثيات الرأسية لمركز الثقل :

$$y = \frac{S_{tr}}{F_{tr}} = \frac{31700}{1310} = 24.1 \text{ cm}$$

عزم القصور الذاتى للمقطع المكافئ :

$$T_{tr} = \frac{20 \times 35^3}{12} + 700 \times 6.6^2 + \frac{120 \times 5^3}{12} + 600 \times 8.4^2 +$$

$$+ 5.15 \times 2.34 \times 21.1^2 = 151200 \text{ cm}^2$$

عزم المقاومة لحافة المقطع السفل :

$$W_o = \frac{T_{tr}}{y} = \frac{151200}{24.1} = 6280 \text{ cm}^3$$

المسافة إلى نقطة القلب :

$$r_{kern} = \frac{W_o}{F_{tr}} = \frac{6280}{1310} = 4.8 \text{ cm}$$

عزم المقاومة المرن – اللدن للمقطع (العادى) المكافئ ، للحافة السفلى $W_{cr} = \gamma W_o = 1{,}75 \times 6280 = 11000$ سم^4 .

لامركزية قوة الانضغاط ، تساوى $e_{com} = (y - a) = 24{,}1 - 3 = 21{,}1$ سم .

نحسب ما يلى :

$$M_{cr} = R_{cr} W_{cr} + N_{com} (e_{com} + r_{kern}) = 17.5 \times 11300 +$$

$$+ 12500 (21.1 + 4.8) = 525000 \text{ kg cm} = 5250 \text{ kgm}$$

$M = 4980$ كجم . م $< M_{cr} = 5250$ كجم . م ، إذن تكون مقاومة التشقق مضمونة (عند تعيين M_{cr} من شرط التوازن وبواسطة عزوم قلب المقطع ، يكون الاختلاف ١٪ تقريباً) .

ثم نحسب انثناء الجزء الهيكل بواسطة الجسوة B ، كما فى المادة المصمتة ، مع الأخذ فى الاعتبار ، عمل خرسانة منطقتى الانضغاط والشد ، والتأثير المستمر لجزء من الأحمال ، بموجب الصيغتين (٤ – ١٥٩) و (٤ – ١٦٠) . وبما أن ثمة شقوقاً تظهر فى القسم العلوى من الجزء الهيكل عند إرخاء شد قضبان التسليح (وذلك لأن F'_{pres} = صفر) ، يجب زيادة الانثناءات طبقاً للمواصفات ، بمقدار ١٥ ٪ .

٤ – حساب الجزء الهيكلى المتعدد التجاويف

يبلغ عرض الجزء الهيكل المتعدد التجاويف ٢٢٠ سم ، ويحتوى الجزء على أربعة تجاويف بيضوية بعرض قدره ٥٠٠ مم ، وعلى شفتين عليا وسفلى بسمك قدره ٣٠ مم (انظر الشكل ٨ – ٣٩) .

ويبين الجدول (٨ – ٣) حساب الأحمال المؤثرة على ١ م^2 من السقف .

جدول ٨ – ٣

الأحمال المعيارية والتصميمية المؤثره على ١م^2 من السقف

نوع الأحمال	الأحمال المعيارية كجم/م^2	معامل تجاوز التحميل	الأحمال التصميمية كجم/م^2
الأحمال الدائمية :			
الوزن الذاتى للجزء الهيكل المتعدد التجاويف	٢١٠	١,١	٢٣١
المحلول الأسمنتى ٤٠مم	٨٨	١,٢	١٠٥
الأرضية المنشأة من البلاطات	٣٠	١,١	٣٣
المجموع	٣٢٨		٣٧٠
الأحمال الوقتية	٥٠٠	١,٢	٦٠٠
الأحمال التصميمية الإجمالية	–	–	٩٧٠

الأحمال التصميمية عندما يبلغ عرض الجزء الهيكل ٢,٢ م ، تساوى :

$$q = 2.2 \times 970 = 2120 \text{ kg/m}$$

الأحمال المعيارية :

المستمرة التأثير (كافة الأحمال الدائمية وجزء من الأحمال الوقتية) :

$$q^s = 328 + (500 - 150)\ 2.2 = 1480 \text{ kg/m}$$

الوقتية المؤثرة لمدة قصيرة :

$$p^s = 150 \times 2.2 = 330 \text{ kg/m}$$

الأحمال المعيارية الكلية :

$$q^s = 1480 + 330 = 1810 \text{ kg/m}$$

القوة الناتجة عن الأحمال التصميمية (لحساب المقاومة) :

$$M = \frac{q l_o^2}{8} = \frac{2120 \times 5.9^2}{8} = 9200 \text{ kgm}$$

$$Q = \frac{q l_o}{2} = \frac{2120 \times 5.9}{2} = 6260 \text{ kg}$$

القوة الناتجة عن الأحمال المعيارية (لحساب الانثناء ومقاومة التشقق) :

عن الأحمال الكلية :

$$M = \frac{1810 \times 6.9^2}{8} = 7890 \text{ kgm}$$

عن الأحمال المستمرة التأثير :

$$M = \frac{1480 \times 6.9^2}{8} = 6460 \text{ kg}$$

المعطيات التصميمية : تؤخذ الخرسانة وقضبان التسليح ، كما هى عليه فى الجزء الهيكلى المفصل .

تعيين ارتفاع مقطع الجزء الهيكلى مقدما : يعين ارتفاع مقطع الجزء الهيكل من شرط المقاومة المطلوبة ، مع مراعاة الجسوة الضرورية ، بموجب الصيغة (٨ – ١) :

$$h = \frac{18 \times 590 \times 2700}{2.1 \times 10^6} \times \frac{14800 \times 2 + 330}{1810} = 25.1$$

نأخذ h = ٢٦ سم ، عند ئذ h_o = ٢٣ سم . العرض الإجمالى لاضلاع المقطع ، عند وجود أربعة تجاويف عرض كل منها ٥٠٠ مم ، يساوى : b = ٢٢٠ – ٤ × ٥٠ = ٢٠ سم .

عند ذلك ، يكون العرض الأصغر للضلع ، مساوياً للمقدار $\frac{٢٠}{٥}$ = ٤ سم .

ويحقق عرض المقطع المأخوذ ، الشرط :

$$Q = 6260 < 0.25\, R_b\, bh_o = 0.25 \times 100 \times 20 \times 23 = 11500 \text{ kg}$$

حساب مقاومة المقاطع العمودية : لدينا العلاقة التالية $\frac{h'_{f1}}{h} = \frac{٣}{٣٦} =$ ٠,١١٥ < ٠,١ ، لذلك يدخل فى الحساب العرض الاسمى الكل لشفة المقطع الذى على شكل T – b'_{nom} = ٢٢٠ سم (يجب ملء الفواصل الموجودة بين الأجزاء الهيكلية بالخرسانة) . نحسب ما يلى :

$$A_o = \frac{920000}{100 \times 220 \times 23^2} = 0.079$$

ومن الجدول (٤ – ١) نجد α = ٠,٠٨٢٥ ، γ_o = ٠,٩٦ . ارتفاع منطقة الانضغاط $x = \alpha h_o$ = ٠,٠٨٢٥ × ٢٣ = ١,٩ سم < h'_{f1} = ٣ سم – إذن يمر محور التعادل ضمن حدود الشفة المنضغطة .

مساحة مقطع قضبان التسليح الطولية ، تساوى :

$$F_s = \frac{920000}{2700 \times 0.96 \times 23} = 15.5 \text{ cm}^2$$

نأخذ ٥ قضبان قطر ٢٠ م من النوع A-II ، بمساحة قدرها F_s = ١٥,٧ سم^2 (+ ١,٣٪) .

حساب مقاومة المقاطع المائلة : نراجع شرط ضرورة وضع قضبان تسليح عرضية للأجزاء الهيكلية المتعددة التجاويف ، التى ارتفاعها h ≥ ٣٠ سم ، بموجب الصيغة (٤ – ٨) :

$$Q = 6260 > \sqrt{0.6 \times 100 \times 20 \times 23^2 \times 5} = 1750 \text{ kg}$$

– إذن لا بد من وضع قضبان تسليح عرضية (هنا g = ٥٠٠ كجم/م = ٥ كجم/سم – تمثل الأحمال المنتظمة التوزيع ، التى تضم نصف الوزن الذاتى للقطعة والقسم المتبقى من الأحمال الدائمية) .

نراجع شرط ضرورة وضع قضبان تسليح عرضية ، بموجب الحساب :

$$Q = 6260 > R_t\, bh_o = 72 \times 20 \times 23 = 3320 \text{ kg}$$

– إذن ، يجب تعيين قضبان التسليح العرضية بموجب الحساب .

ويوضع فى كل ضلع طول هيكل ملحوم ، مع وضع قضبان التسليح الطولية الفعالة فى جهة واحدة

(d = ٢٠م) . ومن شرط تكنولوجية اللحام النقطى ، طبقاً للجدول (١ – ٥) ، يبلغ قطر القضيب العرضى ٨ م ، عند ذلك f = ٠,٥ سم^2 ، h = ٥ ، $F_{st} = 0{,}5 \times 5 = 2{,}5$ سم^2 .

نحسب القوة الطولية ، التى تتحملها القضبان العرضية ، بموجب الصيغة (٤ – ٧٣) :

q_{st} = ١٧٣ كجم/سم .

نعين الخطوة اللازمة للقضبان العرضية ، بموجب الشروط الثلاثة (٤ – ٧٤) و (٤ – ٧٦) و (٤ – ٧٧) : u = ٢٤,٥ سم أو ١٦,٩ سم أو ١٥ سم .

وأخيراً ، نأخذ للأجزاء الواقعة قرب المساند ، التى يبلغ طولها $\frac{l}{4}$ ، خطوة للقضبان العرضية ، تساوى u = ١٥ سم . ثم نقوم بحساب الشفة العليا ، تبعاً للانحناء الموضعى .

حساب الانثناءات : نحول مقطع الجزء الهيكل المتعدد التجاويف ، إلى مقطع مكافىء على شكل – I . نستبدل الفتحات البيضوية ، بفتحات مستطيلة لها نفس المساحة ونفس عزم القصور الذاتى . مساحة الفتحة البيضوية ، تساوى :

$$F = \frac{3.14 \times 20^2}{4} + 30 \times 20 = 914 \text{ cm}^2$$

عزم القصور الذاتى للفتحة البيضوية ، يساوى :

$$T = \frac{30 \times 20^3}{12} + \frac{3.14 \times 20^4}{64} = 27850 \text{ cm}^4$$

ارتفاع الفتحة المستطيلة المكافئة ، يساوى :

$$h_1 = \sqrt{\frac{12\,T}{F}} = \sqrt{\frac{12 \times 27850}{914}} = 19.2 \text{ cm}$$

عرض الفتحة المستطيلة المكافئة ، يساوى :

$$b_1 = \frac{F}{h_1} = \frac{914}{19.2} = 47.75 \text{ cm} \approx 48 \text{ cm}$$

عرض ضلع المكاف° على شكل – I ، يساوى :

$$b = 220 - 4 \times 48 = 28 \text{ cm}$$

ارتفاع مقطع الشفتين العليا والسفلى للمقطع المكاف° على شكل – I ، يساوى :

$$h'_n = h_{slab} = \frac{26 - 19.2}{2} = 3.4 \text{ cm}$$

نعين عزم المقاومة المرن – اللدن للمقطع شكل – I ، قبل تكون الشقوق ، عند F_s = صفر ، بموجب الصيغتين (٤ – ٩٤) و(٤ – ٩٥) :

$$a_{ov} = \frac{٣,٤}{٢} = ١,٧ \text{ سم} \quad ، \quad \delta_{ov} = \frac{١,٧}{٢٦} = ٠,٠٦٥ \quad ،$$

$$x_{c,cr} = ١١,٢ \text{ سم} \quad ، \quad W_{c,cr} = ١٩٤٥٠ \text{ سم}^٣ .$$

عزم تكون الشقوق ، للمقطع الخرسانى :

$$M_{c\,cr} = 0.8\, W_{c,cr}\, h_t^s = ٠,٨ \times ١٩٤٥٠ \times ١٦ = ٢٤٥٠٠٠ \text{ كجم . سم} =$$

$$= ٢٤٥٠ \text{ كجم . م}$$

نحسب البارامترات العامة للمقطع الخرسانى ، اللازمة لحساب الانثناءات ، طبقاً للصيغتين (٤ – ١٣٠) و (٤ – ١٣١) :

$$\mu = \frac{١٥,٧}{٢٣ \times ٢٨} = ٠,٠٢٤٣ \quad ، \quad n = ٧,٩ \quad ،$$

$$\gamma = ١,٠١٥ \quad ، \quad T = ٠,٩٤$$

ثم نحسب الانثناءات التالية بصورة مستقلة ، f_1 و f_2 و f_3 ، بموجب الصيغتين (٤ – ١٥٧) و (٤ – ١٦١) .

الانثناء الكلى للجزء الهيكل (مع معامل قدره ٠,٨ ، يأخذ فى الاعتبار تأثير شكل المقطع المتعدد التجاويف على انثناء الجزء الهيكل) ، بموجب الصيغة (٤ – ١٦٠) :

$$f = ٠,٨ \,(٢,٢٦ - ١,٧٥ + ٢,٧٧) = ٢,٦٢ \text{ سم}$$

الانثناء النسبى ، يساوى :

$$\frac{f}{l_o} = \frac{٢,٦٢}{٥٩٠} = \frac{١}{٢٢٤} < \frac{١}{٢٠٠}$$

حساب فتحة الشقوق : نعين عزم المقاومة المرن – اللدن للمقطع الخرسانى المسلح على شكل – I قبل تكون الشقوق ، بموجب الصيغتين (٤ – ٩٤) و (٤ – ٩٥) :

$x_{cr} = ١٢$ سم ، $W_{cr} = ٢٦٠٠٠$ سم^٣ .

عزم المقاومة المرن – اللدن للمقطع الخرسانى المسلح على شكل – T ، بعد تكون الشقوق ، بموجب الصيغة (٤ – ١٣٣) ، يساوى $W_s = ٣٣٤$ سم^٣ .

المسافة بين الشقوق ، بموجب الصيغتين (٤ – ١٣٧) و (٤ – ١٣٨) عندما

$$\eta = \frac{٠,٧}{l_{cr}} = ٢١,٧ \text{ سم} .$$

ثم نحسب كلا من $a_{cr\,1}$ و $a_{cr\,2}$ و $a_{cr\,3}$ على انفراد ، بموجب الصيغة (٤ – ١٣٩) .

العرض الكل لفتحة الشقوق ، بموجب الصيغة (٤ – ١٤٠) ، يساوى :

$$a_{cr} = ٠,٢٣٤ - ٠,١٧٨ + ٠,٢ = ٠,٢٥٦ < ٠,٣ \text{ م} .$$

وبعد ذلك يجب حساب فتحة الشقوق المائلة .

٥ – حساب الجزء الهيكلى المتعدد التجاويف ، السابق الإجهاد

يسلح الجزء الهيكل المتعدد التجاويف ، بأسلاك فولاذية عالية المقاومة من النوع Br-II ، بقطر قدره $d = ٥$ م ، $R_s = ٩٥٠٠$ كجم/سم^٢ ، $R_s^s = ١٥٠٠٠$ كجم/سم^٢ . ماركة الخرسانة ٤٠٠ ، $R_b = ٢١٠$ كجم / سم^٢ ، $R_{cr} = ١٧,٥$ كجم/سم^٢ . نسبة المعاملات تساوى $n = ٥,١٥$. منشآت الجزء الهيكل من الدرجة الثانية لمقاومة التشقق ، وأبعاد المقطع وجميع المعطيات الأخرى ، تؤخذ كما هى عليه فى الجزء الهيكل العادى المتعدد التجاويف ، الذى جرى حسابه أعلاه . يطلب اختيار مقطع قضبان التسليح الطولية ومراجعة مقاومة التشقق .

اختيار مقطع قضبان التسليح الطولية : نحسب ما يلى :

$$A_o = \frac{920000}{210 \times 220 \times 23^2} = 0.038; \qquad \gamma_o = 0.98$$

مساحة مقطع قضبان التسليح الطولية ، تساوى :

$$F_s = \frac{920000}{9500 \times 0.98 \times 23} = 4.35 \text{ cm}^2$$

نأخذ ٢٢ من قضبان التسليح قطر ٥ م من النوع Br-II ، بمساحة تساوى F_s = ٤٫٣ سم^2 (– ١٪) ، (قضبان التسليح F_s' لا تستخدم) .

مراجعة مقاومة التشقق فى الجزء الهيكلى : يصبح الإجهاد المسبق فى قضبان التسليح ، مع أخذ كل الفقدان فى الاعتبار (راجع « حساب الجزء الهيكل المضلع السابق الإجهاد ») σ_o = ٧٤٠٠ كجم/سم^2 ؛ وعند m_{ex} = ٠٫٩ ، يكون σ_o = ٦٦٦٠ كجم/سم^2 ، N_o = ٦٦٦٠ × ٤٫٣ = ٢٨٧٠٠ كجم .

نحسب عزم المقاومة المرن – اللدن ، للمقطع على شكل – I ، السابق الإجهاد ، بموجب الصيغتين (٤–٨٩) و (٤–٩١) :

$$F_{tr} = 28 \times 26 + 3.4 \times 192 \times 2 + 5.15 \times 4.3 = 2065 \text{ cm}^2 ;$$

$$x_{cr} = 26 \left(1 - \frac{730 + 2 \times 652 \times 0.935}{2 \times 2065 - 652 + \dfrac{28700}{17.5}} \right) = 0.615 \times 26 = 15.9 \text{ cm} ;$$

$$W_{cr} = 0.5 \times 28 \times 10.1 \times 31.9 + 652 \times 19 + \frac{2 \times 652}{10.1} 14.2 \times 3.6 +$$

$$+ 4.3 \left(10.3 + \frac{6660}{17.5} \right) 17.7 = 53000 \text{ cm}^3$$

$$M_{cr} = R_{cr} W_{cr} = 17.5 \times 53000 = 930000 \text{ kg cm} = 9300 \text{ kgm}$$

إذن ، يتحقق شرط مقاومة التشقق M = ٧٨٩٠ < M_{cr} = ٩٣٠٠ كجم . م .

٦ – حساب العارضة المتواصلة

إن العارضة هى عبارة عن عتبة متواصلة ذات ثلاثة أبواع ، تستند أطرافها إلى الجدران بحرية (انظر شكل ٨ – ٤٠ فى نهاية هذا البند) . الباع المتوسط للعارضة ، الواقع بين محاور الأعمدة ، يساوى l = ٧ م ، باع العارضة من محور المسند إلى الجدران (عندما يبلغ طول الطرف المثبت ٣٠ سم) إلى محور العمود يساوى l = ٧ – ٠٫٢ + $\frac{٠٫٣}{٢}$ = ٦٫٩٥ م .

إن الأحمال المؤثرة على العارضة من الأجزاء الهيكلية ، عندما يزيد عدد أضلاع الأجزاء الهيكلية فى باع العارضة على أربعة ، تعتبر منتظمة التوزيع .

إن الأحمال المؤثرة على العارضة هى :

الأحمال المعيارية الدائمية :

الناتجة عن الأجزاء الهيكلية والأرضية ..... 328 × 6 = 1968 kg/m

الوزن الذاتى للعارضة ..... 0.2 × 0.7 × 2500 = 350 kg/m

$g^s \approx$ 2300 kg/m

الأحمال المعيارية الوقتية ..... p^s = 500 × 6 = 3000 kg/m

الأحمال المعيارية الكلية ..... q^s : 2300 + 3000 = 5300 kg/m

الأحمال المعيارية المستمرة التأثير :

$$g^s = 2300 + 3000 - 150 \times 6 = 4400 \text{ kg/m}$$

الأحمال المعيارية المؤثرة لمدة قصيرة :

$$p^s = 150 \times 6 = 900 \text{ kg/m}$$

الأحمال التصميمية ، وتتألف من :

الأحمال التصميمية الدائمية الناتجة عن الأجزاء الهيكلية وعن الأرضية ..... 370 × 6 = 2220 kg/m

الأحمال الناتجة عن الوزن الذاتى للعارضة ..... 0.2 × 0.7 × 2500 × 1·1 = 385kg/m

الأحمال التصميمية الفعالة : p = 600 × 6 = 3600 kg/m $g \approx$ 2600 kg/m

الأحمال التصميمية الكلية :

$$q = 2600 + 3600 = 6200 \text{ kg/m}$$

تعيين عزوم الانحناء والقوى العرضية : تعين عزوم الانحناء والقوى العرضية للعارضة ذات الأبواع الثلاثة ، بموجب جدول الملحق الثانى . ويبين الجدول (٨ – ٤) حساب عزوم الانحناء لمختلف مخططات التحميل .

وتحسب القوى العرضية لمختلف مخططات التحميل . للمخططين الأول والثانى :

$$Q_A = (0.4 \times 2600 + 0.45 \times 3600)\ 6.95 = 19000 \text{ kg} ;$$

$$Q_B^L = -(0.6 \times 2600 + 0.55 \times 3600)\ 6.95 = -25200 \text{ kg} ;$$

$$Q_B^R = 0.5 \times 2600 \times 7 = 9000 \text{ kg}$$

المخططين الأول والثالث :

$$Q_A = (0.4 \times 2600 - 0.05 \times 3600)\ 6.95 = 6100 \text{ kg} ;$$

$$Q_B^L = -(0.6 \times 2600 + 0.05 \times 3600)\ 6.95 = -12300 \text{ kg} ;$$

$$Q_B^R = (0.5 \times 2600 + 0.5 \times 3600)\ 7.0 = 21600 \text{ kg}$$

المخططين الأول والرابع :

$$Q_A = (0.4 \times 2600 + 0.383 \times 3600)\ 6.95 = 16700 \text{ kg} ;$$

$$Q_B^L = -(0.6 \times 2600 + 0.617 \times 3600)\ 6.95 = -26100 \text{ kg} ;$$

$$Q_B^R = (0.5 \times 2600 + 0.583 \times 3600)\ 7 = 23900 \text{ kg}$$

ونقوم بحساب العارضة مع أخذ إعادة توزيع العزوم فى الاعتبار . وبمثابة رسم بيانى متعدل للعزوم ، نأخذ الرسم التخطيطى M ، المطابق لمخططات التحميل الأول والثانى أو الأول والثالث ، التى تظهر عندها عزوم قصوى فى الأبواع . عند ذلك ، يكون العزم المصمم فوق المسند ، مساوياً للمقدار : – ١٢٩٠٠ – ٩٠٠٠ = – ٢١٩٠٠ كجم . م ، وفى حافة العمود عند $h_{column} = ٣٠$ سم ، مساوياً للمقدار :

$$M = -21900 + 9000 \frac{0.3}{2} = -20540 \text{ kgm}$$

ولمخططى التحميل الأول والرابع ، يكون العزم المصمم فوق المسند عند حافة العمود ، مساوياً للمقدار :

جدول ٨ – ٤

حساب عزوم الانحناء لمخططات التحميل المختلفة

مخططات التحميل	عزوم الانحناء (كجم . م)	
	M_1	M_B
g	$= {}^{2}6{,}95 \times 2600 \times 0{,}08$ $= 10000$	$-\left(\frac{7 + 6{,}95}{2}\right)^{2} 2600 \times 0{,}1 = -12900$
p p	$= {}^{2}6{,}95 \times 3600 \times 0{,}100$ $= 17000$	$-\left(\frac{7 + 6{,}95}{2}\right)^{2} 3600 \times 0{,}05 = -9000$
p	$= {}^{2}6{,}95 \times 3600 \times 0{,}25$ $- 4600 = 13200$	$-\left(\frac{7 + 6{,}95}{2}\right)^{2} 3600 \times 0{,}05 = -9000$
p	12450	$-\left(\frac{7 + 6{,}95}{2}\right)^{2} 3600 \times 0{,}117 = -21100$
أقل المخططات نفعا	$= 17000 + 10000$ $= 27000$	$-12900 - 21100 = -34000$ $= -8820 - 3150$ $= -5670$

$$M = -34000 + 23900 \frac{0.3}{2} = -30400 \text{ kgm}$$

إذن ، فإن العزم المصمم فوق المسند ، عند حافة العمود ، المحسوب بموجب مخطط المرونة ، يقل عند التعديل بمقدار $\frac{٣٠٤٠٠ - ٢٠٥٥٠}{٣٠٤٠٠} \times ١٠٠ = ٣٢,٣\% \leqslant ٣٠\%$ ، وهو أمر مسموح به .

المعطيات التصميمية : ماركة الخرسانة ٢٠٠ ، $R_b^s = ١٨٠$ كجم / سم^٢ ، $R_b = ١٠٠$ كجم/سم^٢ ، $R_t^s = ١٦$ كجم/سم^٢ ، $R_t = ٧,٢$ كجم/سم^٢ .

وتتكون قضبان التسليح من هياكل ملحومة ، تحتوى على قضبان طولية فعالة وقضبان عرضية من الفولاذ نوع A-II ، $R_s = ٢٧٠٠$ كجم/سم^٢ ، $I_{s.st} = ٢١٥٠$ كجم/سم^٢ . أما الرقائق المعدنية وأنشوطات (عرى) الرفع وغير ذلك ، فهى منتجة من الفولاذ نوع A-I ، $R_s = ٢١٠٠$ كجم/سم .

تعيين ارتفاع مقطع العارضة : نعين ارتفاع مقطع العارضة بموجب عزم المسند (فى حافة العمود) عند $a = ٠,٣$ (لأننا وجدنا العزم المتعادل فوق المسند ، من شرط تكون المفصلة اللدنة) ، وبعد ذلك ، نراجع المقطع بواسطة العزم الأقصى فى الباع ، بحيث يكون لدينا $a \geqslant ٠,٥٥$ و $A_o \geqslant ٠,٤$.

نحسب ما يلى ، عند $b = ٢٠$ سم :

$$h_o = 2\sqrt{\frac{M_{edge}\, x}{R_b\, b}} = 2\sqrt{\frac{205 \times 4000}{100 \times 20}} = 65 \text{ cm}$$

نأخذ $h = h_o + a = ٦٥ + ٦ = ٧١$ سم . نقرب المقدار $h = ٧٠$ سم ، عندئذ $h_o = ٦٤$ سم .

نراجع المقطع بواسطة العزم الأقصى فى الباع :

$$A_o = \frac{M}{R_b\, bh_o^2} = \frac{2750000}{100 \times 20 \times 64^2} = 0.366 < 0.4$$

وبالإضافة إلى ذلك ، نراجع الشرط :

$$Q = 26100 \leqslant 0.25\, R_b\, bh_o = 0.25 \times 20 \times 64 \times 100 = 32000 \text{ kg}$$

– الشرط يتحقق .

اختيار مقطع قضبان التسليح الطولية ، بعزوم الانحناء : نحسب المقطع فى الباع الأول : عند $A_o = ٠,٣٦٦$ ، تكون $\gamma_o = ٠,٧٦$ ؛

$$F_s = \frac{M}{R_s\, \gamma_o\, h_o} = \frac{2750000}{2700 \times 0.76 \times 64} = 21.2 \text{ cm}^2$$

نأخذ ٢ قضبان قطر ٢٥ ، نوع A-II + ٢ قضبان قطر ٢٨ ، نوع A-II ، بمساحة قدرها $F_s = ٢٢,١٤$ سم^٢ (+ ٤ ٪) .

المقطع فى الباع الثانى :

$$A_o = \frac{163500}{20 \times 64^2 \times 100} 0.206 \; ; \quad \gamma_o = 0.880 \; ;$$

$$F_s = \frac{163500}{2700 \times 0.88 \times 64} = 10.75 \text{ cm}^2$$

نأخذ ٢ قضبان قطر ٢٠ ، نوع A-II + ٢ قضبان قطر ١٨ ، نوع A-II ، بمساحة قدرها $F_s = ١١,٣٢$ سم^٢ (+ ٥ ٪) .

تعين قضبان التسليح العليا فى الباع (تبعا للعزم السالب) على أساس وضع رسم تخطيطى لقضبان التسليح – تؤخذ ٢ قضبان قطر ٢٠ ، نوع A-II ، بمساحة قدرها $F_s = ٦,٢٨$ سم^٢ .

المقطع فوق المسند :

$$A_o = \frac{205\,400}{100 \times 20 \times 64^2} = 0.26 \; ; \qquad \gamma_o = 0.854 \; ;$$

$$F_s = \frac{205\,400}{2700 \times 0.854 \times 64} = 14 \text{ cm}^2$$

نأخذ ٢ قضبان قطر ٢٢ م ، نوع A-II + ٢ قضبان قطر ٢٠ م ، نوع A-II ، بمساحة قدرها $F_s = ١٣,٨٨$ سم (– ٠,٩ ٪) .

حساب المقاطع المائلة تبعا للقوى العرضية :

على يسار المسند المتوسط الأول : نراجع الشرط $Q_B^{I_0} = 26100$ كجم $< R_t b h_o =$ $= 7{,}2 \times 20 \times 64 = 9200$ كجم ، إذن يتطلب وضع قضبان عرضية ، بموجب الحساب .

عند وضع قضبان التسليح الطولية الفعالة للهياكل فى جهة واحدة ، $d = 28$ م ، يكون من الضرورى ، من شرط المحام ، وضع قضبان عرضية قطرها $d_{st} = 10$ م ، بمساحة قدرها $f_{st} = 0{,}785$ سم^2 ، ويبلغ عدد الهياكل $n = 2$. نحسب q_{st} بموجب الصيغة (٤ – ٧٣) :

$$q_{st} = \left(\frac{26100 + 2150 \times 0.785 \times 2}{0.6 \times 20 \times 64^2 \times 100} \right)^2 = 180 \text{ kg/cm}$$

نعين خطوة القضبان العرضية بموجب الشروط الثلاثة (٤ – ٧٤) و (٤ – ٧٦) و (٤ – ٧٨) : $u = 19$ سم أو ٣٠ سم أو ٢٣٫٣ سم .

نأخذ فى الجزء القريب من المساند ، بطول $\frac{l}{4}$ ، خطوة للقضبان العرضية $u = 20$ سم ، وفى الجزء المتوسط من الباع ، بطول $\frac{l}{2}$ ، $u = 40$ سم $< h = \frac{3}{4} = 52{,}5$ سم .

على المسند الطرفى $Q_A = 18960$ كجم < 9200 كجم ، إذن ، يجب وضع قضبان عرضية ، بموجب الحساب . ويؤخذ نفس الهيكل الملحوم ، للمسند الطرفى وإلى يسار المسند المتوسط الأول ، ولذلك $d_{st} = 10$ م .

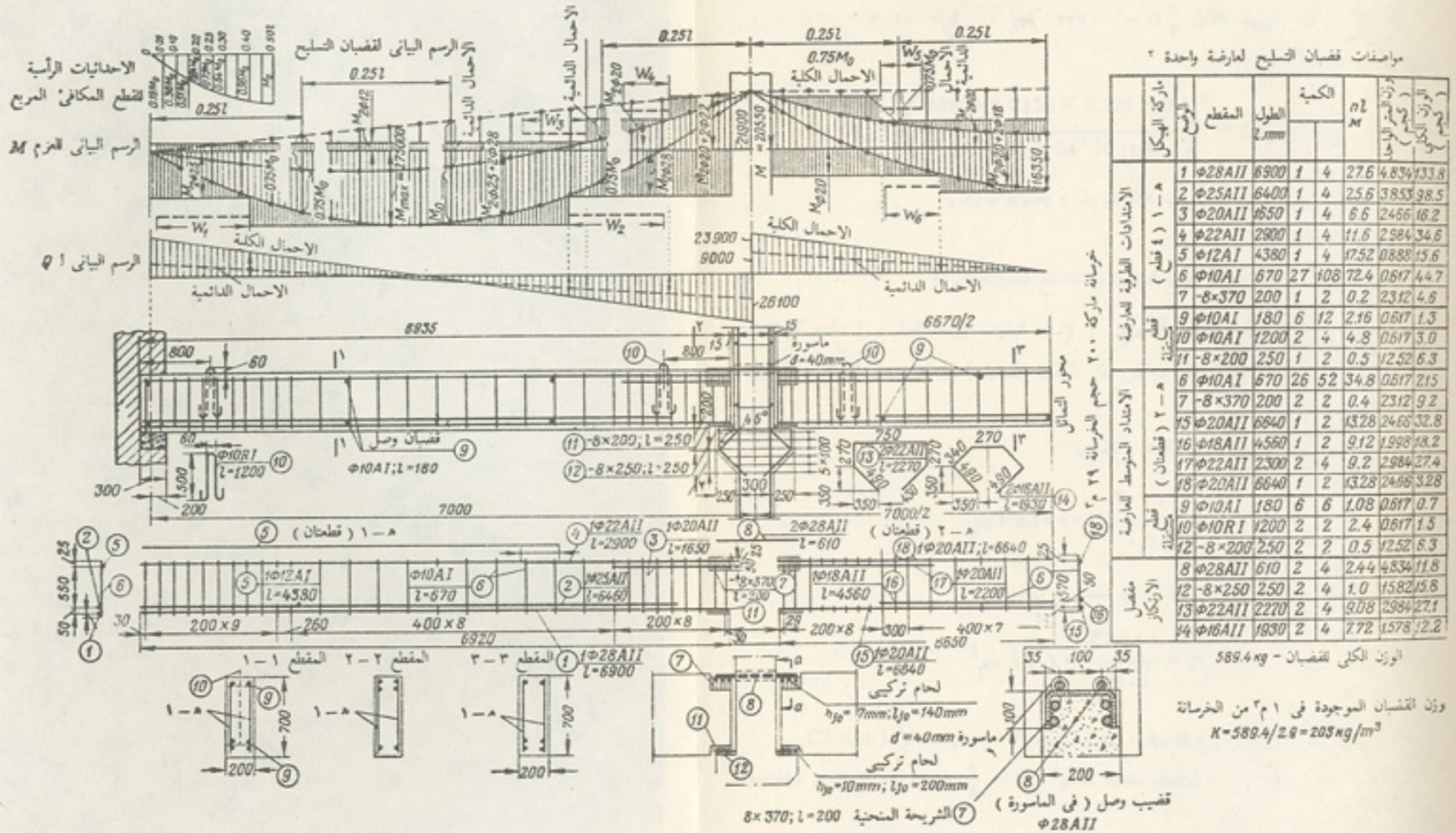
إن طول ما تخرج من قضبان التسليح الطولية الفعالة خارج حافة المسند الحر ، يساوى ٢٩ سم (العارضة مثبتة فى الجدار لمسافة ٣٠ سم) . لذلك يتحقق شرط طول الطرف المثبت المطلوب لقضبان التسليح الطولية :

$$l_3 = 10\,d = 10 \times 2.8 = 28 \text{ cm} < 29 \text{ cm}$$

(فى الحالة التى يتحقق فيها هذا الشرط ، فإن زيادة مساحة مقطع القضبان العرضية بالقرب من المسند تكون ضرورية) .

نحسب q_{st} بموجب الصيغة (٤ – ٧٣) :

$$q_{st} = \left(\frac{19000 + 2150 \times 0.785 \times 2}{0.6 \times 20 \times 64^2 \times 100} \right)^2 = 102 \text{ kg/cm}$$



مواصفات قضبان التسليح لعارضة واحدة ٢

مارك الهيكل		الوضع	المقطع	الطول l, mm	الكمية		nl/M	وزن المتر الواحد (كجم)	الوزن الكلى (كجم)
١ – ١ (٤ قطع)	الامتدادات الطرفية للعارضة	1	Φ28AII	6900	1	4	27.6	4.834	133.8
		2	Φ25AII	6400	1	4	25.6	3.853	98.5
		3	Φ20AII	6650	1	4	6.6	2.466	16.2
		4	Φ22AII	2900	1	4	11.6	2.984	34.6
		5	Φ12AI	4380	1	4	17.52	0.888	15.6
		6	Φ10AI	670	27	108	72.4	0.617	44.7
		7	-8×370	200	1	2	0.2	2.512	4.6
	قطع بجانبة	9	Φ10AI	180	6	12	2.16	0.617	1.3
		10	Φ10AI	1200	2	4	4.8	0.617	3.0
		11	-8×200	250	1	2	0.5	12.52	6.3
٢ – ٢ (قطعتان)	الامتداد المتوسط للعارضة	6	Φ10AI	670	26	52	34.8	0.617	21.5
		7	-8×370	200	2	2	0.4	2.512	9.2
		15	Φ20AII	6640	1	2	13.28	2.466	32.8
		16	Φ18AII	4560	1	2	9.12	1.998	18.2
		17	Φ22AII	2300	2	4	9.2	2.984	27.4
		18	Φ20AII	6640	1	2	13.28	2.466	33.8
	قطع بجانبة	9	Φ10AI	180	6	6	1.08	0.617	0.7
		10	Φ10RI	1200	2	2	2.4	0.617	1.5
		12	-8×200	250	2	2	0.5	12.52	6.3
	مفصل الارتكاز	8	Φ28AII	610	2	4	2.44	4.834	11.8
		12	-8×250	250	2	4	1.0	6.582	6.6
		13	Φ22AII	2270	2	4	9.08	2.984	27.1
		14	Φ16AII	1930	2	4	7.72	1.578	12.2

الوزن الكلى للقضبان – 589.4 kg

وزن القضبان الموجودة فى ١ م٣ من الخرسانة
K = 589.4/2.9 = 203 kg/m³

شكل ٨ – ٤٠ . عارضة السقف العتبى السابق الصنع

حساب المقاطع المائلة تبعا للقوى العرضية :

على يسار المسند المتوسط الأول : نراجع الشرط $Q_B^{l_B} = 26100$ كجم $< R_t b h_o =$ $= 7{,}2 \times 20 \times 64 = 9200$ كجم ، إذن يتطلب وضع قضبان عرضية ، بموجب الحساب .

عند وضع قضبان التسليح الطولية الفعالة للهياكل فى جهة واحدة ، $d = 28$ م ، يكون من الضرورى ، من شرط اللحام ، وضع قضبان عرضية قطرها $d_{st} = 10$ م ، بمساحة قدرها $f_{st} = 0{,}785$ سم^2 ، ويبلغ عدد الهياكل $n = 2$. نحسب q_{st} بموجب الصيغة (٤ – ٧٣) :

$$q_{st} = \left(\frac{26100 + 2150 \times 0.785 \times 2}{0.6 \times 20 \times 64^2 \times 100} \right)^2 = 180 \text{ kg/cm}$$

تعين خطوة القضبان العرضية بموجب الشروط الثلاثة (٤ – ٧٤) و (٤ – ٧٦) و (٤ – ٧٨) : $u = 19$ سم أو ٣٠ سم أو ٢٣٫٣ سم .

نأخذ فى الجزء القريب من المساند ، بطول $\frac{l}{4}$ ، خطوة للقضبان العرضية $u = 20$ سم ،

وفى الجزء المتوسط من الباع ، بطول $\frac{l}{2}$ ، $u = 40$ سم $> \frac{3}{4} h =$ ٥٢٫٥ سم .

على المسند الطرفى $Q_A = 18960$ كجم > 9200 كجم ، إذن ، يجب وضع قضبان عرضية ، بموجب الحساب . ويؤخذ نفس الهيكل الملحوم ، المسند الطرفى وإلى يسار المسند المتوسط الأول ، ولذلك $d_{st} = 10$ م .

إن طول ما تخرج من قضبان التسليح الطولية الفعالة خارج حافة المسند الحر ، يساوى ٢٩ سم (العارضة مثبتة فى الجدار لمسافة ٣٠ سم) . لذلك يتحقق شرط طول الطرف المثبت المطلوب لقضبان التسليح الطولية :

$$l_3 = 10\,d = 10 \times 2.8 = 28 \text{ cm} < 29 \text{ cm}$$

(فى الحالة التى يتحقق فيها هذا الشرط ، فإن زيادة مساحة مقطع القضبان العرضية بالقرب من المسند تكون ضرورية) .

نحسب q_{st} بموجب الصيغة (٤ – ٧٣) :

$$q_{st} = \left(\frac{19000 + 2150 \times 0.785 \times 2}{0.6 \times 20 \times 64^2 \times 100} \right)^2 = 102 \text{ kg/cm}$$

نعين خطوة القضبان العرضية بموجب ثلاثة شروط : عندما u = ٣٥,٥ سم أو ٤٢,٥ سم أو ٢٣,٣ سم . نأخذ فى الجزء الواقع قرب المسند ، بطول $\frac{l}{4}$ ، الخطوة u = ٢٠ سم .

إلى يمين المسند المتوسط الأول Q_B^R = ٢٣٩٠٠ كجم ، d_{st} = ١٠ م ، n = ٢ .

نحسب بموجب الصيغة (٤ – ٧٣) :

$$q_{st} = \left(\frac{23900 + 2150 \times 0.785 \times 2}{0.6 \times 20 \times 64^2 \times 100} \right)^2 = 149 \text{ kg/cm}$$

نعين خطوة القضبان العرضية بموجب ثلاثة شروط ، بصورة نهائية .

نأخذ خطوة قدرها u = ٢٠ سم .

ثم نقوم بحساب العارضة تبعاً لتفتح الشقوق فى المقاطع العمودية والمائلة .

حساب وصلة العارضة مع العمود : لإسناد العارضة إلى الأعمدة ، تستخدم كابولات خرسانية مسلحة . مسافة الارتفاع بين مراكز ثقل الرقائق المعدنية للعارضة ، على المسند ، تساوى z = ٧٠ – ٥ = ٦٥ سم .

قوة الشد فى وصلة العارضة ، فوق المسند ، تساوى :

$$N = \frac{٢٠٥٥٠}{٠,٦٥} = ٣١٥٠٠ \text{ كجم.}$$

مساحة مقطع القضبان العليا للوصلة ، فوق المسند ، تساوى :

$$F_s = \frac{٣١٥٠٠}{٢٧٠٠} = ١١,٦ \text{ سم}^٢ .$$

نأخذ ٢ قضبان قطر ٢٨ م ، نوع A-II ، بمساحة قدرها F_s = ١٢,٣٢ سم^٢ (+ ٦ ٪) .

ولتثبيت القضبان المفصلية ، نستخدم مفصلا ملحوماً $h_{jo} = \frac{١}{٤} \times ٢٨ = ٧$ م ، وبموجب الصيغة (٨ – ٩) نحسب ما يلى :

$$\Sigma l_{jo} = \frac{1.3 \times 31500}{0.85 \times 0.7 \times 1400} = 49.5 \text{ cm}$$

ويثبت كل قضيب من القضيبين ، بوصل ذات اتجاهين ، ولذلك $l_{jo} = \frac{٤٩,٥}{٢ \times ٢} =$

١٢,٤ سم ، وبأخذ تفاوت المحام فى الاعتبار ، يكون $l_{jo} = ١٣,٤ \approx ١٤$ سم . وبموجب الحد الانشائى الأصغر يكون $l_{jo} = 5\,d = ٥ \times ٢,٨ = ١٤$ سم .

إن طول القضيب فى الوصلة ، مع حساب خلوص قدره ١٥ مم ، بين طرف العارضة والعمود ، يساوى :

$$l = h_{column} + 2 \times 1.5 + 2\,l_{jo} = 30 + 3 + 28 = 61 \text{ cm}$$

إن مساحة مقطع الرقائق المعدنية المفصلية السفلى للعارضة (الملحومة مع قضبان التسليح الطولية للعارضة) ، تساوى :

$$F_{plate} = \frac{31500}{2100} = 15 \text{ cm}^2$$

وسمك الرقيقة يساوى :

$$\delta = \frac{F_{plate}}{b_{girder}} = \frac{15}{20} 0.75 \text{ cm} = 7.5 \text{ mm}$$

نأخذ السمك ١٠ مم .

ويجب أن تكون لرقيقة استناد الكابول الخرسانى المسلح ، نفس مساحة المقطع المبينة أعلاه .

طول مفاصل تثبيت العارضة مع رقيقة استناد الكابول ، عند $h_{jo} = ١٠$ مم ، طبقاً للصيغة (٨ – ١٧) ، يساوى :

$$\Sigma l_{jo} = \frac{1.3\ (31500 - 26100 \times 0.15)}{0.7 \times 1 \times 1400} = 36.5 \text{ cm}$$

طول المفصل من كل جهة من جهات العارضة ، مع أخذ تفاوت المحام فى الاعتبار ، يساوى :

$$l_{jo} = \frac{36.5}{2} + 1 = 19.25 \approx 20 \text{ cm}$$

ويؤخذ بروز الكابول ، بناء على الاعتبارات الإنشائية ، مساوياً ٢٥ سم . تعين البعد الأصغر لمساحة ارتكاز (استناد) العارضة ، بموجب الصيغة (٨ – ١٠) :

$$a = \frac{26\,100}{20 \times 80} = 16.2 \text{ cm} < 25 \text{ cm}$$

المسافة من حافة العمود إلى محور انضغاط مسند العارضة ، بموجب الصيغة (٨ – ١٢) ، تساوى :

$$c_1 = 25 - \frac{16.2}{2} = 16.9 \text{ cm}$$

نتخذ زاوية ميل حافة الكابول المنضغطة مع الخط الأفقى ، مساوية $\gamma = ٤٥°$ ، ونأخذ ارتفاع مقطع الكابول $h = ٠,٨$ ، $h_{girder} = ٠,٨ \times ٧٠ \approx ٥٥$ سم . عند ذلك ، $h_o = ٥٥ - ٣,٥ = ٥١,٥$ سم . وفى مقطع الكابول المقرّب من طرف العارضة ، يكون لدينا $h_{o1} = ٥٥ - ١,٥ - ٣,٥ = ٥٠$ سم . وبما أن بروز (طول) الكابول يساوى $l_{cons} = ٢٥ < ٠,٩$ ، $h_o = ٠,٩ \times ٥١,٥ = ٤٦,٥$ سم ، إذن يكون الكابول من النوع القصير ، ويجب أن يراجع بموجب الشرط (٨ – ١٣) :

$$Q = 26100 < \frac{2.2 \times 7.2 \times 30 \times 50}{1 - \frac{16.2}{1.8 \times 50}\,0.71} = 27500 \text{ kg}$$

إذن يتحقق الشرط .

نحسب مساحة مقطع قضبان التسليح الطولية الأفقية للكابول بموجب الصيغة (٨ – ١٤) :

$$F_s = \frac{1.25 \times 6100 \times 16.9}{2700 \times 0.9 \times 51.5} = 4.45 \text{ cm}^2$$

نأخذ إنشائيا ٢ قضبان قطر ٣٠ مم ، نوع A-II ، بمساحة قدرها F_s ٦,٢٨ = سم^2 .

نحسب مساحة مقطع القضبان المنحنية فى الكابول ، عند $\alpha = ٤٥°$ بموجب الصيغة (٨ – ١٦) :

$$F_{incl} = \frac{26100 - \frac{0.15 \times 100 \times 30 \times 51.5^2}{16.9 + 0.3 \times 51.5}}{2700 \times 0.71} < 0$$

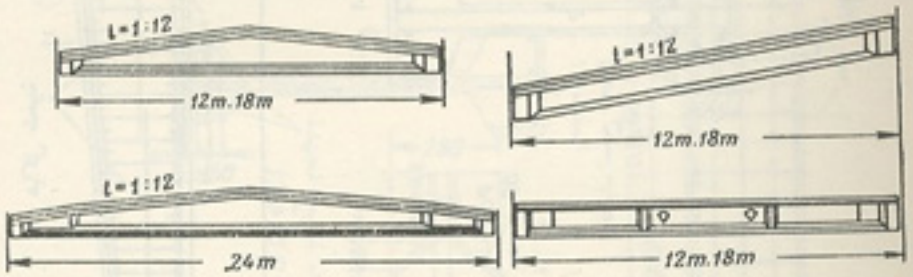
الحد الإنشائى الأصغر $F_{incl} = ٠,٠٢ \times ٣٠ \times ٥١,٥ = ٣,١$ سم^2 . نأخذ إنشائيا ٢ قضبان قطر ٢٠ مم ، نوع A-II بمساحة قدرها F_{incl} = ٦,٢٨ سم^2 .

الفصل التاسع

تصاميم عتبات وجمالونات وعقود السقوف

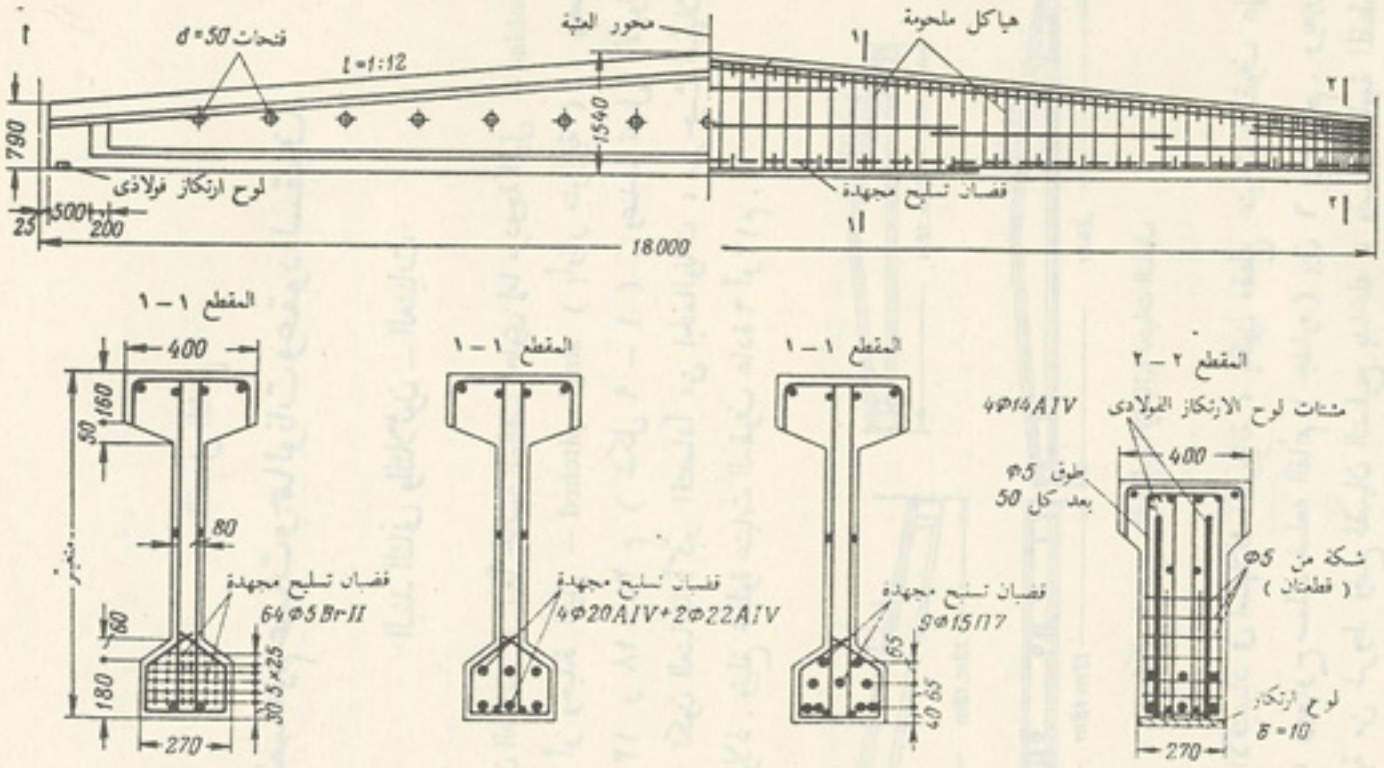
البند الثانى والثلاثون ـ العتبات

قد تكون العتبات ، تبعاً لجانبية السقف العلوى إما مزدوجة الميل — double-pitched — أو وحيدة الميل — single-pitched (بأوتار متوازية) ، وتصل أبواعها إلى ١٢ و ١٨ و٢٤ م (شكل ٩ — ١) . وعندما تصل الأبواع إلى ١٨ م ، تكون العتبات أكثر اقتصاداً من الجمالونات ، من حيث استهلاك الخرسانة والفولاذ . وتبلغ خطوة عتبات السقوف عادة ٦ أو١٢م .



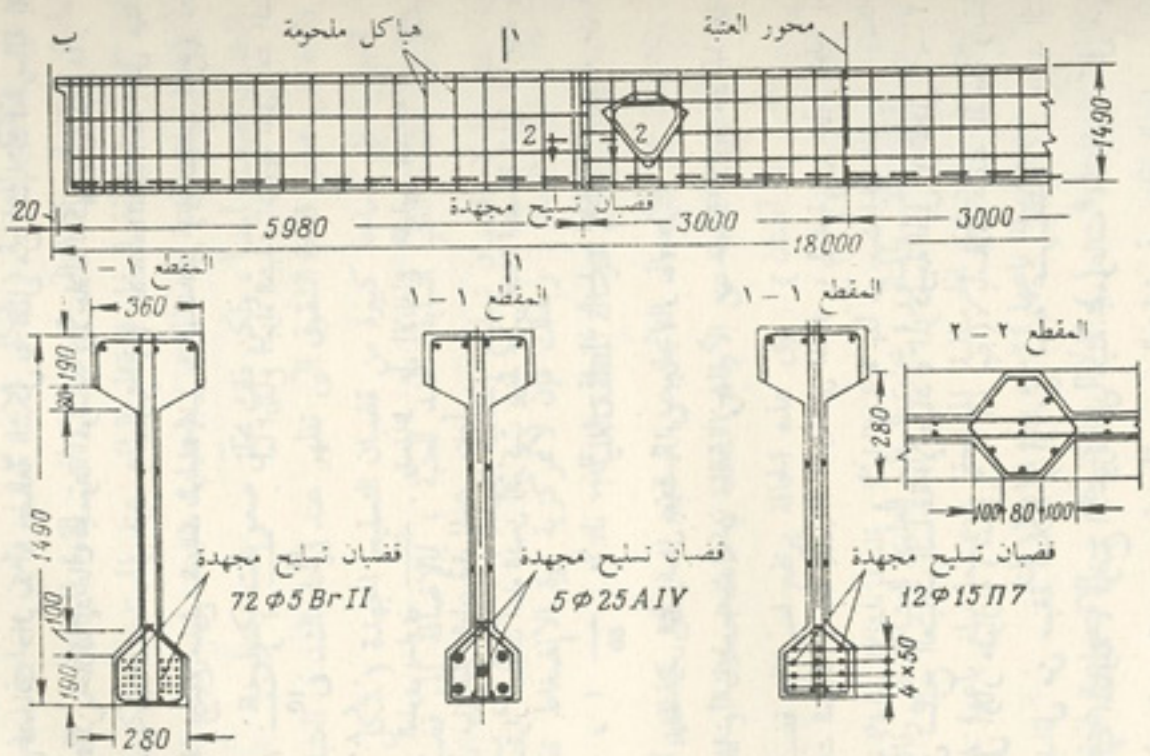
شكل ٩ — ١ . المخططات الإنشائية لعتبات السقف

ولأجل الاقتصاد فى استهلاك الخرسانة ، يكون مقطع عتبات السقوف على شكل — I ، ويتراوح سمك ضلعه القائم (جداره) بين ٦ و ٨ سم . ويعين بصورة رئيسية من شروط وضع قضبان التسليح بداخله ، وضمان مقاومة المقطع



شكل ٩ – ٢ . عتبات السقف :

(أ) عتبة مزدوجة الميل ،



(ب) عتبة ذات أوتار متوازية

المائل ومقاومته للتشقق ، وكذلك من شروط سهولة صب الخرسانة . وفى الجزء المتوسط من الباع ، حيث تكون قوى الشد المائلة صغيرة ، قد تحتوى جدران العتبات على فتحات دائرية أو مضلعة الشكل ، تقلل من استهلاك الخرسانة بعض الشىء ، ويمكن خلالها إدخال مجموعة المواسير والأسلاك الكهربائية وغيرها .

وتحتوى العتبة عند المساند ، على توسع (مشطوف أفقى) (horizontal haunch) على هيئة ضلع جسوءة . ويؤخذ ارتفاع مقطع العتبات الوحيدة الميل والمزدوجة الميل (فى منتصف الباع) ، بحيث يتراوح بين $l \frac{1}{10}$ و $l \frac{1}{15}$. أما ارتفاع أجزاء العتبات المزدوجة الميل عند المسند ، فيبلغ عادة ٨٠٠ مم .

ميل الوتر العلوى يساوى $\frac{1}{12}$. والمحافظ على الارتفاع القياسى للعتبات التى يبلغ باعها ٢٤ م ، نجعل ميل الوتر العلوى فوق المسند متغيراً .

ولتأمين استقرار العتبات أثناء الشحن والتركيب يؤخذ عرض الشفة المنضغطة العليا ، بحيث يتراوح بين $l \frac{1}{50}$ و $l \frac{1}{60}$. ولأجل سهولة وضع قضبان التسليح الطولية المشدودة ، من الناحية التكنولوجية ، يؤخذ عرض الوتر السفلى بحيث يتراوح بين ٢٠ و ٢٥ سم .

وتنتج عتبات السقوف بحيث تكون سابقة الإجهاد ، من خرسانة تتراوح ماركتها بين ٣٠٠ و ٥٠٠ .

وقد اتخذت العتبات المسلحة بقضبان مشدودة على المساند ، المنتجة على حوامل طولية ، بمثابة عتبات نموذجية لأغراض الإنشاء بالجملة ، لأنها اقتصادية جداً من حيث الجهد المصروف والتكاليف .

ويمكن تسليح العتبات السابقة الإجهاد ، المزدوجة الميل (شكل ٩ — ٢،أ) والمحتوية على أوتار متوازية (شكل٩ — ٢، ب)، بأسلاك عالية المقاومة وبقضبان تسليح وبجدائل من سبعة أسلاك (أو من تسعة عشر سلكاً) . وعند التسليح بأسلاك عالية المقاومة ، توضع الأخيرة على هيئة مجموعات ، تتألف كل منها من سلكين ، فى وضع عمودى ، لسهولة صب العتبات فى حالة العمل . ويسلح جدار العتبة بهياكل ملحومة ، تؤمن قضبانها العرضية مقاومة المقاطع المائلة للعتبة . وتسلح الشفة العليا بهياكل ملحومة أيضاً .

ولمنع تكون الشقوق الطولية عند إرخاء شد قضبان التسليح (أو الحد من اتساع فتحة الشقوق) ، تقوى أجزاء العتبات عند المساند بقضبان عرضية إضافية ، تلحم مع الرقائق المعدنية (شكل ٩ — ٣) . وتعين مساحة القضبان العرضية الإضافية ، بحساب القوة التى تساوى ٣٠ ٪من القوة الموجودة فى قضبان التسليح الطولية المجهدة للمنطقة السفلى للمقطع الواقع عند المسند . ويمكن كذلك رفع مقاومة التشقق لجزء العتبة عند المسند ، بإحداث شد مسبق مزدوج المحور ، وذلك بشد القضبان العرضية أيضاً ، ولكن ذلك يخلق صعوبات تكنولوجية .

وللحد من عرض فتحة الشقوق التى تظهر عند إرخاء الشد فى العتبات المزدوجة الميل، المحتوية على مساحة كبيرة من قضبان التسليح المجهدة (شكل ٩ — ٤)، تستخدم فى المنطقة العليا السابقة الشد للعتبة ، بالإضافة إلى قضبان التسليح الطولية المصممة ١ ،قضبان تسليح إنشائية مجهدة ٢ ، توضع فى مستوى سطح مقطع العتبة فوق المسند . وبذلك فإن لاتمركزية قوة الانضغاط تقل ، وتقل إجهادات الشد السابقة فى خرسانة المنطقة العليا .

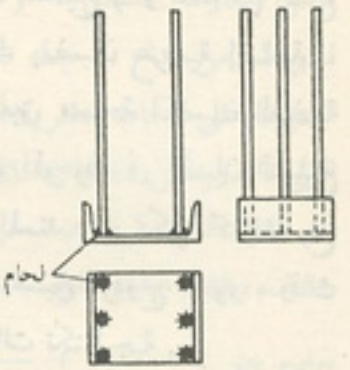
وبالإضافة إلى الأحمال الناتجة عن السقف ، يمكن كذلك أن تتحمل العتبات ، الأحمال الناتجة عن الأوناش المعلقة (عادة حملان أو ثلاثة أحمال تتراوح بين ٣ و ٥ أطنان) . وفى هذه الحالة يرتفع استهلاك قضبان التسليح بمقدار يتراوح بين ٢٠ و٣٠ ٪ .

ولتثبيت قطع السقف والمناور ، يحتوى السطح العلوى للعتبات على رقائق فولاذية .

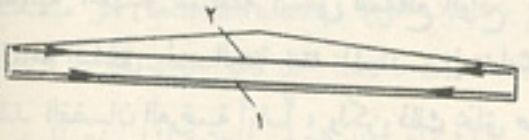
ويتراوح وزن العتبات الخرسانية المسلحة ، عندما يبلغ باعها ١٨م ، بين ٧ و٨ أطنان ، وعندما يبلغ باعها ٢٤م ، بين ١١و١٢طنا .

ويبين الجدول (٩ — ١) الدلائل التكنيكية — الاقتصادية لمختلف عتبات السقوف .

وكما يتضح من الجدول ، يبلغ توفير الفولاذ فى العتبات المسلحة بأسلاك فولاذية ٣٥٪ ، بالمقارنة مع العتبات المسلحة بقضبان فولاذية .



شكل ٩ – ٣ . الرقائق المعدنية
على مسند عتبة السقف



شكل ٩ – ٤ . مخطط ترتيب قضبان التسليح
المجهدة لعتبة المزدوجة الميل

جدول ٩ – ١

الدلائل التكنيكية – الاقتصادية للعتبات السابقة الصنع ، المزدوجة الميل ، التى يتراوح باعها بين ١٢ و ٢٤ م عند خطوة قدرها ٦ م ، وأحمال مصممة ناتجة عن السقف تتراوح بين ٣٥٠ و ٥٥٠ كجم / م٢

نوع العتبة وباعها	وزن العتبة (طن)	ماركة الخرسانة	كمية المواد المستهلكة فى العتبة	
			خرسانة (م٣)	فولاذ (كجم)
العتبات السابقة الإجهاد ، المسلحة بقضبان فولاذية :				
١٢ م	٤,١	٤٠٠	١,٦٥	١٢٧ – ١٥٣
١٨ م	٧,٥ – ٧,١	٤٠٠	٢,٩٨ – ٢,٨٤	٣٤١ – ٤٧٤
٢٤ م	١٢ – ١١,٧	٤٠٠ – ٥٠٠	٤,٧٨ – ٤,٦٧	٦٠٤ – ٨٨٤
العتبات السابقة الإجهاد ، المسلحة بأسلاك فولاذية :				
١٢ م	٤,١	٤٠٠	١,٦٥	٨٧ – ١٠٨
١٨ م	٧,٧ – ٧,١	٤٠٠	٣,٠٧ – ٢,٨٤	٢٣٠ – ٣٥٨
٢٤ م	١٢ – ١١,٧	٤٠٠ – ٥٠٠	٤,٧٨ – ٤,٦٧	٣٩٦ – ٥٦٤

وزيادة خطوة العتبات (المسافة بينها) إلى ١٢م ، تؤدى إلى توفير فى الخرسانة والفولاذ .

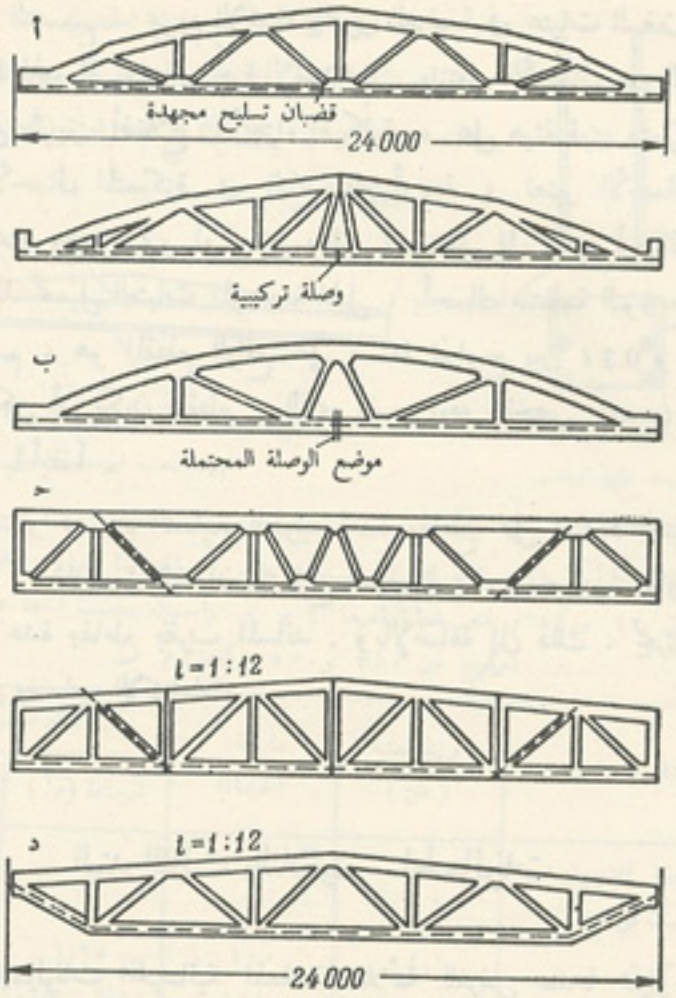
إن قوى التصميم – عزوم الانحناء والقوى العرضية فى عتبات السقف – تعين كما فى العتبة المحمولة بحرية (حرة الاستناد) . وتنتقل الأحمال من السقف إلى العتبة ، عن طريق أضلاع الأجزاء الهيكلية ، على هيئة قوى متمركزة . فإذا زاد عدد الأحمال المتمركزة فى الباع على أربعة ، تعتبر الأحمال منتظمة التوزيع . وعند وجود منور أو ونش معلق ، تنتقل إلى العتبة أحمال متمركزة إضافية . وعند تحميل العتبات المزدوجة الميل ، بأحمال منتظمة التوزيع ، يكون المقطع المصمم ، هو المقطع الواقع على مسافة تتراوح بين $0.3\,l$ و $0.4\,l$ من المسند . ويمكن أن يكون المقطع ، الذى وضع فوقه شاخص (post) المنور ، مقطعاً تصميميا أيضاً .

ويتم اختيار قضبان التسليح الطولية لعدة مقاطع على امتداد العتبة بواسطة عزم الانحناء . كما تعين قضبان التسليح العرضية ، من حساب مقاومة المقطع المائل ، فى عدة مقاطع بقرب المساند . وبالإضافة إلى ذلك ، يجرى حساب مقاومة التشقق وحساب الانثناءات .

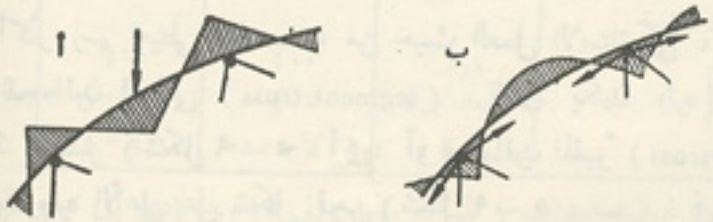
البند الثالث والثلاثون – الجمالونات

تكون الجمالونات الخرسانية المسلحة ملائمة للغرض عندما تتراوح أبواعها بين ٢٤ و ٣٠م . ويعتمد الرسم المحيطى للجمالونات على جانبية السقف وعلى تركيبه العام .

إن أكثر رسم محيطى مناسب ، من حيث العمل الاستاتيكى ، هو الرسم المحيطى للجمالون القطعى (segment truss) ، الذى يكون وتره الأعلى على شكل خط منكسر (شكل ٩ – ٥ ، أ) ، أو للجمالون المقبوّ (arch truss) ، الذى يكون وتره الأعلى على شكل قوس (شكل ٩ – ٥ ، ب) . فى مثل هذه الجمالونات ، تتحمل الشبيكة (lattice) قوى صغيرة ، ويكون الارتفاع فوق



شكل ٩ – ٥ . المخططات الإنشائية للجمالونات



شكل ٩ – ٦ . الرسوم البيانية للعزوم فى الوتر العلوى للجمالون المقبو

المساند غير كبير نسبيا ، وهذا يؤدى إلى تخفيض وزن الجمالونات وتقليل ارتفاع المبنى .

تحتوى الجمالونات المضلعة (polygon trusses) ذات القطر (diagonal) الصاعد عند المساند ، على أوتار متوازية (فى حالة السقوف المستوية) أو على وتر علوى مائل ، طبقاً لميل السقف (شكل ٩ – ٥ ، حـ) . وتكون الجمالونات المضلعة ، ذات القطر المنحدر عند المساند ، والوتر السفلى المنكسر ، أكثر استقراراً عند التركيب ، ولا تحتاج إلى مثبتات خاصة ، لأن مركز ثقل مثل هذه الجمالونات يقع تحت المساند (شكل ٩ – ٥ ، د) .

وعادة ، يتراوح ارتفاع الجمالونات الخرسانية المسلحة ، فى منتصف الباع ، بين $\frac{1}{7}$ و $\frac{1}{9}$ من الباع .

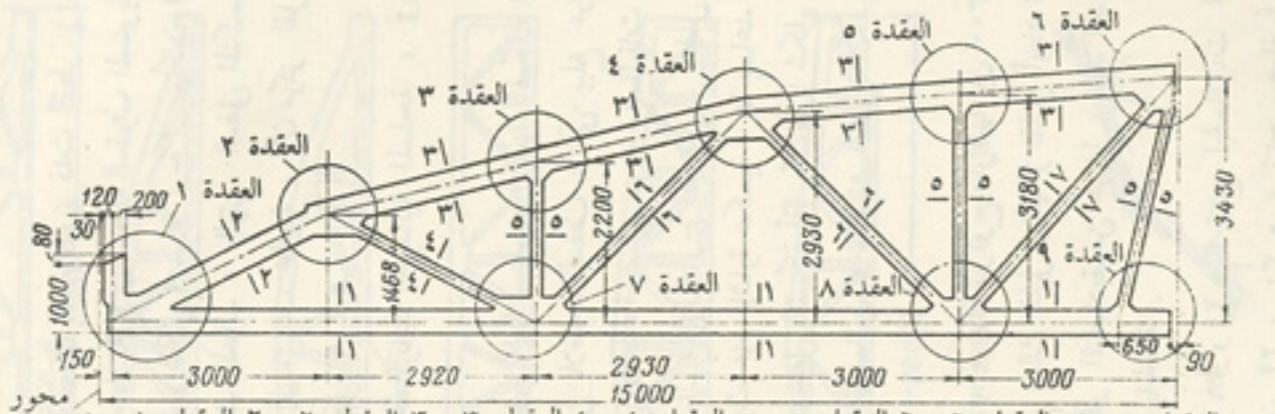
ويصمم الوتر العلوى المنكسر للجمالون ، بأبعاد الأجزاء الهيكلية البالغة٣م . إن ذلك يضمن انتقال الأحمال من بلاطات السقف ، التى يبلغ عرضها ٣م ، إلى عقد (joints) الجمالون ، ويمنع الانحناء الموضعى . فى الجمالونات المقبوّة ، تقل عزوم الانحناء الناتجة عن الأحمال المؤثرة خارج المفاصل ، بفضل لاتمركزية القوة الطولية ، التى تؤدى إلى حدوث عزم بإشارة عكسية ، مما يساعد على زيادة طول الجزء الهيكلى للوتر العلوى ، ويجعل الشبيكة أقل كثافة (شكل ٩– ٦) .

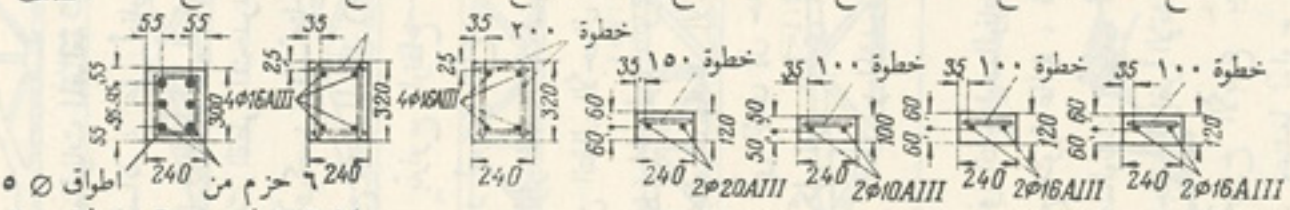
ينتج الوتر السفلى (المشدود) للجمالون ، وكذلك القطر المنحدر الأول ، بإجهاد مسبق .

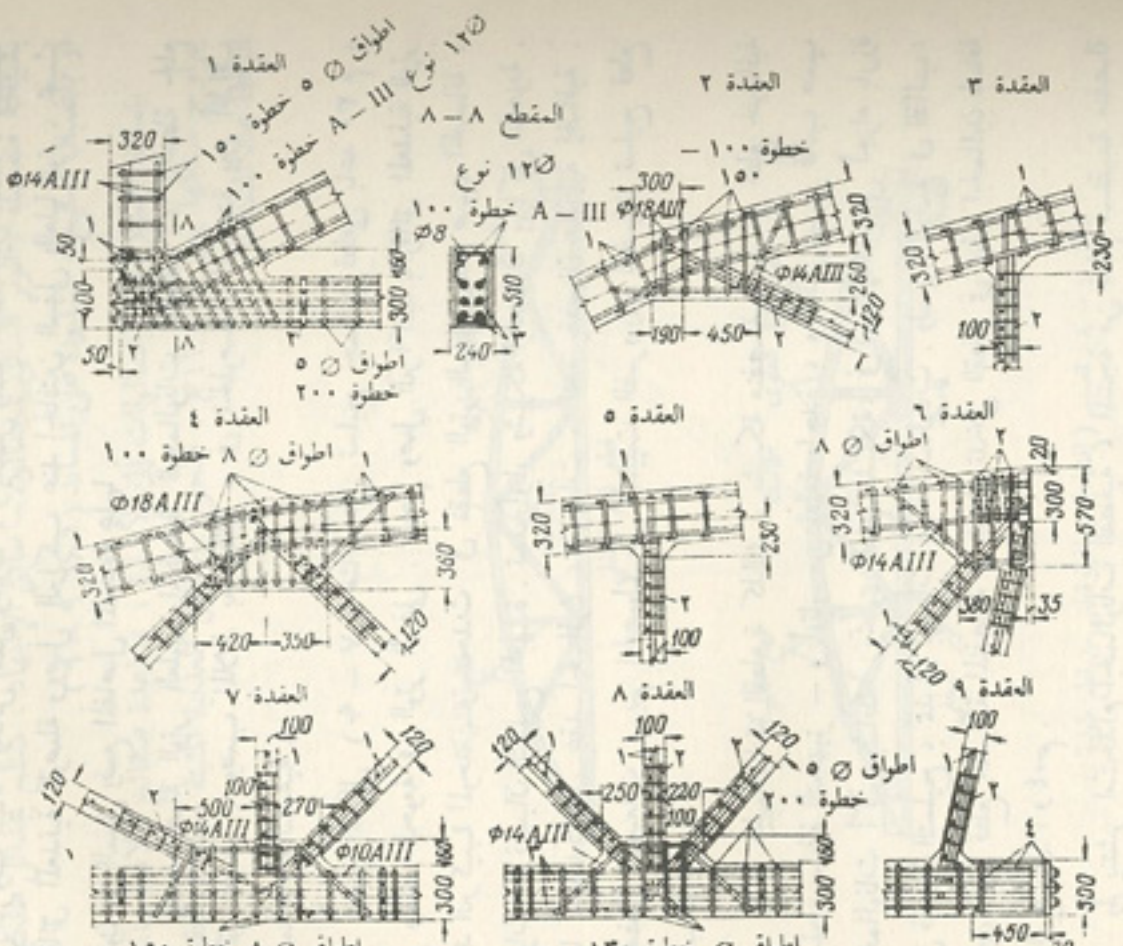
وتستخدم فى إنتاج الجمالونات ، خرسانة تتراوح ماركتها بين ٣٠٠ و٥٠٠ ، مع نسبة تسليح مئوية عالية ، فيتم بذلك تقليل وزنها (تقليل أبعاد المقاطع) .

ولكون الجمالونات القطعية أكثر اقتصادية من غيرها ، فقد اعتبرت بمثابة جمالونات نموذجية لأغراض الإنشاء بالجملة .

وعندما تتراوح الأبواع بين ١٨ و٢٤ م ، تنتج الجمالونات القطعية من قطعة واحدة ، وعندما تتراوح بين ٢٤ و ٣٠ م ، تنتج بوصلة فى منتصف الباع .







شكل ٩ – ٧ . جسالون قطعي يبلغ باعه ٣٠ م

ويمكن عمل وصلة الوتر السفلى المشدود للجمالون ، بواسطة اللحام ، اعتماداً على ظروف البناء ووسائل النقل وغيرها ، ويفضل وضع الوصلة بين العقد ، وتثبيت الرقائق المعدنية للوصلة ووصل التراكب عند الحافتين السفلى والعليا للوتر ، بحيث يكون من السهل وضع المفاصل الملحومة عليها .

وتنتج وصلة الوتر العلوى المنضغط للجمالونات النصفية ، بواسطة لحام رقائق معدنية ، وصب الملاط بعد ذلك ، فى الخلوصات الموجودة بين أطراف الجمالونات النصفية .

ويبين الشكل (٩ — ٧) مثالا على تسليح جمالون قطعى باعه ٣٠ م ، مع وصلة ملحومة فى الوتر السفلى . تلحم وصل التراكب بالرقائق المعدنية للوتر عند التركيب الموحد . وتستحدث فى مقطع الوتر السفلى عند صب الخرسانة ، قنوات لمد قضبان التسليح المجهدة . تسلح أوتار وشبيكة الجمالون بهياكل ملحومة . كما تستحدث فى عقد الجمالون ، توسعات مسلحة بقضبان منحنية إضافية . وبفضل التوسعات ، يتم الحصول على التثبيت الضرورى لقضبان تسليح قطع الشبيكة .

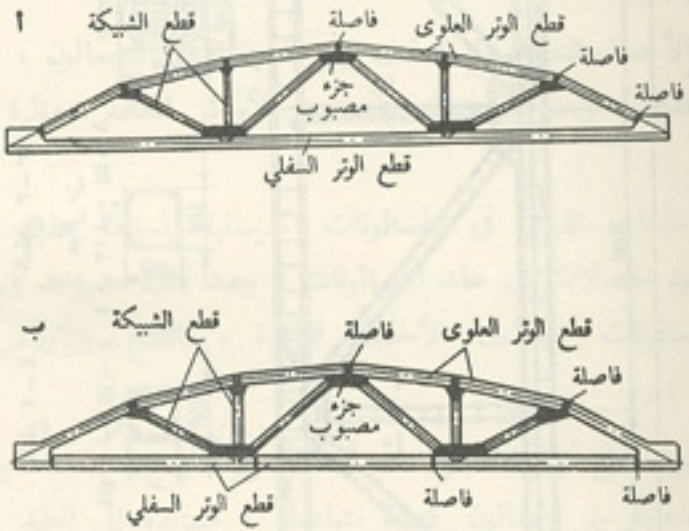
وتنتج الجمالونات القطعية كذلك ، بشبيكة منفصلة * — من قطع خرسانية مسلحة سابقة التجهيز — وبأوتار من قطعة واحدة ، وبذلك يصبح قالب صب الجمالونات أكثر بساطة . وتحتوى قطع الشبيكة، فى أطرافها ، على أجزاء بارزة من قضبان التسليح ، تمد فى توسعات عقد الجمالونات . ولسهولة الوضع فى القالب، يعين طول قطع الشبيكة المنفصلة ، بحيث تدخل القطع فى عقد الجمالون لمسافة تتراوح بين ٣ و ٤سم .

ولم ينتشر استخدام الجمالونات القطعية ، المنتجة من قطع مستقيمة منفصلة (سابقة التجهيز) ، مع عقد مصبوبة (شكل ٩ — ٨) ، وذلك نظراً لصعوبة تكنولوجية التركيب .

* أى تتكون الأوتار العليا والسفل من قطعة واحدة ثم تركب الأقطار بعد ذلك . (المترجم)

وتنتج الجمالونات المضلعة ، ذات الأوتار المتوازية ، للسقوف المستوية ، بشبيكة منفصلة ، الوتر السفلى للجمالون — سابق الإجهاد ، مسلح بجدائل سلكية أو بقضبان تسليح ، مشدودة على المساند (شكل ٩ — ٩) .

وتستند جميع أنواع الجمالونات إلى الأعمدة ، بمساعدة صفائح فولاذية ساندة يتراوح سمكها بين ١٠ و١٢مم ، ملحومة بالرقائق المعدنية المثبتة سابقاً فى العقدة الواقعة عند المسند .



شكل ٩ — ٨ . تصميم (إنشاء) جمالون قطعى من قطع طولية :

(أ) جمالون بوتر سفل من قطعة واحدة عند شد قضبان التسليح على المساند ؛
(ب) جمالون بوتر سفل من عدة قطع عند شد قضبان التسليح على الخرسانة .

وبالإضافة إلى الأحمال الناتجة عن السقف ، تستطيع جمالونات المبانى الصناعية تحمل الثقل الناتج عن الأوناش المعلقة : عادة ثلاثة أو أربعة أحمال يتراوح كل منها بين ٣ و ٥ أطنان . وتزيد مثل هذه الأحمال الإضافية من استهلاك قضبان التسليح بمقدار يتراوح بين ٢٠و٣٠ ٪ .

ويبين الجدول (٩ – ٢) الدلائل التكنيكية – الاقتصادية للجمالونات ، التى يتراوح باعها بين ١٨ و٣٠ م .

ويبلغ مقدار ما توفره الجمالونات الخرسانية المسلحة ، من المعدن ، نصف استهلاكه فى الجمالونات الفولاذية تقريباً ، ولكنها تحتاج إلى صرف جهود كبيرة فى الإنتاج ، ولم يزل سعرها مرتفعاً لحد الآن .

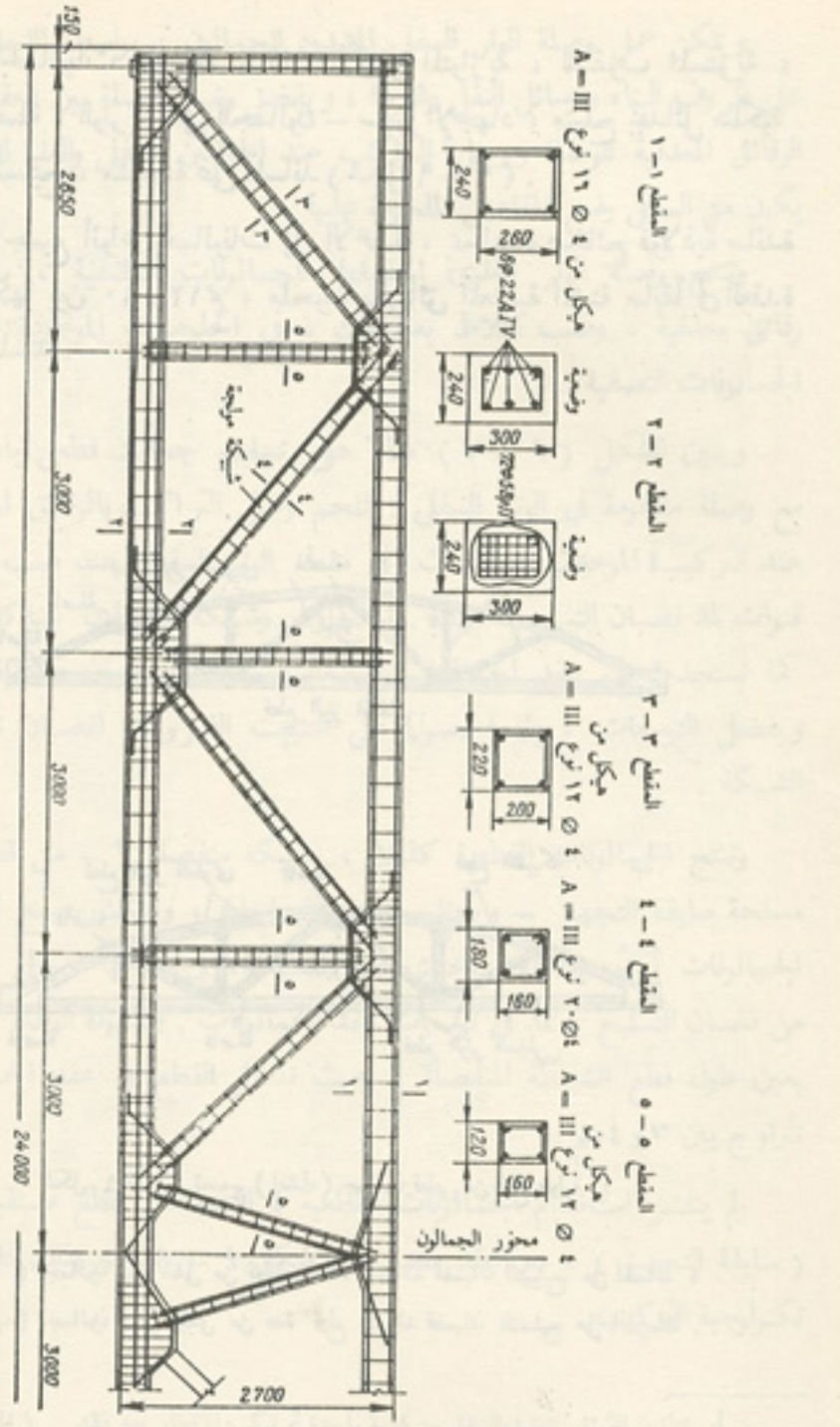
وتعتبر الأحمال الناتجة عن السقف وعن الوزن الذاتى للجمالون ، مؤثرة على عقد الوتر العلوى ، وتعتبر الأحمال الناتجة عن الأوناش المعلقة ، مؤثرة على عقد الوتر السفلى .

يجرى حساب القوى فى الجمالونات الخرسانية المسلحة بطرق عادية ، بافتراض وجود مفصلات فى عقد الجمالونات . وعند ذلك ، يؤخذ فى الاعتبار تحميل الجمالونات بمختلف الأحمال الزائدة ، كالثلج والأوناش المعلقة (إذا وجدت) .

عندما توجد على أوتار الجمالون ، أحمال تؤثر خارج العقد ، تعين عزوم الانحناء ، باعتبار وتر الجمالون كعتبة متواصلة ، مستندة إلى العقد .

عند تعيين عزوم الانحناء الناتجة عن الأحمال المؤثرة خارج عقد الوتر العلوى فى الجمالونات المقبوّة ، يؤخذ فى الاعتبار تأثير لاتمركزية القوة الطولية ، الذى يسبب تقليل الحمل .

ويجرى حساب مقاطع الوتر العلوى للجمالونات ، بموجب صيغ الانضغاط اللامركزى . أما حساب مقاطع الشبيكة والوتر السفلى ، فيتم بموجب صيغ الانضغاط المركزى والشد المركزى . وإذا تعرض الوتر السفلى للجمالون ،



شكل ٩ – ٩ . جمالون مضلع بأوتار متوازية

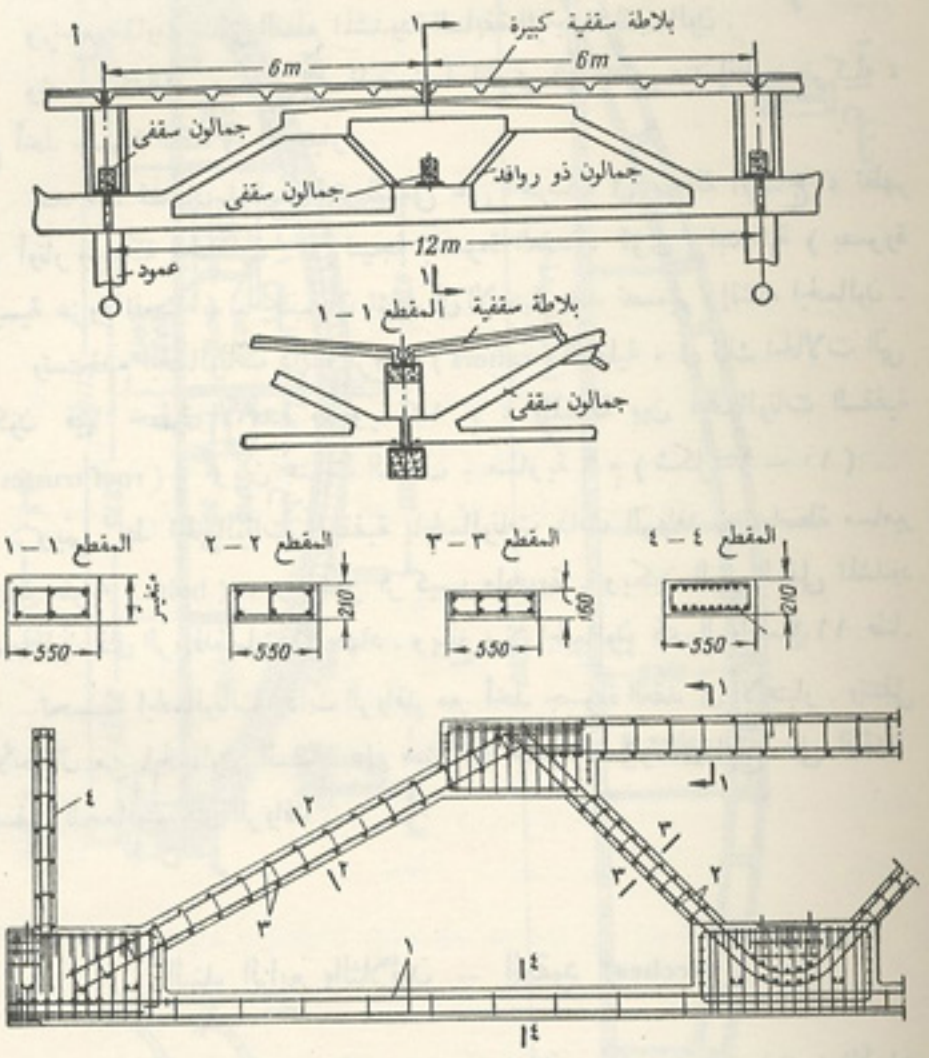
جدول ٩ – ٢

الدلائل التكنيكية – الاقتصادية للجمالونات الخرسانية المسلحة القطعية ، التى يتراوح باعها بين ١٨ و ٣٠ م ، عندما تتراوح الأحمال المصممة الناتجة عن السقف بين ٣٥٠ و ٥٥٠ كجم/م^2

نوع تسليح الجمالون وباعه	الوزن (طن)	ماركة الخرسانة	استهلاك المواد فى الجمالون	
			خرسانة (م^3)	فولاذ (كجم)
(ا) خطوة الجمالونات ٦ م				
التسليح بحزم فولاذية :				
١٨ م	٤,٣ – ٤,٨	٣٠٠	١,٧٢ – ١,٩	٣٣٨ – ٤٣٣
٢٤ م	٨,٨ – ١٠	٣٠٠ – ٤٠٠	٣,٥ – ٤	٦٢١ – ٦٨٩
٣٠ م	١٥,٢ – ١٧	٣٠٠ – ٤٠٠	٦,٠٨ – ٦,٨	١٠٤١ – ١٢١٩
(ب) خطوة الجمالونات ١٢ م				
التسليح بأسلاك فولاذية :				
١٨ م	٧,٦ – ٩,١	٣٠٠ – ٤٠٠	٣,٠٦ – ٣,٦٣	٤٩١ – ٧٥٩
٢٤ م	١٤,٩ – ١٧,٤	٣٠٠ – ٥٠٠	٥,٩٥ – ٦,٩٦	١٠١٨ – ١٣٦٧
٣٠ م	٢٥,٥ – ٢٩,٨	٣٠٠ – ٥٠٠	١٠,٢ – ١١,٩	١٤٢٢ – ٢٢١٣
التسليح بقضبان فولاذية :				
١٨ م	٧,٦ – ٩,١	٣٠٠ – ٤٠٠	٣,٠٦ – ٣,٦٣	٥٦٣ – ٩٦٢
٢٤ م	١٤,٩ – ١٧,٤	٣٠٠ – ٥٠٠	٥,٩٥ – ٦,٩٦	١٢٣٨ – ١٨٢٢
٣٠ م	٢٥,٥ – ٢٩,٨	٣٠٠ – ٥٠٠	١٠,٢ – ١١,٩	١٧٧٨ – ٢٩٨١

لتأثير الأحمال الموجودة خارج العقد (من الأوناش المعلقة والسقف المعلق وغير ذلك) ، يجرى حساب المقاطع بموجب صيغ الشد اللامركزى .

يؤخذ الطول المصمم لقطع الجمالون ، عند حساب الانحناء الطولى فى مستوى الجمالون ، كالآتى : للوتر العلوى وللضلع الانضغاطى عند المسند – مساوياً للمسافة بين مراكز العقد ، وللشبيكة – مساوياً للمسافة بين مراكز العقد مع معامل قدره ٠,٨ . وعند حساب الانحناء الطولى خارج مستوى الجمالون تعتبر المسافة بين العقد المثبتة لمنع الإزاحة الطولية ، بمثابة الطول المصمم للوتر



شكل ٩ – ١٠

(أ) إنشاء (تصميم) الجمالون الإضافى (الثانوى) ،

(ب) تسليح الجمالون الإضافى (الثانوى)

١ – قضبان التسليح المجهدة ، ٢ – قضبان تسليح قائم الانضغاط ،

٣ – قضبان تسليح قائم الانضغاط المضغوط ، ٤ – قائم لإسناد البلاطات

العلوى ، والمسافة بين مراكز العقد ، بمثابة الطول المصمم للشبيكة .

وتراجع مقاومة تشقق القطع المشدودة السابقة الإجهاد للجمالون .

ويجب كذلك حساب الجمالون تبعاً للقوى التى تظهر عند إنتاجه وتركيبه ، مع أخذ جسوءة العقد فى الاعتبار .

عند شد قضبان تسليح الوتر السفلى على الخرسانة فى مرحلة الإنتاج ، تظهر فى أوتار وشبيكة الجمالون ، نتيجة لجسوءة العقد ، قوى ابتدائية (بصورة رئيسية عزوم انحناء) ، يجب أن تؤخذ فى الاعتبار عند تصميم وإنشاء الجمالون .

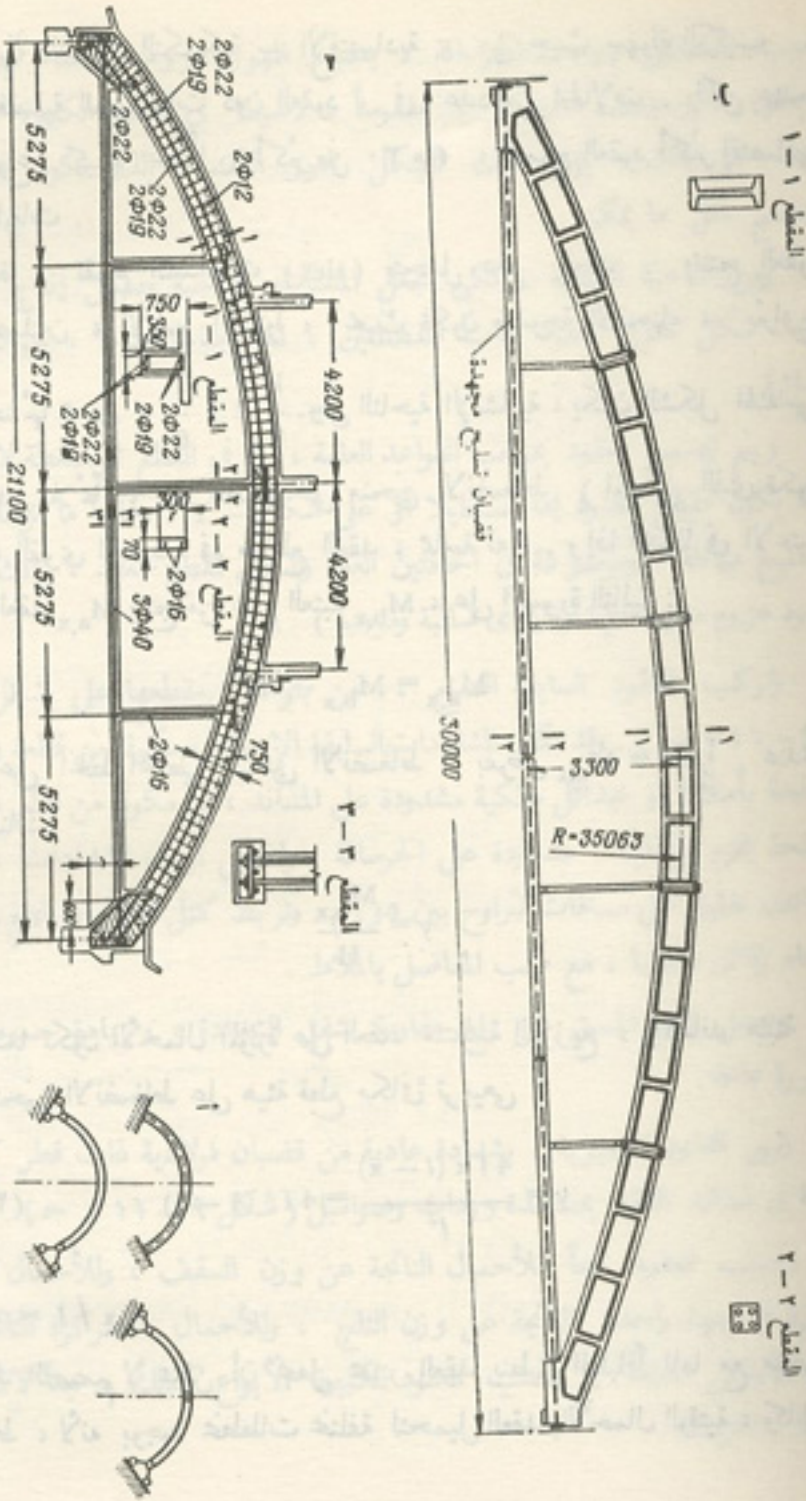
وتستخدم الجمالونات ذات الروافد (rafters) السفلية ، فى تلك الحالات التى تكون فيها خطوة الأعمدة مساوية ١٢ م ، والمسافة بين الجمالونات السقفية (roof trusses) ، أو بين عتبات السقف ، مساوية ٦ م (شكل ٩ – ١٠) .

ويتم ربط الجمالونات السقفية بالجمالونات ذات الروافد ، بواسطة مسامير ربط ملولبة (bolts) ، وفواصل تركيب ملحومة . ويكون الوتر السفلى المشدود للجمالون ذى الروافد سابق الإجهاد . ويبلغ وزن الجمالون ذى الروافد ١١.٣ طنا.

تحسب الجمالونات ذات الروافد مع أخذ جسوءة العقد فى الاعتبار . وتنتقل الأحمال من الجمالون السقفى على هيئة قوة متمركزة مؤثرة فى الباع على العقدة السفلى للجمالون ذى الروافد .

البند الرابع والثلاثون – العقود (Arches)

تستخدم العقود بمثابة هياكل تحميل للمبانى والمنشآت عندما تزيد الأبواع على ١٨ م ، ويمكن أن تكون ذات ثلاث مفصلات وذات مفصلتين وبدون مفصلات (شكل ٩_– ١١ ، أ) وعندما تكون الأبواع كبيرة ، تستخدم العقود ذات الثلاث مفصلات (المؤلفة من عقدين نصفيين — semi-arch) . وقد تكون العقود المستخدمة بمثابة حواجز فى المنشآت القشرية (shells) ، بدون مفصلات أو ذات مفصلتين .



شكل ٩ – ١١ . إنشاء (تصميم) المقود

وحسب الدلائل التكنيكية – الاقتصادية ، من حيث سهولة التركيب ، تعطى الأفضلية للجمالونات دون العقود ، فى عدد من الحالات . ولكن عندما تكون الأبواع كبيرة جداً (أكثر من ٣٠ م) ، تصبح العقود أكثر اقتصادية من الجمالونات .

وعادة ، تقوم الشدادات (ties) بتحمل دفع العقد . وتنتج العقود ذات المفصلتين ، الأوسع انتشاراً ، بحيث تكون متدرجة الانحناء ، يتراوح سهم انحنائها f بين $\frac{1}{6}\,l$ و $\frac{1}{8}\,l$. ومن الناحية الإنشائية ، يكون الشكل الهندسى لمحور العقد ملائماً ، إذا انطبق على منحنى الانضغاط (المنحنى الذى تكون اتجاهات القوى العمودية فى مقاطع العقد ، مماسة له) . وإذا أخذنا فى الاعتبار أن عزم العقد $M_{a,x}$ ينتج من عزم العتبة $M_{b,x}$ ، على الصورة التالية :

$$M_{a,x} = M_{b,x} - Hy \qquad (٩-١)$$

نحصل على الخط المحيطى لمنحنى الانضغاط ، بفرض $M_{a,x}$ = صفراً . عندئذ يكون لدينا :

$$y = \frac{M_{b,x}}{H} \qquad (٩-٢)$$

وعندما تكون الأحمال المؤثرة على العقد منتظمة التوزيع ، والمساند مثبتة ، يصبح منحنى الانضغاط على هيئة قطع مكافئ تربيعى :

$$y = \frac{4\,f\,x\,(l-x)}{l^2} = 4\,f\,\xi\,(1-\xi) \qquad (٩-٣)$$

حيث $\xi = x / l$.

وعند التصميم لا يمكن أن نجعل محور العقد ينطبق انطباقاً تاما مع منحنى الانضغاط ، لأنه بوجود مخططات مختلفة لتحميل العقد بالأحمال الوقتية ، وكذلك

بسبب انكماش وزحف الخرسانة ، يصبح ظهور عزوم الانحناء أمراً محتماً . ويكون تأثير زحف الخرسانة ، ملموساً ، لاسيما فى العقود الكبيرة الأبواع . وبناء على ذلك ، يؤخذ ذلك الشكل لمحور العقد ، الذى تكون عنده قوى التصميم أقل ما يمكن .

ومن الناحية العملية ، لكى نجعل المنشآت نموذجية ونسهل إنتاج العمل ، يؤخذ شكل محور العقود ذات المفصلتين ، المتدرجة الانحناء ، بموجب قوس الدائرة .

ويتم تصميم العقود بموجب القواعد العامة ، كما فى القطع المنضغطة لامركزيا. وقد يكون مقطع العقود إما مستطيلا أو على شكل – T . وغالباً ما تؤخذ قضبان التسليح متماثلة ، وموضوعة فى الحافتين العليا والسفلى لمقطع العقد ، وذلك لاحتمال وجود عزوم متغيرة الإشارة (أى سالبة وموجبة) .

وتركب العقود السابقة الصنع ، من بلوكات مقطعها على شكل – I (٩ – ١١ ، ب) . وقد تكون الشدادات السابقة الإجهاد ، مكونة من قطعة واحدة ، مسلحة بأسلاك أو بجدائل سلكية مشدودة على المساند ، أو مكونة من قطع مستقلة ، مسلحة بحزم فولاذية ، مشدودة على الخرسانة . ولتقليل ارتخاء الشدادات ، توضع كتائف تعليق على مسافات تتراوح بين ٥و٦م . وتربط كتل العقد مع قطع الشدادة بلحام رقائق معدنية ، مع صب المفاصل بالملاط .

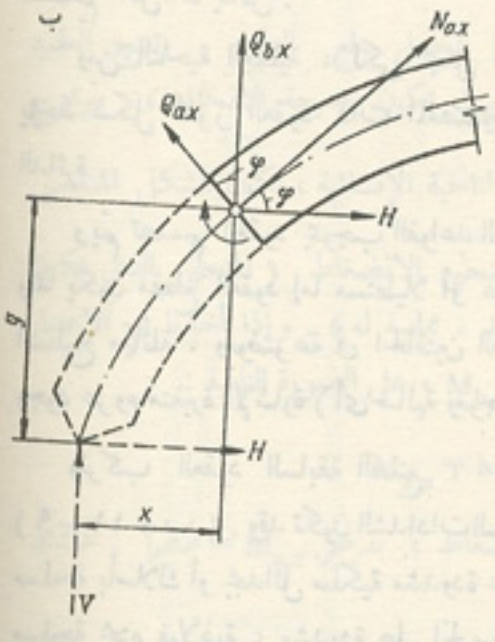
ويعمل الشد المسبق على رفع مقاومة تشقق الشدادة ، وزيادة جسوءة العقد بصورة عامة .

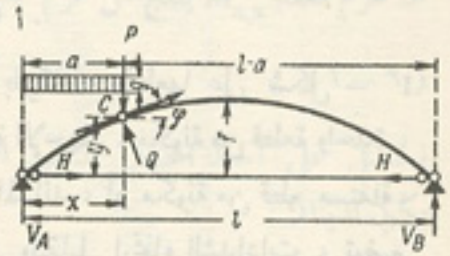
وتبنى العقود المصبوبة ، بشدادة عادية من قضبان فولاذية ذات قطر كبير ، مثبتة فى مساند العقد بمساعدة وردات وصواميل (شكل ٩ – ١١ ، حـ) .

وتحسب العقود تبعاً للأحمال الناتجة عن وزن السقف ، وللأحمال الشاملة والمؤثرة فى جهة واحدة الناتجة عن وزن الثلج ، وللأحمال المتمركزة الناتجة عن وزن الأوناش المعلقة . وتحسب العقود الكبيرة الأبواع كذلك ، تبعاً لانكماش وزحف الخرسانة .

إن مخطط تصميم العقد المتدرج الانحناء ، هو عبارة عن عقد مرسوم وفقاً للقطع المكافئ التربيعي ، الذي يقترب شكله من قوس الدائرة (شكل ٩–١٢ ، أ) .

ويكون العقد المحتوى على مفصلتين بشدادة ، غير محدد استاتيكيا ، لوجود مجهول إضافي واحد ، ولا بد لحسابه من إعطاء شكل المقطع . ويمكننا مقدماً أن نأخذ ارتفاع مقطع العقد مساوياً للمقدار h ، الذي يتراوح بين $\frac{1}{30}\,l$ و $\frac{1}{40}\,l$. أما مساحة





شكل ٩ – ١٢ . حساب العقود المتدرجة الانحناء

مقطع الشدادة فتعين بموجب الدفع الذي يساوى :

$$H = 0.9\,\frac{ql^2}{8f} \qquad (٩ - ٤)$$

ويعين الدفع H ، مع أخذ تمدد الشدادة المرن في الاعتبار ، بموجب الصيغ التالية :

عند وجود الأحمال الموزعة بانتظام على كل الباع :

$$H = k\,\frac{ql^2}{8\,f} \qquad (٩ - ٥)$$

عند وجود الأحمال الموزعة بانتظام على جهة واحدة :

$$H = k\,(5\,c^2 - 5\,c^4 + 2\,c^5)\,\frac{ql^2}{16\,f} \qquad (٩ - ٦)$$

وعند وجود الأحمال المتمركزة :

$$H = k\,(c - 2\,c^3 + c^4)\,\frac{5\,Pl}{8\,f} \qquad (٩ - ٧)$$

حيث $c = a / l$.

للعقود المحتوية على شدادة عادية (غير مجهدة) :

$$k = \frac{1}{1 + \frac{15}{8}\left(\frac{r}{f}\right)^2\left(1 + \frac{F}{n\,F_s}\right)} \qquad (٩ - ٨)$$

حيث r و F – نصف قطر القصور الذاتي ومساحة مقطع العقد على التوالي ،

F_s – مساحة مقطع قضبان تسليح الشدادة . $n = E_s / E_c$

إن الشد المسبق للشدادة ، يقلل تحرك مساند العقد ، ويقرب عمله تحت تأثير الأحمال من عمل العقد ذي الأكتاف (abutments) الثابتة . ولذلك فإن للعقد المحتوى على شدادة سابقة الإجهاد ، يجب أن نأخذ عوضاً عن المقدار nF_s في الصيغة (٩ – ٨) ، المساحة المكافئة لمقطع الشدادة الخرسانية المسلحة $F_{tr} = nF_{pres} + F_c$. عند ذلك ، يزداد الدفع H ، ويقل عزم انحناء العقد .

وبواسطة قيمة الدفع H التي وجدناها ، نعين القوى M و N و Q في عدة مقاطع على طول العقد (شكل ٩ – ١٢ ، ب) . نعين عزم الانحناء M بموجب الصيغة (٩ – ١) ، والقوة الطولية والقوى العرضية بموجب الصيغتين التاليتين :

$$N = H\cos\varphi + Q_b\sin\varphi \qquad (٩ - ٩)$$

$$Q = Q_b \cos\varphi - H \sin\varphi \qquad (٩-١٠)$$

حيث φ – الزاوية الموجودة بين مماس محور العقد، فى المقطع المبحوث . وبين الخط الأفقى ،

Q_b – القوة العرضية فى العتبة .

تنظم القوى الموجودة فى العقد ، الناتجة عن مختلف أنواع التحميل ، فى جدول، تحدد بموجبه القوى التصميمية الكبرى والصغرى فى المقاطع .

ويتم اختيار مقاطع قضبان التسليح الطولية للعقد ، بموجب صيغ الانضغاط اللامركزى . ولحساب تأثير انثناء العقد فى مستوى انحنائه ، يؤخذ الطول المصمم مساوياً لما يلى : للعقود ذات الثلاث مفصلات $0.58s$ ، للعقود ذات المفصلتين $0.54s$ وللعقود التى لا تحتوى على مفصلات $0.36s$ ، حيث s – طول قوس العقد .

وعادة ، تكون القوى العرضية فى القوس غير كبيرة ، وعند $Q \leqslant R_p b h_o$ يتم وضع قضبان التسليح العرضية طبقاً للاعتبارات الإنشائية .

تعمل الشدادة على الشد المركزى . ويهمل تأثير عزم انحناء الشدادة ، الناتج عن وزنها الذاتى ، نظراً لضآلته . كما يتم اختيار قضبان تسليح الشدادة من شرط المقاومة . وتراجع مقاومة تشقق مقطع الشدادة السابقة الإجهاد .

ويجب كذلك ، حساب العقود السابقة الإجهاد ، تبعاً للقوى التى تظهر عند الإنتاج والتركيب .

ويتم حساب العقود ، التى تكون بمثابة حواجز للمنشآت القشرية ، تبعاً لتأثير القوى المماسية (راجع الفصل العاشر) .

الفصل العاشر

السقوف الفراغية الرقيقة

البند الخامس والثلاثون – معلومات عامة

تعتبر السقوف الفراغية الرقيقة (القشريات shells – والقبب canopy) من المنشآت الخرسانية المسلحة الفعالة جداً ، نظراً لقلة الوزن ، وللاقتصاد فى المواد المستهلكة ، وللصفات الإنشائية – المعمارية الممتازة . ويسمح استخدام المنشآت الفراغية الرقيقة ، لتسقيف الميادين الواسعة ، بالاستغناء عن إقامة المساند المتوسطة ، وبالاستفادة الجيدة من الميدان المسقف .

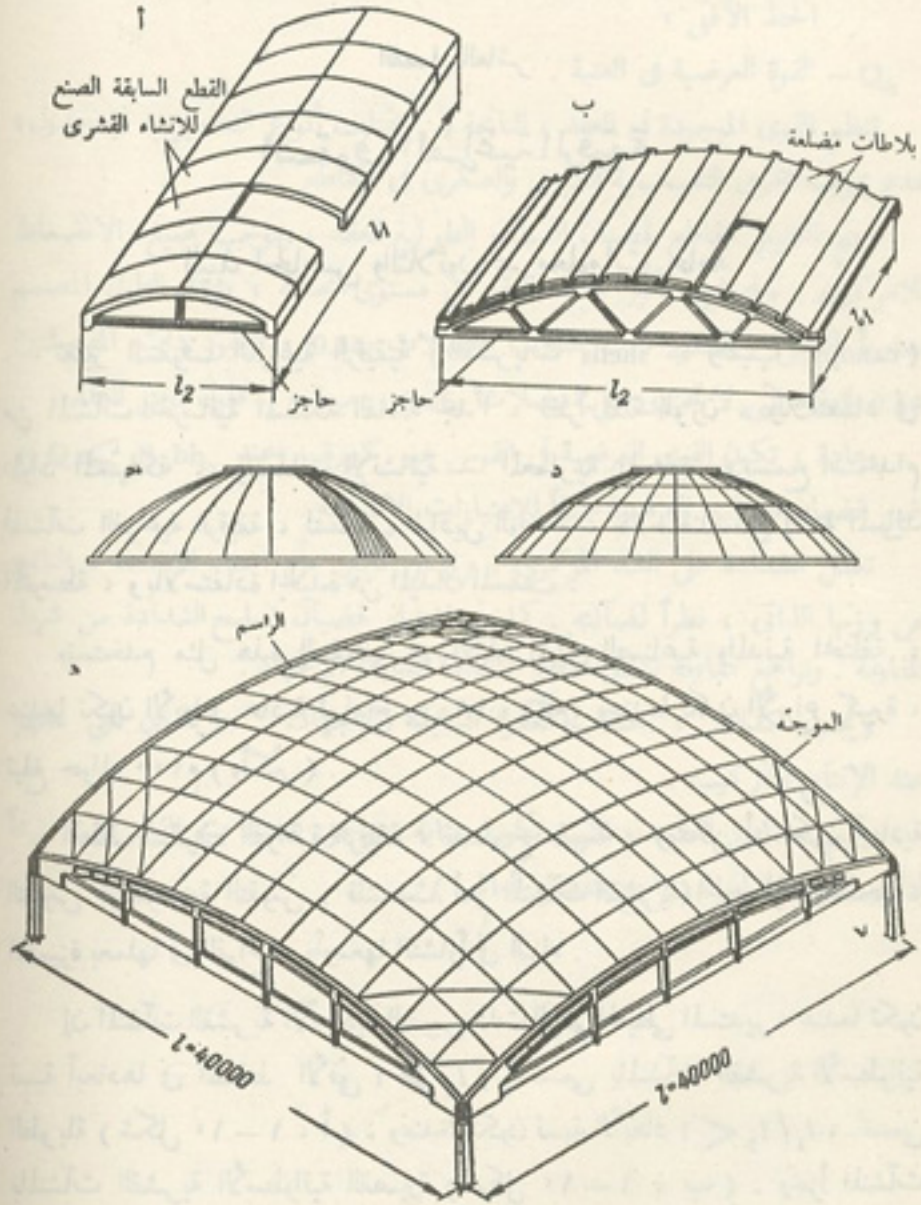
وتستخدم مثل هذه السقوف فى إنشاء المبانى الصناعية والمدنية المختلفة ، عندما تكون الأبواع عادية تتراوح بين ١٨ و٣٦م، وعندما تكون الأبراع كبيرة ، تبلغ حوالى ١٠٠م (وأكثر) .

تخطط السقوف الفراغية الرقيقة ، بسطوح مقوسة ، ويمكن أن تكون آحادية التقوس أو مزدوجة التقوس . فلنبحث أهم المنشآت القشرية الخرسانية المسلحة ، المتميزة بعملها فى الفراغ ، وأوسعها انتشاراً فى البناء .

إن المنشآت القشرية الآحادية التقوس ذات الرسم المحيطى المستدير ، عندما تكون نسبة أبعادها فى المسقط الأفقى $l_1 / l_2 > 1$ تسمى بالمنشآت القشرية الأسطوانية الطويلة (شكل ١٠ – ١ ، أ) ، وعندما تكون نسبة الأبعاد $l_1 / l_2 < 1$ ، تسمى بالمنشآت القشرية الأسطوانية القصيرة (شكل ١٠ – ١ ، ب) . وتجزأ المنشآت القشرية الأسطوانية الطويلة ، إلى قطع سابقة الصنع من أجزاء هيكلية كبيرة ،

بواسطة مقاطع عرضية ، وتجزأ المنشآت القشرية القصيرة ، بواسطة مقاطع طولية .

أما المنشآت القشرية الدورانية ذات التقوس المزدوج ، التى تكون على هيئة



شكل ١٠ – ١ . المخططات الإنشائية للمنشآت القشرية السابقة الصنع

قبة بمحور دوران عمودى ، فتجزأ إلى قطع سابقة الصنع بمقاطع زوال رأسية ومقاطع دائرية (شكل ١٠ – أ ، حـ ، د) . والمنشآت القشرية ، التى يتكون سطحها بانتقال خط التوليد (الراسم) على منحنى آخر (الموجه) ، تسمى بالمنشآت القشرية المحدبة ذات المسقط الأفقى المستطيل (شكل ١٠ – ١ ، هـ) . وتجزأ هذه المنشآت القشرية ، إلى قطع سابقة الصنع ، بواسطة مقاطع متعامدة مع بعضها بموازاة المحيط .

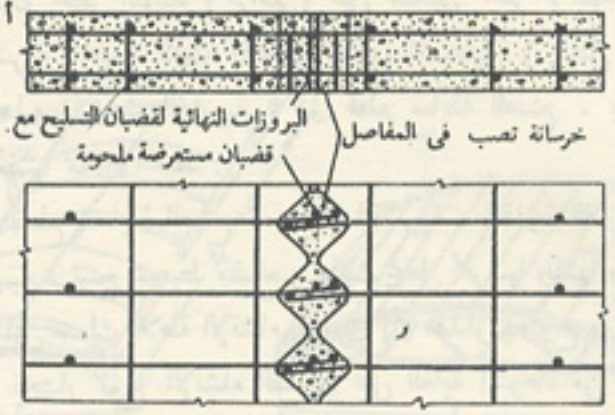
ولإعطاء القطع السابقة الصنع للمنشآت القشرية ، المقاومة اللازمة فى مرحلتى الإنتاج والتركيب ، تنتج بمحيط مضلع . وذلك يجعل تخزينها ونقلها وإقامتها سهلا . كما يسمح بتقليل سمك بلاطة الإنشاء القشرى إلى مقدار يتراوح بين ٣٥ و٤٠مم .

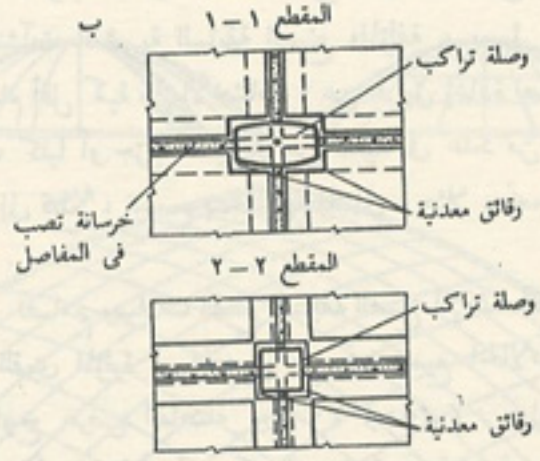
ويتوقف اختيار نوع الإنشاء القشرى على الغاية المتوخاة من المبنى ، وعلى تجميعه المعمارى ، وأبعاده فى المخطط الأفقى ، وكذلك على طريقة التركيب . إن استخدام المنشآت القشرية السابقة الصنع والمؤلفة ، يسهل عملية التركيب ، ويسمح باستخدام أقل كمية من الأخشاب (عن طريق إعادة نصبها عدة مرات) . ولإزالة الأخشاب كليا أو جزئيا ، يكون من المفيد فى عدد من الحالات ، تجزئة الإنشاء القشرى إلى قطع ، تسمح بتجميعها المتتالى ، مثلا ، تجميع القبب بحلقات مقفلة وغير ذلك .

ويتم اختيار تصاميم وصلات القطع السابقة الصنع للإنشاء القشرى ، اعتماداً على طبيعة ومقدار القوى المؤثرة فى المفصل . وفى جميع الحالات ، تملأ الوصل بالخرسانة (يتراوح عرض الفاصلة بين ٣٠ و٥٠مم) . وإذا انتقلت خلال الوصلة قوى انضغاط ، مؤثرة بلا تمركزية صغيرة ، وقوى قص صغيرة ، يمكننا الاكتفاء بالتسليح الإنشائى . أما إذا أثرت فى الوصلة قوى شد ، فيتم التسليح بوصل البروزات النهائية لقضبان التسليح (شكل ١٠ – ٢ ، أ) . ويمكن كذلك عمل وصلات تركيبية بلحام رقائق معدنية ووصل تراكب (شكل ١٠ – ٢ ، ب) . وعند نقل قوى قص كبيرة خلال الوصلة ، يكون من المفيد أن نحدث فى الحافات الموصولة ، تجاويف موشورية ، تكون بعد صب الخرسانه فى الفواصل ، دسراً خرسانية .

إن الإجهاد المسبق بطريقة شد قضبان التسليح الطولية المشدودة ، لا يرفع من

مقاومة تشقق المنشآت القشرية وجسوءتها فحسب ، بل يكون فى عدد الحالات وسيلة لربط القطع السابقة الصنع وجمعها فى إنشاء موحد .





شكل ١٠ – ٢ . الوصل التركيبية للمنشآت القشرية السابقة الصنع

ويتم اختيار مقاطع قضبان تسليح السقوف الفراغية الرقيقة ، تبعاً لتأثير القوى العمودية والمماسية ، وكذلك تبعاً لتأثير عزوم الانحناء . ويجب ألا تزيد القيمة الكبرى لإجهادات الشد الرئيسية فى الإنشاء القشرى ، على المقدار $0.25\ R_b$ ، والقيمة الكبرى لإجهادات الانضغاط ، على المقدار R_{pr} . فى مناطق الانضغاط . والمناطق التى تكون فيها إجهادات الشد الرئيسية أقل من R_t ، توضع قضبان

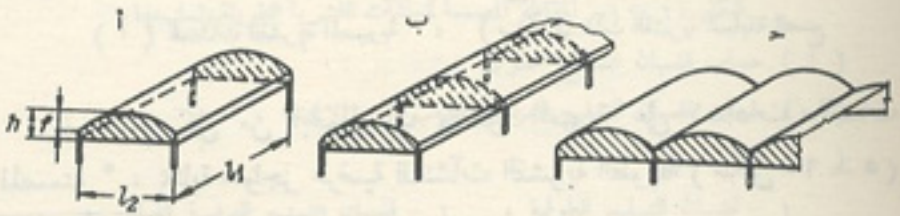
التسليح بصورة إنشائية ، بخطوة تتراوح بين ٢٠ و٢٥سم ، ومساحة لاتقل عن ٠,٢ ٪ من مساحة مقطع الخرسانة . وفى الأجزاء التى تكون فيها إجهادات الشد الرئيسية أكبر من R_t ، يجب أن تتحملها كلية قضبان التسليح – شبكة من القضبان الطولية والعرضية ، وقضبان مائلة كذلك . وتتحمل عزوم الانحناء ، قضبان تسليح الأضلاع ، التى توضع فيها قضبان تسليح مزدوجة (عليا وسفلى) وقضبان عرضية يتراوح قطرها بين ٥و٦مم ، بخطوة لاتزيد على ٢٥ سم .

ويجب مراجعة القطع السابقة الصنع ، تبعاً للقوى التى تظهر قبل صبها بالخرسانة ، عند التركيب ، كما تحسب المنشآت القشرية السابقة الإجهاد ، تبعاً لمقاومة التشقق وكذلك تبعاً للقوى عند الإنتاج والتركيب .

البند السادس والثلاثون – المنشآت القشرية الأسطوانية

١ – المنشآت القشرية الطويلة

يتألف الإنشاء القشرى من بلاطة مضلعة رقيقة ، مقوسة بسطح أسطوانى ، ومن قطع حافية على امتداد الحافات الطولية ، ومن حواجز عرضية فى الأطراف (شكل ١٠ – ٣ ، أ) . ويستند الإنشاء القشرى بأجمعه فى زواياه إلى أعمدة . والأبعاد الأساسية للإنشاء القشرى هى : l_1 – الباع أو المسافة بين محاور الحواجز ؛ l_2 – طول موجة التقوس أو المسافة بين محاور القطع الحافية ؛

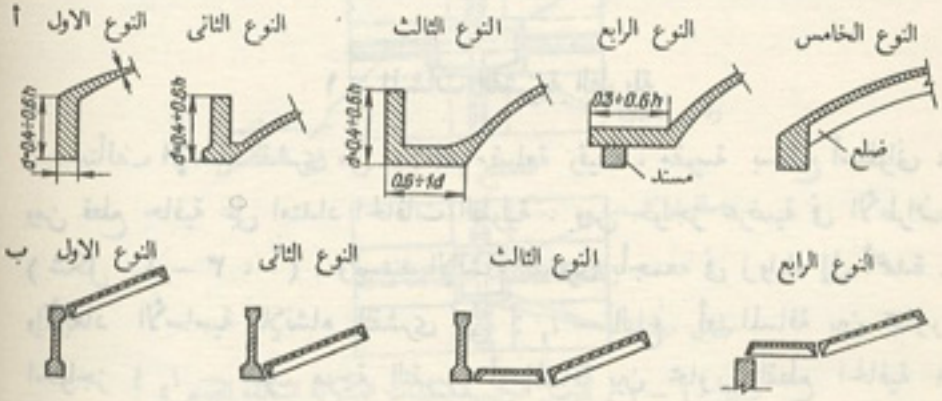


شكل ١٠ – ٣ . المنشآت القشرية الأسطوانية الطويلة

h – ارتفاع الإنشاء القشرى . وفى المنشآت القشرية الطويلة ، يتراوح الارتفاع بين $\frac{1}{10} l_1$ و $\frac{1}{15} l_1$ ، وبالإضافة إلى ذلك تكون $h > \frac{1}{6} l_2$.

وإن المنشآت القشرية المحتوية على عدة أبواع ، تسمى بالمنشآت القشرية المتعددة الأبواع (شكل ١٠ – ٣ ، ب) . والمنشآت القشرية ذات الموجات المتعددة l_2 ، المحتوية على قطع حافية مشتركة ، تسمى بالمنشآت القشرية المتعددة الموجات (شكل ١٠ – ٣ ، حـ) .

وعادة ، يتراوح ارتفاع مقطع مختلف أنواع القطع الحافية للمنشآت القشرية ، d ، بين 0.4 h و 0.6 h (شكل ١٠ – ٤) ، وفى المنشآت القشرية ذات القطع الحافية المتدلية بحرية (النوع الأول) ، يؤخذ ارتفاع المقطع بحيث يتراوح بين $\frac{1}{20} l_1$ و $\frac{1}{25} l_1$

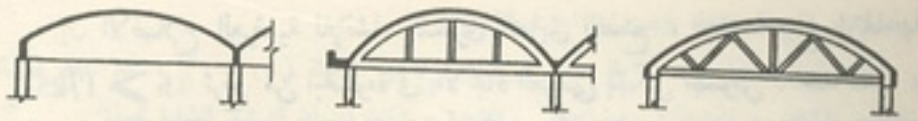


شكل ١٠ – ٤ . القطع الحافية

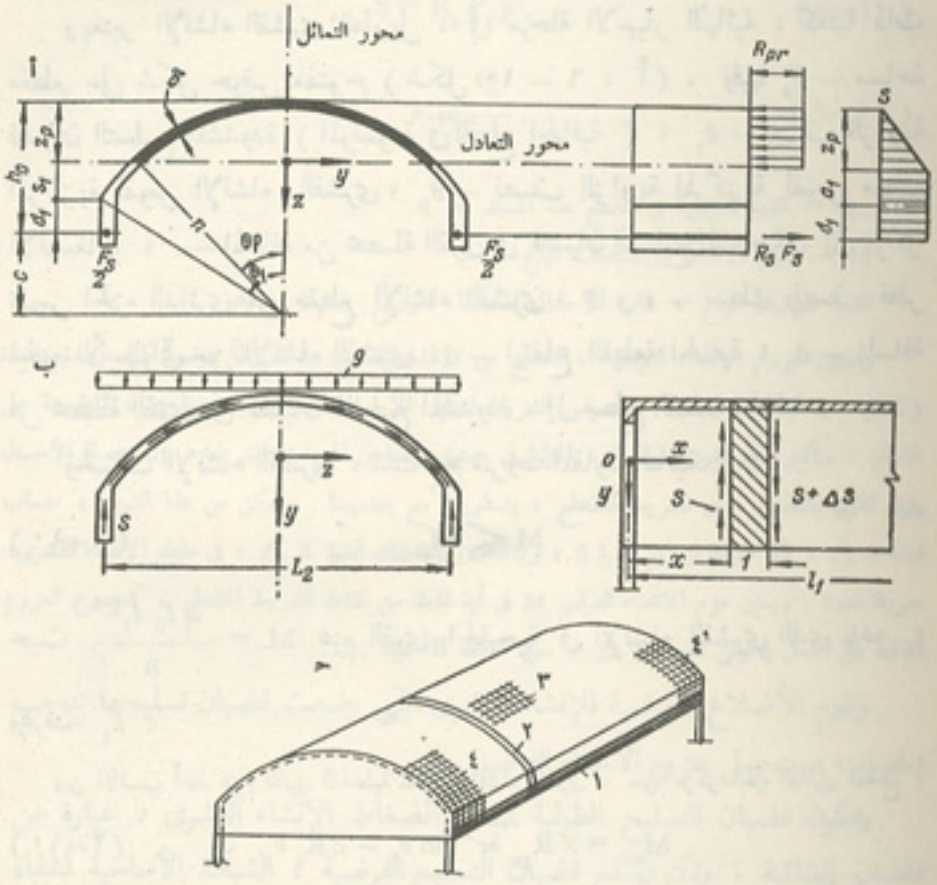
(أ) للمنشآت القشرية المصبوبة ، (ب) للمنشآت القشرية السابقة الصنع

وتستخدم كل من الجمالونات والعقود المحتوية على شدادات والعتبات المصمتة * ، بمثابة حواجز عرضية للمنشآت القشرية الطويلة (شكل ١٠ – ٥) .

* أى لا تحتوى على فتحات (المترجم) .



شكل ١٠ – ٥ . أنواع الحواجز



شكل ١٠ – ٦ . المقاطع المصممة للمنشآت القشرية الطويلة وتسليحها

(أ) حساب قضبان التسليح الطولية ،

(ب) حساب قضبان التسليح العرضية بموجب عزم الانحناء ،

(حـ) مخطط التسليح :

١ – قضبان التسليح الطولية ، ٢ – قضبان التسليح العرضية للضلع ،

٣ – شبكة إنشائية ، ٤ – شبكة إضافية فى الزوايا

إن الأضلاع العرضية للإنشاء القشرى السابق الصنع ، عندما يبلغ ارتفاعها $h \geqslant 1/25\, l_2$، ترفع من الجسوءة فى الاتجاه العرضى بشكل ملموس . عند ذلك ، تقترب طبيعة عمل الإنشاء القشرى تحت تأثير الأحمال ، من عمل العتبة العادية التى يبلغ باعها l_1 والتى محيطها العرضى غير قابل للتشوه .

ويعتبر الإنشاء القشرى الطويل ، فى مرحلة الانهيار النهائية ، كعتبة ذات مقطع على شكل حوض مفتوح (شكل ١٠ — ٦ ، أ) ، وفيها F_s — مساحة قضبان التسليح المشدودة (الموضوعة فى القطع الحافية) ؛ θ_1 — نصف الزاوية المركزية لقوس الإنشاء القشرى ؛ θ_p — نصف الزاوية المركزية لقوس منطقة الانضغاط ؛ c — المسافة من محصلة القوى فى قضبان التسليح المشدودة ، إلى مركز تقوس الجزء الدائرى من مقطع الإنشاء القشرى ؛ δ و r — سمك ونصف قطر الجزء الأسطوانى من الإنشاء القشرى ؛ d — ارتفاع القطعة الحافية ؛ d_1 — المسافة من محصلة القوى فى قضبان التسليح المشدودة ، إلى سطح القطعة الحافية .

ولحساب الإنشاء القشرى ، تستخدم شروط المقاومة التالية :

$$M \leqslant M_{sec} \qquad (١٠-١)$$

حيث $M = \frac{q\, l_2\, l_1^2}{8}$ عزم القوى الخارجية فى الإنشاء القشرى الذى باعه l_1 وعرضه l_2 .

ومن الأنسب أخذ عزم القوى الداخلية لمقطع الإنشاء القشرى ، حول مركز الجزء الدائرى للمقطع :

$$M_{sec} = 2\, R_{pr}\, \delta r^2 \sin\theta_p - c\, R_s\, F_s \qquad (١٠-٢)$$

عند ذلك ، نجد موضع محور التعادل ، من معادلة مساقط القوى الداخلية على المحور الطول :

$$2\, R_{pr}\, \theta_p\, r\, \delta = R_s\, F_s \qquad (١٠-٣)$$

وعند اختيار مقاطع قضبان التسليح ، توحد المعادلات الثلاث فى معادلة واحدة ، هى :

$$\sin\theta_p - \frac{c}{r}\theta_p - \frac{M}{2\, R_{pr}\, \delta r^2} = 0 \qquad (١٠-٤)$$

وتحل هذه المعادلة بواسطة التقريبات الحسابية المتتالية .

فى البداية نأخذ $\sin\theta_p = \theta_p$. وبتعيين θ_p من المعادلة (١٠ — ٤) ، نجد مقطع قضبان التسليح الطولية من المعادلة (١٠ — ٣) . وكقاعدة ، تكون قضبان التسليح الطولية مجهدة .

وتصل القوى المماسية فى الإنشاء القشرى S إلى قيمتها القصوى عند المسند :

$$S = R_s\, F_s\, \rho , \qquad (١٠-٥)$$

$$\rho = \frac{Q}{M} , \qquad (١٠-٦)$$

حيث Q — القوة العرضية فى المقطع عند المسند ؛

M — عزم الانحناء فى منتصف الباع .

لعتبة الوحيدة الباع ، ذات الأحمال المنتظمة التوزيع $\rho = 4/l_1$.

ولتعيين عزوم الانحناء العرضية ، نقتطع من الإنشاء القشرى ، شريطاً عرضياً طوله وحدة واحدة (شكل ١٠ — ٦ ، ب) . ويتعرض الشريط لتأثير الأحمال الخارجية العمودية q ، الموضوعة على السطح ، وتأثير فرق القوى المماسية ، المؤثرة فى مستوى المقطعين المحيطين بالشريط . إن محصلة الأحمال وفرق القوى المماسية ، فى الشريط المقتطع ، يتساويان مع بعضهما . ويمكن من هذا الشرط ، حساب قيمة ΔS ، لأن طبيعة توزيع القوة S ، وبالتالى زيادة تلك القوة ΔS ، فى مقطع الإنشاء القشرى، معروفة لدينا . ويعين عزم الانحناء العرضى M فى أية نقطة من نقاط الشريط المقتطع ، كمجموع العزوم الناتجة عن الحمل q وعن القوى ΔS ، حول النقطة المأخوذة .

وتقوم الأضلاع العرضية للإنشاء القشرى، التى وضعت قضبان تسليحها بموجب الحساب ، بتحمل عزوم الانحناء العرضية .

وتكون قضبان التسليح الطولية لمنطقة انضغاط الإنشاء القشرى ، عبارة عن قضبان إنشائية ؛ وتكوّن مع قضبان التسليح العرضية ، الشبكة الأساسية لشفاه القطع المضلعة السابقة الصنع . ويبين الشكل (١٠ — ٦ ، حـ) المخطط الرئيسى لتصليح الإنشاء القشرى الطويل ، الوحيد الباع .

وفى الأجزاء التى تبلغ إجهادات شدها الرئيسية ، القيمة $\sigma_{m.t} > R_t$ ، تحسب قضبان التسليح العرضية ، تبعاً لتحمل إجهادات الشد الرئيسية ، دون أخذ عمل الخرسانة على الشد فى الاعتبار . ويمكن تعيين قضبان التسليح هذه

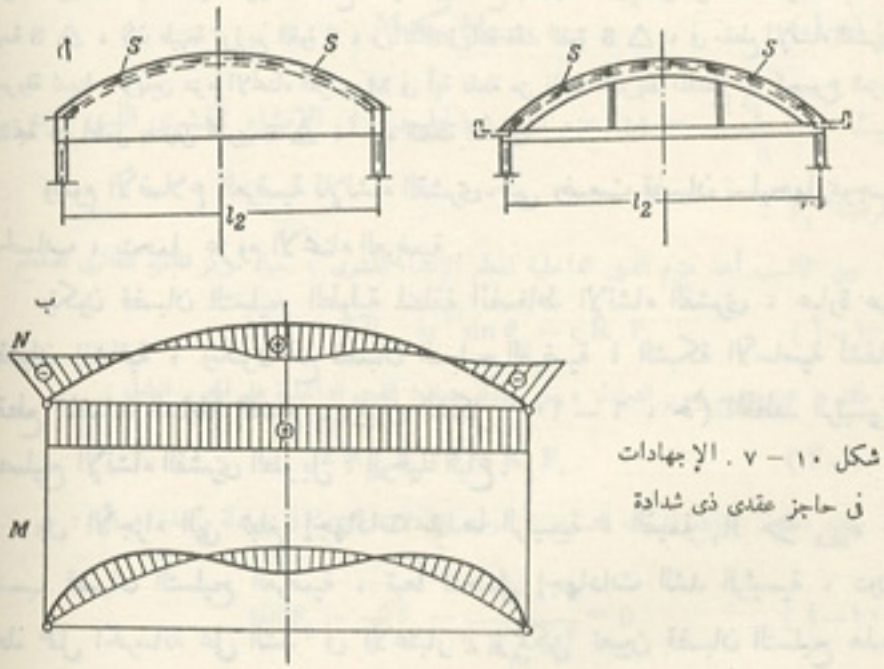
بواسطة إجهادات الشد ، المؤثرة بزاوية قدرها ٤٥° مع الراسم :

$$\sigma_{45^\circ} = 0.5\,\sigma_x + \tau_x \qquad (١٠-٧)$$

حيث σ_x و τ_x — الإجهادات العمودية والمماسية فى النقطة التى يجرى بحثها .

عند الحساب بواسطة إجهادات الشد الرئيسية ، يؤخذ مقطع قضبان التسليح الطولية والعرضية ، المكونة لشبكة الإنشاء القشرى ، مع معامل يساوى $\cos^2 45^\circ = 0.5$ وإذا لم يكن مقطع الشبكة الرئيسية كافياً لتحمل إجهادات الشد الرئيسية ، قرب الحواجز ، توضع قضبان إضافية مائلة أوشبكات مستطيلة . وتمد قضبان التسليح الإضافية إلى القطعة الحافية وتثبت فيها ؛ أما فوق محور التعادل ، فتمد القضبان إلى مسافة لاتقل عن 20d خارج حدود المنطقة ، حيث تستطيع الشبكة الأساسية تحمل إجهادات الشد الرئيسية .

وتتحمل الحواجز الجانبية ، القوى المماسية S، التى تنتقل إليها من الإنشا القشرى (شكل ١٠ — ٧ ، أ) . ويتلخص الحساب الاستاتيكى للحواجز ، فى



شكل ١٠ — ٧ . الإجهادات فى حاجز عقدى ذى شدادة

تعيين القوى الداخلية M و N و Q ، الناتجة عن تأثير الحمل S ، مع أخذ الخصائص الإنشائية للحاجز فى الاعتبار .

وتحول القوى فى الحواجز الجملونية ، إلى أحمال تؤثر فى العقد . وتنقل من السطح المتوسط للإنشاء القشرى ، إلى محور الوتر العلوى ، بعزم يؤخذ فى الاعتبار كحمل موضعى . ويتم تعيين القوى الطولية فى قطع الجملونات ، وتصميمها ، بموجب القواعد العادية .

إن الحواجز المقبوّة للمنشآت القشرية ، تشبه من حيث تصميمها ، العقود العادية . ونتيجة لتأثير الحمل S فى الجزء المتوسط ، يعمل الحاجز المقبوّ ذو الشدادة ، على الشد اللامركزى ، وفى الأجزاء الواقعة على المساند ، يعمل على الانضغاط اللامركزى (شكل ١٠ — ٧ ، ب) .

وفى المنشآت القشرية السابقة الصنع تحسب الحواجز قبل الصب ، تبعاً لتأثير الوزن الذاتى ووزن القطع السابقة الصنع المستندة إليها .

٢ — المنشآت القشرية القصيرة

إن الإنشاء القشرى القصير ، عندما يكون $l_1/l_2 < 1$، يعمل أساساً على الانضغاط ، وينقل الأحمال إلى الحواجز العرضية بواسطة قوى القص S (انظر الشكل ١٠ — ٧ ، أ) .

وتتلخص الطريقة المبسطة لحساب المنشآت القشرية القصيرة ، عند $l_1 \geqslant ١٢$ م و $l_2 \geqslant ٢٤$ م ، فى بحث الإنشاء القشرى فى الاتجاه l_1 باعتباره عتبة عرضها l_2 ، تعمل بتأثير عزم الانحناء

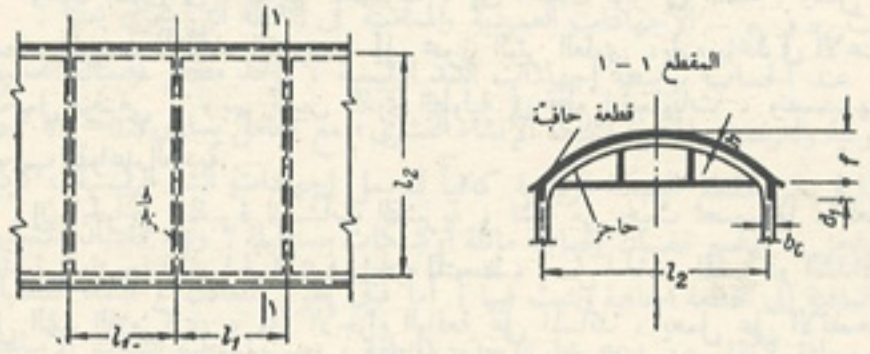
$$M = \frac{(ql_2)\,l_1^2}{8} \qquad (١٠-٨)$$

عند ذلك ، تكون القوة فى منطقة الشد مساوية للمقدار :

$$N = \frac{M}{z} \qquad (١٠-٩)$$

حيث z – ذراع الازدواج الداخلى ، ويساوى : $z = 0.55\ (f + d_1)$

إن مقطع قضبان التسليح الطولية المشدودة ، الموضوعة فى القطع الحافية ،



شكل ١٠ – ٨ . إنشاء قشرى أسطوانى قصير

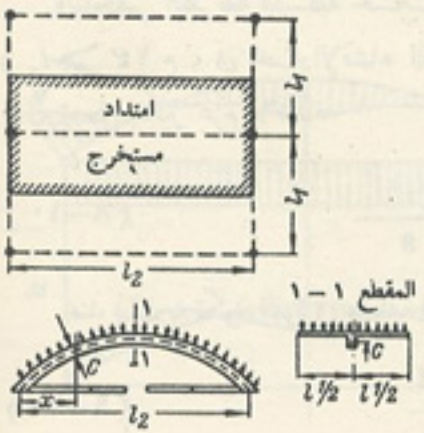
للإنشاء القشرى ذى الموجة التقوسية الواحدة (شكل ١٠ – ٨) ، يساوى :

$$F_s = \frac{N}{R_s} = \frac{M}{R_s z} = \frac{q l_2 l_1^2}{4.5 R_s (f + d_1)} \qquad (١٠-١٠)$$

حيث d_1 – ارتفاع القطعة الحافية ؛

f – سهم انحناء الجزء الأسطوانى للإنشاء القشرى .

وتحسب حواجز الإنشاء القشرى القصير ، بصورة تقريبية (شكل ١٠ – ٩) . فتحت تأثير الأحمال يكون الإنشاء القشرى منضغطاً ؛ والقوة فى وحدة الطول فى قمة الإنشاء $\bar{N} = q R$ ، حيث R – نصف قطر تقوس الإنشاء القشرى . وعند طول قدره l_1 ، تكون قوة الانضغاط فى قمة الإنشاء القشرى



شكل ١٠ – ٩ . حساب حاجز الإنشاء القشرى القصير

$\bar{N} = q R l_1$. ويؤخذ تغير القوة الطولية ، بمحاذاة الموجة التقوسية ، بقانون القطع المكافئ التربيعى

$$\bar{N}_x = \frac{4 q R l_1}{l_2^2} x (l_2 - x) \qquad (١٠-١١)$$

ومن شرط التوازن ، يمكن أن نستنتج أن الحاجز يتعرض لتأثير قوى شدّ لها نفس القيمة $\bar{N}$.

ويمكن تعيين القوى الداخلية فى الحواجز المحددة استاتيكيا ، بموجب الصيغ التالية :

$$M_x = M_x^o - \bar{N}_x c_x \qquad (١٠-١٢)$$

$$Q = Q_x^o \qquad (١٠-١٣)$$

$$N_x = N_x^o + N_x \qquad (١٠-١٤)$$

حيث M_x^o و Q_x^o و N_x^o – القوى فى الحاجز المحدد استاتيكيا ،

c_x – المسافة من محور الحاجز إلى السطح المتوسط للإنشاء القشرى .

وبعد تعيين القوى فى الحاجز المحدد استاتيكيا ، بحسب تأثير الشدّ ، بالطريقة العادية لحساب المجموعات غير المحددة استاتيكيا . وعند ذلك ، يتحمل مقطع الحواجز وحده ، القوى الناتجة عن المجاهيل الزائدة .

تحسب القطع السابقة الصنع للإنشاء القشرى ، قبل صب الخرسانة ، تبعاً للأحمال الناتجة عن الوزن الذاتى بموجب مخطط العتبة . وفى الأجزاء الهيكلية للإنشاء القشرى ، يجب لحم الرقائق المعدنية ، لا فوق المساند فقط ، بل كذلك فى منتصف الباع .

البند السابع والثلاثون ـ القبب

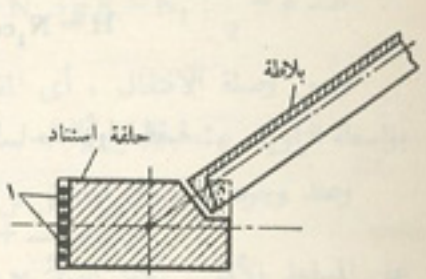
قد تكون القبب ، تبعاً لشكل الراسم إما كروية أو مخروطية أو بيضوية ، وغير ذلك (شكل ١٠ ـ ١٠) . إن أكثر أنواع القبب ملاءمة من الناحيتين



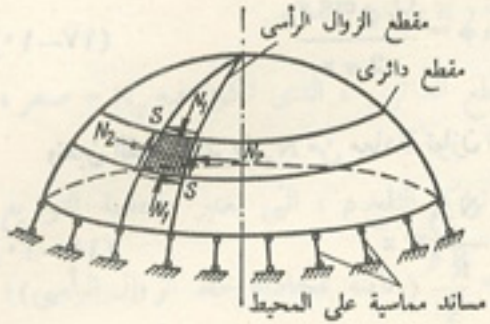
شكل ١٠ ـ ١٠ . أنواع القبب

الإنشائية والتكنولوجية ، هى القبب الكروية المتدرجة الانحدار ، التى لاتزيد فيها نسبة سهم الانحناء إلى قطر محيط الاستناد ، على $\frac{1}{5}$. وقطع إنشاء القبة الكروية المتدرجة الانحدار ، السابقة الصنع ، هى عبارة عن بلاطات مضلعة شبيهة بالمعين المنحرف (trapeziform) وحلقة استناد ، مرتكزة على الأعمدة (انظر الشكل ١٠ ـ ١ ، حـ ، د) . ويتم وصل القطع السابقة الصنع للقبة ، ببعضها وبحلقة الاستناد ، بلحام رقائق معدنية وملئها بالخرسانة (شكل ١٠ـ١١) .

وعند تأثير الأحمال الموزعة ، المتماثلة بالنسبة لمحور الدوران (الأحمال المتماثلة المحور) ، تكون القبة فى حالة الإجهاد المستوية ـ عزوم الانحناء تساوى صفراً . وتكون المساحة الأولية للقبة ، الناتجة عن تقاطع مقاطع الزوال الرأسى والمقاطع الدائرية ، فى حالة توازن تحت تأثير قوى الزوال الرأسى N_1 ، والقوى الدائرية N_2 ، والأحمال الخارجية (شكل ١٠ ـ ١٢) . وتظهر على محيط استناد القبة ، عزوم انحناء موضعية ، يتم تعيينها بصورة إضافية . ولتعيين القوى العمودية N_1 و N_2 ، نتناول بالبحث القبة المجددة استاتيكيا ، ذات المحيط المستند مفصليا ، إلى مساند مماسية .

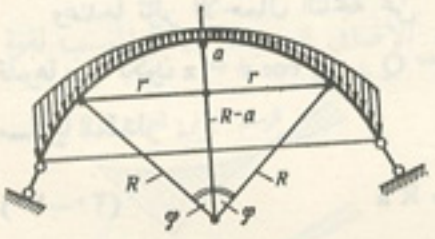


شكل ١٠ ـ ١١ . توصيل القطع السابقة الصنع للقبة مع حلقة الاستناد
١ ـ قضبان التسليح المجهدة

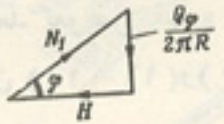


شكل ١٠ ـ ١٢ . المخطط التصميمى للقبة المجددة استاتيكيا

نجد قوة الزوال الرأسى N_1 من شرط توازن القطع الكروى ، بزاويته المركزية 2ϕ ، ونصف قطر القبة R ، ونصف قطر الدائرة الأفقية r (شكل ١٠ـ ١٣). عندئذ يكون مجموع مساقط القوى على



شكل ١٠ ـ ١٣ . تحديد الإجهادات فى القبة



المحور العمودى ، مساوياً للمقدار :

$$\frac{Q\phi}{2\pi r} - N_1 \sin\varphi = 0 \qquad (١٠-١٥)$$

ومن ذلك ينتج أن :

$$N_1 = \frac{Q\phi}{2\pi r \sin\varphi} \qquad (١٠-١٦)$$

حيث $Q\phi$ ـ الأحمال العمودية المؤثرة على القطع الكروى .
والمسقط الأفقى للقوة N ، المسمى بالدفع ، يساوى :

$$H = N_1 \cos\varphi = \frac{Q_\varphi \cot\varphi}{2\pi r} \qquad (١٠-١٧)$$

وتعين القوة الدائرية N_2 من معادلة توازن المساحة الأولية للقبة :

$$\frac{N_1}{R} + \frac{N_2}{R} = z \qquad (١٠-١٨)$$

ومنها ينتج أن :

$$N_2 = zR - N_1 \qquad (١٠-١٩)$$

حيث z — مسقط الأحمال الخارجية على الاتجاه العمودى على سطح القبة .

وعندما تؤثر الأحمال الناتجة عن وزن القبة ، على وحدة السطح بقوة قدرها g ، تكون $z = g\cos\varphi$ ؛ $Q_\varphi = S_\varphi g$ ، حيث يكون سطح القطع الكروى مساوياً للمقدار :

$$S_\varphi = 2\pi R a \qquad (١٠-٢٠)$$

وبعد تعويض قيم z ؛ Q_φ ؛ $R(1-\cos\varphi) = a$ و $r = R\sin\varphi$ فى الصيغتين (١٠ — ١٦)و(١٠ — ١٩) نجد ما يلى :

$$N_1 = \frac{gR}{1+\cos\varphi} \qquad (١٠-٢١)$$

$$N_2 = gR\cos\varphi - \frac{gR}{1+\cos\varphi} \qquad (١٠-٢٢)$$

ويبين الشكل (١٠ — ١٤) المخطط البيانى للقوتين N_1 و N_2 عند الحمل g فى القبة نصف الكروية :

عند φ = صفر : $N_1 = \frac{gR}{2}$ ؛ $N_2 = \frac{gR}{2}$ ؛

عند $\varphi = \frac{\pi}{2}$: $N_1 = gR$ ؛ $N_2 = (-gR)$ (شد) .

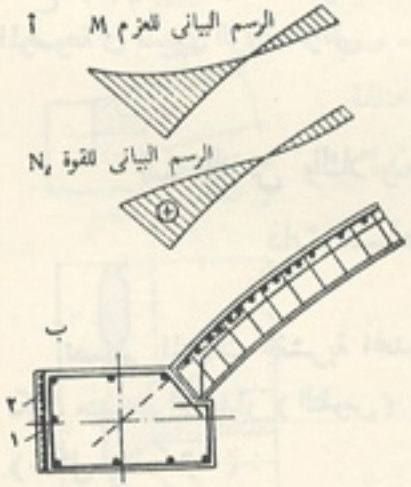
وتعين وصلة الانتقال ، أى المقطع الدائرى ، الذى تكون فيه N_2 = صفر ، بواسطة الزاوية $\varphi = 51^\circ 49'$.

وعند وجود الأحمال الناتجة عن تراكم الثلج p ، التى تعتبر منتظمة التوزيع على المسقط الأفقى ، تكون القوة $N_1 = \frac{pR}{2}$ (ثابتة بمحاذاة خط الزوال الرأسى) ؛ والقوة

$$N_2 = \frac{pR\cos 2\varphi}{2}$$

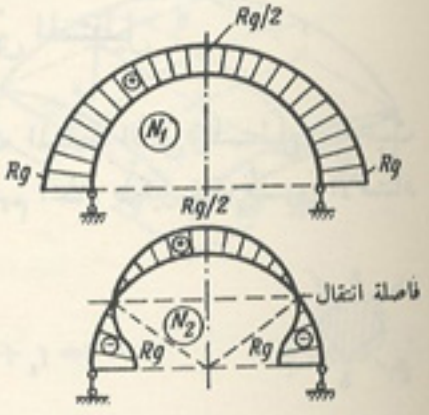
إن عزم انحناء محيط استناد القبة يقل بسرعة — يضمحل — عندما نبتعد قليلا عن المحيط (شكل ١٠ — ١٥ ، أ) .

ويعين كل من عزم المحيط M والدفع الإضافى للمحيط H (المسبب لقوة



شكل ١٠ — ١٥ . الرسوم البيانية للقوى فى عقدة استناد القبة وتوزيع قضبان التسليح

١ — قضبان التسليح المجهدة ،
٢ — طبقة واقية من طلاء الحرسانة



شكل ١٠ — ١٤ . الإجهادات N_1 و N_2 فى القبة الكروية

الشد الإضافية) ، كما فى النظام غير المحدد استاتيكيًّا ، من شرط توحد تشوهات الإنشاء القشرى وحلقة الاستناد بطريقة الإزاحة (slope deflection method) أو طريقة القوى (method of virtual work) .

إن قوة الشد فى حلقة الاستناد ، الناتجة عن الدفع الكلى ، تساوى $Hr_{sup} = N$

ويتم تسليح القبة ، طبقاً للقوى المؤثرة فيها . وتكون القبة بأجمعها منضغطة ، عدا المناطق الواقعة قرب المساند ، وتسلح إنشائيًّا — بشبكة من القضبان يتراوح قطرها بين ٥ و٦مم ، وخطوة تتراوح بين ١٥ و٢٠سم .وعند المحيط توضع فى الأضلاع قضبان تسليح إضافية بمستوى الزوال الرأسى ، محسوبة تبعاً للعزم بالمحيط ، وقضبان تسليح دائرية إضافية ، لتحمل قوى الشد الموضعية (شكل١٠ — ١٥ ، ب) . وتحسب قضبان التسليح الفعالة لحلقة الاستناد ، تبعاً للشد المركزى . وتنتج حلقة الاستناد بحيث تكون سابقة الإجهاد . كما تنتج الوصلات الملحومة للقطع ، بحيث تكون مقاومتها مساوية لمقاومة قضبان التسليح الدائرية والقضبان الموضوعة فى مستوى الزوال الرأسى .

البند الثامن والثلاثون — المنشآت القشرية المحدبة ذات المسقط الأفقى المستطيل

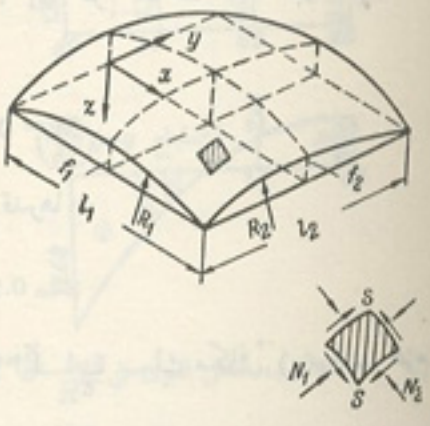
تصمم المنشآت القشرية المحدبة ذات المسقط الأفقى المستطيل ، بحيث تكون متدرجة الانحدار (التقوس) ، ولها سهم انحناء صغير فوق مستوى الاستناد (شكل ١٠ — ١٦) :

$$f = f_1 + f_2 \leqslant \frac{l_1}{5} \qquad (١٠-٢٣)$$

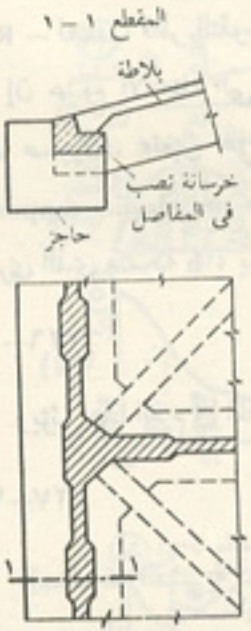
ونتيجة لتدرج انحدار الإنشاء القشرى ، فإن السطوح المختلفة ذات التقوس المزدوج (مجسم القطع المكافئ والناقص — elliptic paraboloid — ، مجسم القطع الناقص — ellipsoid — وغير ذلك) ، لا تختلف عن بعضها اختلافاً جوهريًّا من الناحية الهندسية . ولأسباب إنشائية وتكنولوجية ، فإن السطح الكروى الذى يكون خط توجيهه وخط توليده بشكل أقواس دائرة ، هو الأكثر ملاءمة .

إن قطع الإنشاء القشرى السابق الصنع ، هى عبارة عن بلاطات رقيقة مضلعة وحواجز محيطية مستندة إلى الأعمدة (انظر الشكل ١٠ — ١ ، هـ) . وتملأ أماكن اتصال قطع الإنشاء القشرى ببعضها وبالوتر العلوى للحاجز بالخرسانة (شكل ١٠ — ١٧) .

وعند تأثير الأحمال المنتظمة التوزيع ، تعمل المنشآت القشرية المحدبة ذات المسقط المستطيل ، وكأنها خالية من العزوم . وتكون المساحة الأولية للإنشاء القشرى ، المولدة بواسطة المقاطع الطولية والعرضية ، فى حالة توازن ، تحت تأثير القوى العمودية N_1 و N_2 ، وقوى القص S والأحمال الخارجية المؤثرة بقوة قدرها q . نحصل على حل المسألة ، من المعادلات الثلاث للتوازن الاستاتيكى للقوى ΣX = صفراً ؛ ΣY = صفراً ؛ ΣZ = صفراً . وقد وضعت للأغراض العملية ، جداول مختلفة ،



شكل ١٠ — ١٦ . إنشاء قشرى محدب ذو مقاطع منقولة إلى المستوى الأفقى المستطيل



شكل ١٠ — ١٧ . وصل قطع الإنشاء القشرى المحدب ذى المقاطع المنقولة

تعين بواسطتها القوى N_1 ، N_2 و S . وتعين القوى الرئيسية وزوايا ميلها على المحور x ، بموجب الصيغتين التاليتين :

$$\left.\begin{matrix} N_{1m} \\ N_{2m} \end{matrix}\right\} = \frac{N_1 + N_2}{2} \pm \sqrt{\frac{(N_1 - N_2)^2}{4} + S^2} \qquad (٢٤-١٠)$$

$$\frac{\tan 2\,\alpha_1}{\tan 2\,\alpha_2} = \pm \frac{2\,S}{N_1 - N_2} \qquad (٢٥-١٠)$$

ويمكن تعيين القوى فى الإنشاء القشرى المحدب ذى المسقط الأفقى المربع عند $l = l_1 = l_2$ ، بموجب المخطط البيانى للشكل (١٠ — ١٨) .

وفى نقط معينة من الإنشاء القشرى نحصل على القوى المؤثرة بضرب المعاملات المطابقة ، فى مضروب فيه ثابت (multiplier) ، يساوى $4\,q\,R/\pi^3$ ، حيث $R = R_1 = R_2$ — نصف قطر التقوس لمحيط استناد الإنشاء القشرى .

إن عزوم الانحناء التى تظهر فى المناطق الواقعة عند مساند المنشآت القشرية تكون صغيرة ، وتعين على أساس نظرية العتبات الطويلة ، على ركائز مرنة (long beams on elastic supports) . إن عزم الانحناء الأكبر للإنشاء القشرى الذى سمكه h ، يساوى :

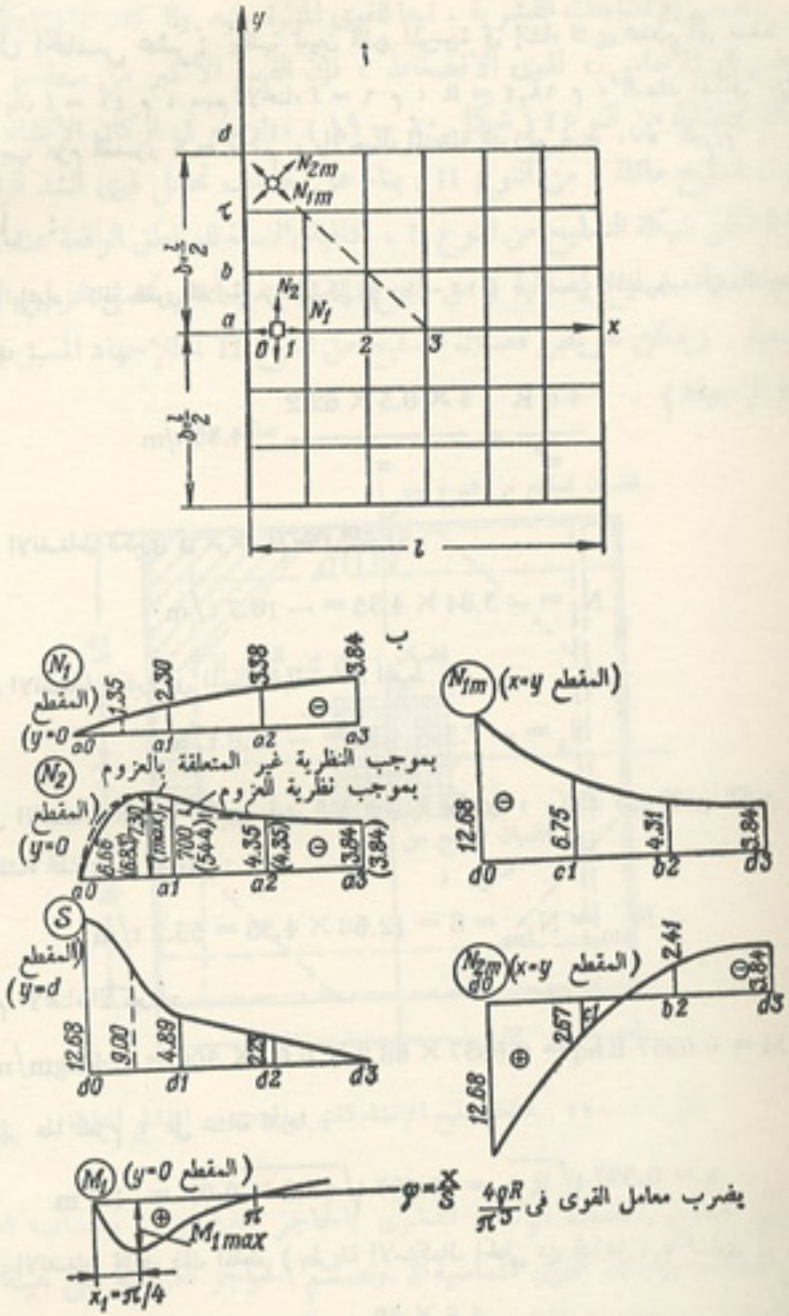
$$M = 0.0937\,R\,h\,q \qquad (٢٦-١٠)$$

ويؤثر هذا العزم فى المقطع ، على مسافة قدرها :

$$x = 0.597\sqrt{R\,h} \qquad (٢٧-١٠)$$

وللمنشآت القشرية المضلعة ، يؤخذ فى الحساب سمك مكافئ (بموجب عزم القصور) ، قدره h .

وتتحمل الحواجز العرضية القوى المماسية المؤثرة عليها من الإنشاء القشرى . ويتم حساب الحواجز العرضية على أساس تلك القوى والوزن الذاتى للحواجز .



شكل ١٠ — ١٨ . حساب (تصميم) الإنشاء القشرى المحدب المنقولة مقاطعه إلى المستوى الأفقى المستطيل

المثال الخامس عشر : يطلب تعيين القوى الموجودة فى إنشاء قشرى مخدب ذى مسقط أفقى مربع علماً بأن $l = 40$ م ، سهم الانحناء $f = 6$ م ، $R = 68{,}2$ م ، السمك المكافئ للإنشاء القشرى بموجب عزم القصور $h = 7$ سم ، والأحمال المنتظمة التوزيع $q = 500$ كجم/م^2 .

الحل :

نقوم بإيجاد كافة القوى اللازمة من الشكل (١٠ – ١٨) . نحسب المضروب فيه الثابت ، لتعيين القوى :

$$\frac{4\,q\,R}{\pi^3} = \frac{4 \times 0.5 \times 62.2}{\pi^3} = 4.35 \text{ t/m}$$

وقوى الانضغاط الكبرى فى مركز الإنشاء القشرى :

$$N_1 = -3.84 \times 4.35 = -16.7 \text{ t/m}$$

وقوى الانضغاط الكبرى فى المنطقة الواقعة عند المحيط :

$$N_2 = -7.3 \times 4.35 = -31.8 \text{ t/m}$$

وقوى الانضغاط الرئيسية الكبرى وقوى الشد الرئيسية الكبرى ، وكذلك قوى القص الكبرى ، فى زوايا الإنشاء القشرى ، تساوى :

$$-N_{1m} = N_{2m} = S = 12.68 \times 4.35 = 55.2 \text{ t/m}$$

عزم الانحناء الأكبر :

$$M = 0.0937\,Rhq = 0.0937 \times 68.2 \times 0.07 \times 500 = 224 \text{ kgm/m}$$

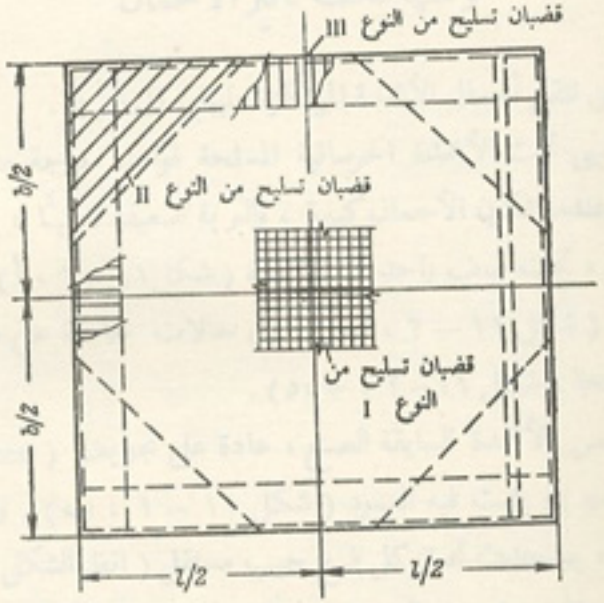
ويؤثر هذا العزم ، على مسافة قدرها :

$$x = 0.597\sqrt{R\,h} = 0.597\sqrt{68.2 \times 0.07} = 1.3 \text{ m}$$

قوى الانضغاط N فى ذلك المقطع (بطريقة الاستكمال الخطى من الداخل) ، تساوى :

$$N_1 = -1.35\,\frac{1.3 \times 12}{40}\,4.35 = -2.3 \text{ t/m}$$

وتصمم الإنشاءات القشرية ، تبعاً للقوى المؤثرة عليه . ولما كان الإنشاء القشرى ، يتعرض فى الأساس ، لقوى الانضغاط ، فإن القسم الأكبر من سطحه . يسلح بشبكة إنشائية من النوع I (شكل ١٠ – ١٩) ، وتوضع فى اركان الإنشاء القشرى قضبان تسليح مائلة (من النوع II) بناء على حساب تحمل قوى الشد الرئيسية ؛ وإذا لم تكن شبكة التسليح من النوع I ، كافية بالنسبة للمناطق الواقعة عند المحيط ، توضع قضبان تسليح إضافية (من النوع III) ، من أجل تحمل عزوم الانحناء الموضعية . ويمكن تعريض قضبان التسليح من النوع II ، للإجهاد المسبق (جعلها سابقة الإجهاد) .



شكل ١٠ – ١٩ . مخطط تسليح الإنشاء القشرى المخدب ذى المقاطع المنقولة

ويتم حساب اتصال الإنشاء القشرى بالحاجز العرضى ، وحساب الحاجز العرضى نفسه ، بواسطة القوى المماسية S . وتصمم الحواجز العرضية على هيئة عقود أو جمالونات ، وتنتج شدادات العقود والأوتار السفلى للجمالونات ، بحيث تكون سابقة الإجهاد .

الفصل الحادى عشر

الأسس الخرسانية المسلحة

Reinforced concrete foundations

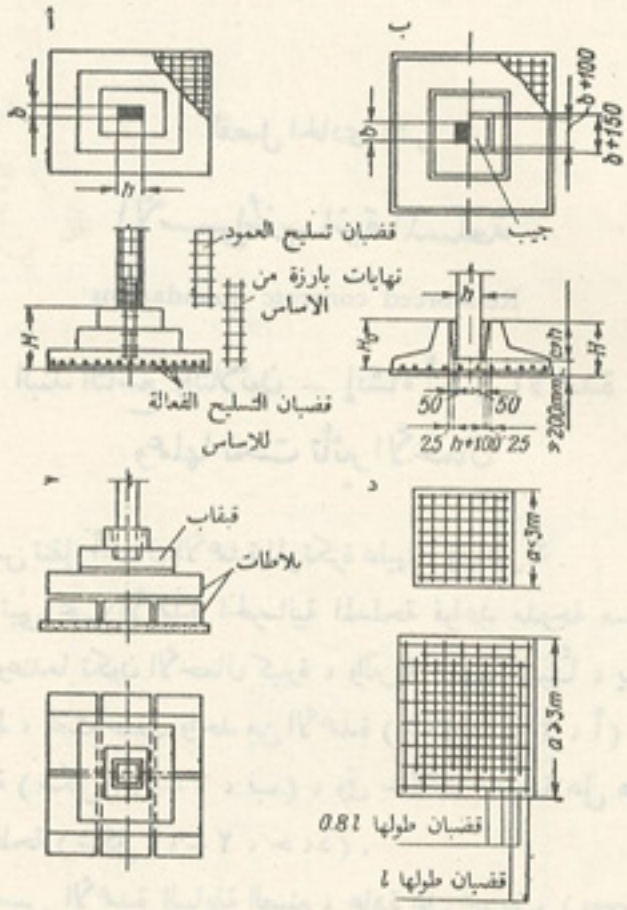
البند التاسع والثلاثون – إنشاء أسس الأعمدة وعملها تحت تأثير الأحمال

إن الأسس تنقل أحمال الأعمدة المرتكزة عليها ، إلى التربة .

وعادة ، تبنى تحت الأعمدة الخرسانية المسلحة قواعد مدرجة مستقلة (شكل ١١ – ١) . وعندما تكون الأحمال كبيرة ، والتربة ضعيفة نسبيًا ، يبنى الأساس على هيئة شريط ، تحت صف واحد من الأعمدة (شكل ١١ –٢ ، أ) أو على هيئة أشرطة متقاطعة (شكل ١١ – ٢ ، ب) ، وفى حالات خاصة على هيئة بلاطات مضلعة أو مسطحة (شكل ١١– ٢ ، حـ ، د) .

وتحتوى أسس الأعمدة السابقة الصنع ، عادة على تجويف (recess) يسمى بالجيب (pocket)، يثبت فيه العمود (شكل ١١ – ١ ، ب) . وللأعمدة التى لقاعدتها فرعان ، يستحدث تحت كل فرع جيب مستقل (انظر الشكل ١٢ – ٩) . وتملأ الخلوصات الموجودة بين العمود وجدران الجيب ، بخليط خرسانى ناعم الحصى . إن أسس الأعمدة المصبوبة (المدرجة والشريطية والمنتجة من بلاطات)، تصب فى موقع العمل ، مع إبراز أطراف قضبان التسليح ، لتوصل فيما بعد بقضبان تسليح الأعمدة . إن الأسس المدرجة المحتوية على جيوب تحت الأعمدة السابقة الصنع ، يمكن أن تصب فى موقع العمل ، أو تنتج فى المصانع .

وعند الأبعاد والأوزان الكبيرة ، فإن الأسس المدرجة السابقة الصنع ، المحتوية



شكل ١١ – ١ . الأسس المدرجة للأعمدة

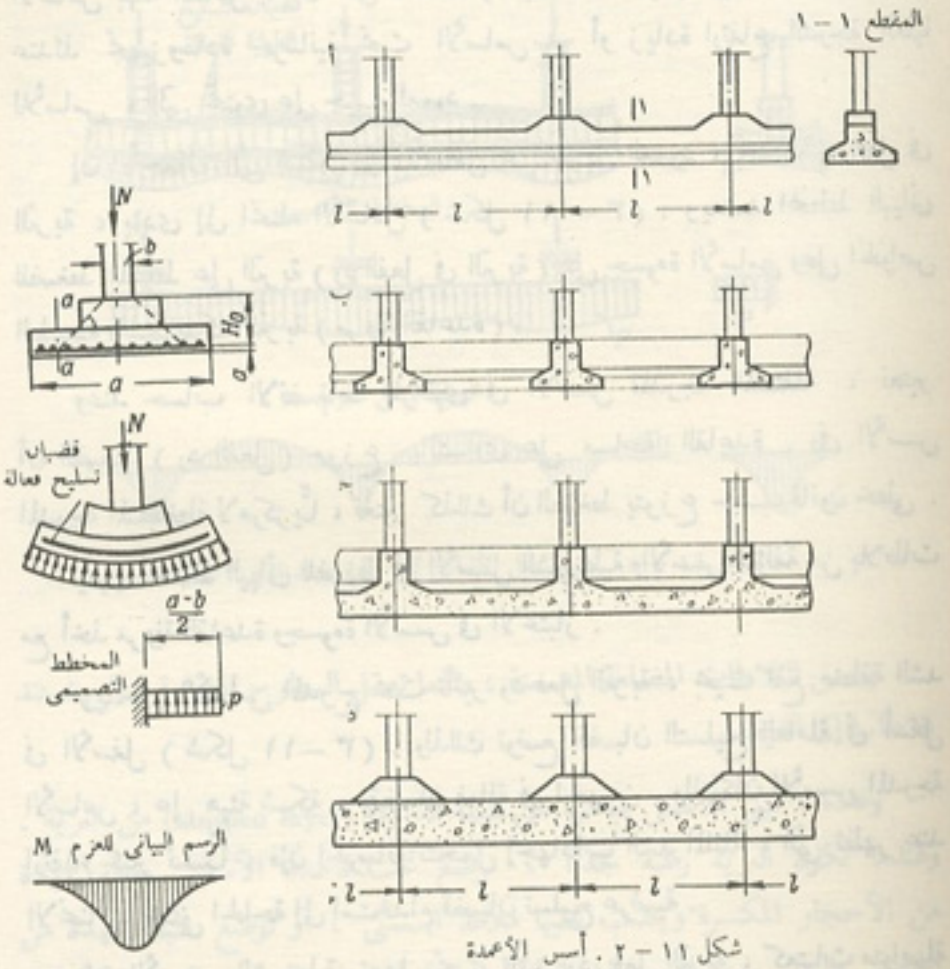
(أ) أساس لعمود خرساني مسلح مصبوب، (ب) أساس لعمود خرساني مسلح سابق الصنع ،

(جـ) أساس مؤلف من عدة قطع ، (د) قضبان التسليح

على جيوب ، يمكن أن تتألف بلاطات سميكة مستقلة وقبقاب shoe (شكل ١١– ١ جـ). وعند اللامتمركزية الصغيرة، حينما تؤثر إجهادات الانضغاط على كل مقطع، الأساس ، يتحقق العمل الموحد للبلاطات والقبقاب ، على حساب قوى الاحتكاك بين البلاطات والقبقاب . لذلك يتم وضعها على الملاط ، دون استخدام أربطة خاصة . أما عند اللامتمركزية الكبيرة ، فتوصل قطع الأساس السابقة الصنع ،

بلحام رقائق معدنية ، وكذلك تصب الخرسانة فى الثغرات ، التى تدخل فيها الأطراف البارزة الخاصة لقضبان تسليح القطع المتلاحقة .

ويجب تصميم الأسس الموضوعة تحت الأعمدة الخرسانية المسلحة السابقة الصنع ، بحيث يمكن إنهاء كافة الأعمال الإنشائية تحت مستوى الأساس (cardinal level) قبل إقامة الأعمدة، أى بحيث تبدأ إقامة الأعمدة بعد بناء الأسس وإنشاء



شكل ١١ – ٢ . أسس الأعمدة

(أ) أساس على شكل شريط ، (ب) أساس من شرائط متقاطعة ،

(جـ) أساس مضلع من بلاطات ، (د) أساس على هيئة بلاطة مصمتة

شكل ١١ – ٣ . طبيعة عمل الأساس المدرج تحت تأثير الحمل

التجهيزات تحت الأرضية ، وبعد الردم وتنظيم السراديب . ولهذا الغرض يوضع السطح العلوى للأسس ، تحت مستوى الأرضية بمسافة١٥سم . كما يجب وضع السطح العلوى للأساس الواقع تحت عمود لقاعدته فرعان ، بحيث لاتبرز القطعة المباعدة السفلى ، فوق مستوى الأرضية . وعادة ، يؤخذ سطح القطع المباعدة ، بحيث ينخفض عن مستوى سطح الأرضية بمقدار ٥ سم . وإذا ظهر عند وضع الأساس بهذا الشكل ، أن عمق قاعدته (طبقته التحتانية) غير كاف ، يجب عندئذ تجهيز وسادة خرسانية تحت الأساس ، أو زيادة ارتفاع الدرجة العليا للأساس ، التى تحتوى على جيب العمود .

إن الأحمال التى تنتقل إلى الأساس عن طريق العمود ، تحدث رد فعل فى التربة ، يؤدى إلى انحناء الأساس (شكل ١١ — ٣) . ويعتمد المخطط البيانى للضغط المسلط على التربة (رد الفعل فى التربة) على جسوءة الأساس وعلى الخواص الطبيعية والميكانيكية للتربة (مرونة القاعدة) .

وعند حساب الانضغاط المركزى فى الأسس المدرجة المستقلة ، نعتبر أن الضغط (رد الفعل) موزع بالتساوى على مساحة القاعدة . وفى الأسس المدرجة المنضغطة لامركزيًا ، نعتبر كذلك أن الضغط يتوزع حسب قانون خطى .

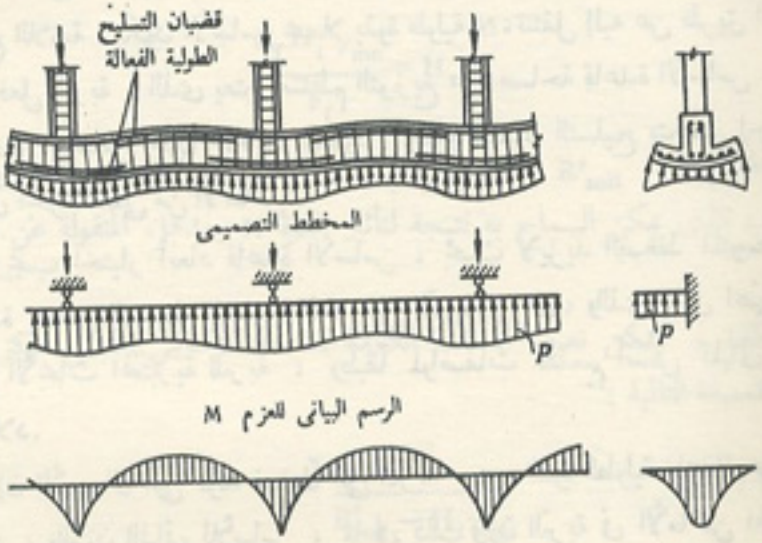
يعين المخطط البيانى للضغط فى الأسس الشريطية والأسس المؤلفة من بلاطات مع أخذ مرونة القاعدة وجسوءة الأسس فى الاعتبار .

وينحنى الأساس المدرج تحت تأثير رد فعل التربة ، بحيث تقع منطقة الشد فى الأسفل (شكل ١١— ٣) . ولذلك توضع قضبان التسليح العاملة فى أسفل الأساس ، على هيئة شبكة ، بقضبان فعالة فى الجهتين . ولما كان للأسس المدرجة ارتفاع كبير نسبيًا ، فإن الخرسانة تتحمل إجهادات الشد المائلة ، التى تظهر عند الانحناء ، وتنتفى الحاجة إلى استخدام قضبان تسليح عرضية .

إن الأسس الشريطية تعمل تحت تأثير رد فعل التربة ، كعتبات متواصلة (شكل ١١ — ٤) وتسلح بقضبان طولية وعرضية فعالة .

وتعمل الأسس المؤلفة من بلاطات مسطحة ملساء ، تحت تأثير رد فعل التربة ،

عمل البلاطة غير العتبية ، وتسلح بشبكات موضوعة فى الأعلى وفى الأسفل. ولتحمل الإجهادات الناتجة عن الانكماش ودرجة الحرارة ، توضع فى البلاطات السميكة جدًا ، شبكات تسليح متوسطة . وتتصل كافة الشبكات ببعضها ، بياكل عمودية أو بقضبان مستقلة .



شكل ١١ — ٤ . طبيعة عمل الأساس الشريطى تحت تأثير الحمل

وتعمل البلاطات المضلعة المصمتة ، مثلما تعمل السطوح المضلعة ، التى تستند بلاطاتها إلى المحيط .

وعادة ، تبنى الأسس مباشرة على طبقة مدكوكة (tamped layer) من التربة . وعندما تكون التربة رطبة جدًا ، توضع تحت قاعدة الأساس طبقة ممهدة من الأحجار المكسرة ويصب عليها ملاط اسمنتى ، أو توضع طبقة ممهدة من الحصى والرمل . ويبلغ سمك الطبقة الواقية لقضبان التسليح السفلى للأساس ٣,٥ سم ، عند بناء الأساس على طبقة ممهدة ، أو ٧ سم ، عند عدم وجود طبقة ممهدة .

البند الأربعون ـ حساب وتصميم الأسس المدرجة

١ ـ الأسس المحملة مركزيًا

يتلخص حساب الأساس ، فى تعيين أبعاد قاعدته وارتفاعه وكمية قضبان التسليح اللازمة . يكون الأساس محملا بقوة طولية N ، تنتقل إليه عن طريق العمود . إن رد فعل التربة ، الذى يعتبر منتظم التوزيع على مساحة قاعدة الأساس ، يؤدى إلى انحناء الأساس حول حافات العمود . وتقوم قضبان التسليح بتحمل إجهادات الشد فى الجزء السفلى من الأساس .

ويجب اختيار أبعاد قاعدة الأساس ، بحيث لايزيد الضغط المتوسط تحت القاعدة ، على الضغط المعيارى المؤثر على التربة R^s_{soil} ، والذى يعين اعتماداً على نتائج الأبحاث المختبرية للتربة ؛ وطبقاً لمواصفات تصميم أسس المبانى المقررة فى البلاد.

إن الأحمال التى تولد ضغطاً على التربة ، هى القوة الطولية المنتقلة عن طريق العمود ، والوزن الذاتى للأساس ، بما فى ذلك وزن التربة فى الأماكن المحفورة . وبما أن الضغط المعيارى على تربة الأساس يعين من شرط حصر تشوهات الإنشاء * ، تستخدم فى الحساب الأحمال المعيارية . ويجرى حساب الأساس ، بعد الانتهاء من حساب العمود ، تبعاً لتأثير الأحمال المصممة N . إن الحساب المكرر لكافة الأحمال المعيارية ، يكون فى عديد من الحالات صعباً للغاية ، ولذلك تسمح المواصفات بتعيين الأحمال المعيارية الإجمالية ، المؤثرة على القاعدة ، بقسمة الأحمال المصممة على معامل متوسط لتجاوز التحميل n = ١,٢ :

$$N^s = \frac{N}{1.2} \qquad (١١-١)$$

* للأسس المبنية على تربة صخرية ، يتم الحساب من شرط ضمان السعة الحملية للقاعدة .

وإذا بلغ الوزن الحجمى المتوسط لمادة الأساس وللتربة فى أماكن الحفر ، مقداراً يساوى γ_{me} (عادة ٢ طن / م^3) ، فإن الوزن الكلى للأساس (مع التربة فى أماكن الحفر) عندما تكون مساحة القاعدة F_f ، والعمق داخل الأرض H_1 ، سوف يساوى $F_f H_1 \gamma_{me}$ ، والضغط المتولد تحت القاعدة نتيجة لهذا الوزن ، يساوى :

$$\frac{F_f H_1 \gamma_{me}}{F_f} = H_1 \gamma_{me}$$

وبتقليل قيمة R^s_{soil} بمقدار $H_1 \gamma_{me}$ ، نحصل على الضغط المعيارى على القاعدة ، الذى يمكن السماح به نتيجة لتأثير القوة N^s وحدها ، المنقولة عن طريق العمود .

وهكذا ، يمكن تعيين المساحة اللازمة لقاعدة الأساس المحمل مركزيًا ، بموجب الصيغة التالية :

$$F_f = \frac{N^s}{R^s_{soil} - H_1 \gamma_{me}} \qquad (١١-٢)$$

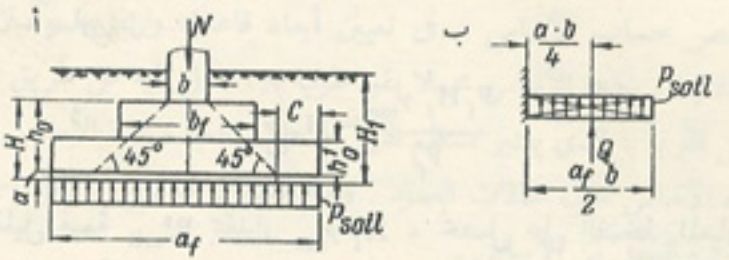
وتبعاً للقيمة الناتجة ، تعين أبعاد الأساس . وعادة ، يكون محيط الأسس المحملة مركزيًا ، مربع الشكل ، ولذلك يبلغ طول الضلع :

$$a = \sqrt{F_f} \qquad (١١-٣)$$

إن رد فعل التربة ، المؤدى إلى انحناء الأساس ، ينشأ فقط نتيجة لتأثير الأحمال المنقولة عن طريق العمود . أما الوزن الذاتى للأساس والمقاومة المطابقة ، فيتوازنان مع بعضهما بالتبادل ، ولا يؤديان إلى انحناء الأساس . والقيمة المصممة للمقاومة الناتجة عن القوة الطولية المصممة N ، تساوى :

$$p_{soil} = \frac{N}{F_f} \qquad (١١-٤)$$

يتم تعيين ارتفاع الأساس من شرط مقاومته لاختراق العمود ، مع فرض حدوث الاختراق بسطح هرمى ، ميل حافاته الجانبية ٤٥° ، أما الارتفاع ، فيساوى الارتفاع الفعال للأساس h_o (شكل ١١ — ٥ ، أ) .



شكل ١١ — ٥ . أساس خرسانى مسلح مركزى التحميل

(أ) عمل الأساس تحت تأثير الحمل ،

(ب) المخطط التصميمى لتعيين مساحة مقطع قضبان التسليح الفعالة

وبمثابة قوة الاختراق P ، تؤخذ القوة N ، المنقولة عن طريق العمود ، باستثناء مقاومة التربة P_{soil} ، الموزعة على مساحة القاعدة السفلى لهرم الاختراق. وعندما يكون العمود مربعاً ، طول ضلعه b ، تبلغ مساحة القاعدة العليا للهرم b^2 ، ومساحة القاعدة السفلى $(b + 2h_o)^2$. إذن يكون لدينا :

$$P = N - P_{soil} (b + 2 h_o)^2 \qquad (١١-٥)$$

ويكون شرط مقاومة الاختراق على الشكل التالى :

$$P \leqslant 0.75 R_t b_{me} h_o \qquad (١١-٦)$$

حيث b_{me} — الوسط الحسابى بين محيطى القاعدتين العليا والسفلى لهرم الاختراق ؛

R_t — مقاومة الشد التصميمية للخرسانة .

عندما يكون العمود مربعاً ، نجد أن :

$$b_{me} = \frac{4b + 4(b + 2h_o)}{2} = 4(b + h_o) \qquad (١١-٧)$$

وبتعويضنا فى الصيغة (١١—٦) عن قيمة P بموجب الصيغة (١١— ٥) وقيمة b_{me} بموجب الصيغة (١١ — ٧)، نتمكن من الحصول على صيغة لتعيين الارتفاع اللازم للأساس ، من شرط الاختراق :

$$h_o = -\frac{b}{2} + \frac{1}{2}\sqrt{\frac{N}{0.75 R_t + P_{soil}}} \qquad (١١-٨)$$

وبما أن الأساس لا يحتوى على قضبان تسليح عرضية ، إذا يجب أن يتحقق الشرط التالى ، لمقطع الأساس الواقع عند حافة العمود :

$$Q \leqslant R_t b_f h_o \qquad (١١-٩)$$

حيث b_f — عرض الأساس من الأعلى ؛

Q — محصلة مقاومة التربة ، المؤثرة على الكابول ، الذى طوله يساوى $\frac{a-b}{2}$ ،

وعرضه يساوى بعد الأساس من الأسفل a ، أى :

$$Q = \frac{(a-b)\,a}{2} P_{soil} \qquad (١١-١٠)$$

وبموجب الشرط (١١ — ٩) ، يمكن تعيين الارتفاع اللازم للأساس .

ويجب القيام بمراجعة مماثلة ، للدرجة السفلى فى المقطع المار بقاعدة هرم الاختراق (شكل ١١ — ٥ ، أ) . وفى هذا المقطع فإن بروز الكابول يساوى :

$$c = \frac{a-b}{2} - h_o \qquad (١١-١١)$$

وعرض الكابول a ؛

$$Q' = p_{soil}\, ac \qquad (11-12)$$

والارتفاع الفعال للدرجة السفلى ، يساوى :

$$h'_o \geqslant \frac{Q'}{R_t a} = \frac{p_{soil}\, a\, c}{R_t\, a} = \frac{p_{soil}\, c}{R_t} \qquad (11-13)$$

كما يجب مراجعة ارتفاع أسس الأعمدة السابقة الصنع ، بموجب شرط تثبيت نهاية العمود بصورة جيدة : عمق الجيب $h_{pock} \geqslant (1 \div 1.5)\, b$ ؛ المسافة من قعر الجيب إلى قاعدة الأساس $k \leqslant$ ٢٠٠ مم . وبهذا الشكل ، يكون لدينا $H \geqslant h_{pock} + k$

ويمكن أن يعتمد الارتفاع الأصغر لأسس الأعمدة المصبوبة ، على الطول اللازم لأطراف قضبان تسليح العمود المثبتة (أو الأجزاء البارزة من قضبان التسليح ، للارتباط فيما بعد بقضبان تسليح العمود) : فى الأسس المحملة مركزيا $H \geqslant 20d$ والمحملة لامركزيا $H \geqslant 30d_{bar}$. وفى بعض الحالات الخاصة ، يمكن تعيين ارتفاع الأساس ، بناء على اعتبارات إنشائية . ويقسم الأساس على مدى ارتفاعه ، إلى درجات مستقلة ، يتراوح سمك كل منها بين ٣٠ و٥٠ سم .

بعد الانتهاء من تعيين أبعاد قاعدة الأساس وارتفاعه ، يجب تعيين المساحة اللازمة لمقطع قضبان التسليح الفعالة ، كما فى حالة الكابول ، الذى له بروز يساوى $\frac{a-b}{2}$ ، وعرضه a ، والمحمل بأحمال منتظمة التوزيع p_{soil} (شكل ١١ – ٥ ، ب) .

عزم الانحناء عند حافة العمود ، يساوى :

$$M = Q\, l$$

تعين Q بموجب الصيغة (١١–١٠) ، $l = \frac{a-b}{4}$ ، إذن :

$$M = p_{soil} \frac{(a-b)\, a}{2} \times \frac{a-b}{4} = p_{soil} \frac{(a-b)^2 a}{8} \qquad (11-14)$$

إن المساحة اللازمة لقضبان التسليح ، التى تتحمل إجهادات الشد عند الانحناء ، تعين من الشرط المعروف $M = R_s F_s z_c$ ، بأخذ $z_c \approx 0.9\, h_o$:

$$F_s = \frac{M}{0.9\, R_s\, h_o} \qquad (11-15)$$

وبواسطة المساحة الناتجة للمقطع ، يتم اختيار قضبان الشبكة السفلى : يتراوح عادة بين ١٠و١٦مم ، والخطوة تتراوح بين ١٠ و٢٠ سم . ويمكن بطريقة مماثلة حساب F_s فى مقاطع الأساس المتوسطة .

المثال الخامس عشر : يطلب حساب أساس لعمود مربع سابق الصنع ، محمل تحميلا مركزياً ، علماً بأن بعد مقطع العمود b = ٤٠ سم ، القوة الطولية التصميمية N = ١٤٤ طناً ، الأساس غرسانة ماركتها ١٥٠ ، قضبان التسليح الفعالة من النوع A-I ، الضغط المعيارى على القاعدة R^s_{soil} = ٢٫٥ كجم/سم^2 = ٢٥ طن / م^2 ، عمق وضع الأساس H_1 = ١٫٢ م .

الحل :

بموجب الصيغة (١١ – ١) ، لدينا :

$$N^s = \frac{N}{n} = \frac{144}{1.2} = 120\ t$$

وبموجب الصيغة (١١ – ٢) :

$$F_f = \frac{N^s}{R^s_{soil} - H_1\, \gamma_{mc}} = \frac{120}{25 - 1.2 \times 2} = 5.3\ m^2$$

وبموجب الصيغة (١١ – ٣) :

$$a = \sqrt{F_f} = \sqrt{5.3} = 2.3\ m$$

بموجب الصيغة (١١ – ٤) :

$$p_{soil} = \frac{N}{F_f} = \frac{144}{5.3} = 27\ t/m^2 = 2.7\ kg/cm^2$$

للخرسانة التي ماركتها ١٥٠ ، تكون R_t = ٥ر٨ كجم/سم^2 .

بموجب الصيغة (١١ – ٨) نجد ما يلي :

$$h_o = -\frac{b}{2} + \frac{1}{2}\sqrt{\frac{N}{0.75\,R_t + p_{soil}}} = -\frac{40}{2} +$$

$$+\frac{1}{2}\sqrt{\frac{144000}{0.75 \times 5.8 + 2.7}} = 52 \text{ cm}$$

والارتفاع الكلي للأساس ، من شرط مقاومة الاختراق ، يساوى :

$$H = h_o + a \gtrsim 60 \text{ cm}$$

بموجب الصيغة (١١ – ١٠) ، لدينا :

$$Q = \frac{(a-b)\,a}{2}\,p_{soil} = \frac{(230-40)\,230}{2}\,2.7 = 59000 \text{ kg}$$

ومن الشرط (١١ – ٩) ، عند أخذ b_f = ١٤٠ سم ، نجد أن :

$$h_o = \frac{Q}{R_t\,b_f} = \frac{54000}{5.8 \times 140} = 73 \text{ cm} \; ; \; h \gtrsim 80 \text{ cm}$$

وعند ارتفاع الأساس هذا ، نحصل على العمق اللازم لنهاية العمود المثبتة ، لأن h_{shoe} =
= ٨٠ – ٢٠ = ٦٠ سم = 1.5 b

وهكذا ، فإن الارتفاع الكلي للأساس ، يساوى ٨٠ سم . ويبين الشكل (١١ – ٦) إنشاء الأساس .

ثم تتم مراجعة ارتفاع الدرجة السفلى كما يلي :

بموجب الصيغة (١١ – ١١) :

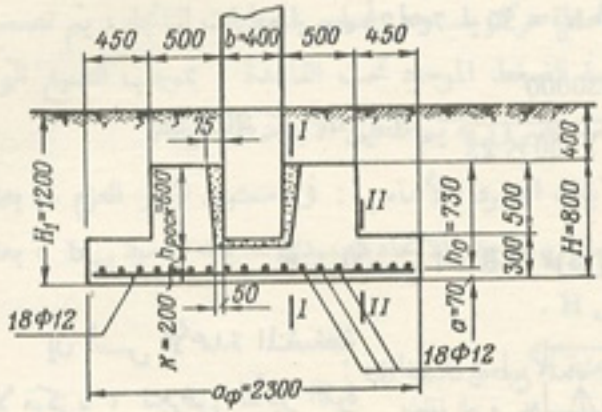
$$c = \frac{a-b}{2} - h_o = \frac{230-40}{2} - 73 = 22 \text{ cm}$$

وبموجب الصيغة (١١ – ١٢) :

$$Q' = p_{soil}\,ac = 2.7 \times 230 \times 22 = 13700 \text{ kg}$$

وبموجب الصيغة (١١ – ١٣) :

$$h'_o = \frac{P_{soil}}{R_t} = \frac{2.7 \times 22}{5.8} = 10.2 \text{ cm}$$



شكل ١١–٦ . مخطط توضيحي لمثال تصميم (حساب) الأساس

وعند الأبعاد المأخوذة للأساس ، نجد أن :

$$h'_o = 30 - 7 = 23 \text{ cm} > 10.2 \text{ cm}$$

عزم الانحناء عند حافة العمود (المقطع I – I) :

بموجب الصيغة (١١ – ١٤) ، يساوى :

$$M = p_{soil}\frac{(a-b)^2\,a}{8} = 2.7\,\frac{(230-40)^2\,230}{8} = 2800000 \text{ kg cm}$$

وبموجب الصيغة (١١ – ١٥) ، عند R_s = ٢١٠٠ كجم/سم^2 :

$$F_s = \frac{M}{0.9\,R_s\,h_o} = \frac{2800000}{0.9 \times 2100 \times 73} = 20.2 \text{ cm}^2$$

إذن ، نأخذ ١٨ من قضبان قطر ١٢ مم من النوع A I ، في كل جهة .

نراجع قضبان التسليح المأخوذة عند حافة الدرجة التحتانية (المقطع II – II) لنعرف هل هي كافية أم لا :

$$Q_{II-II} = 45 \times 230 \times 2.7 = 28000 \text{ kg};$$

$$l = \frac{45l}{2} = 22.5 \text{ cm} ;$$

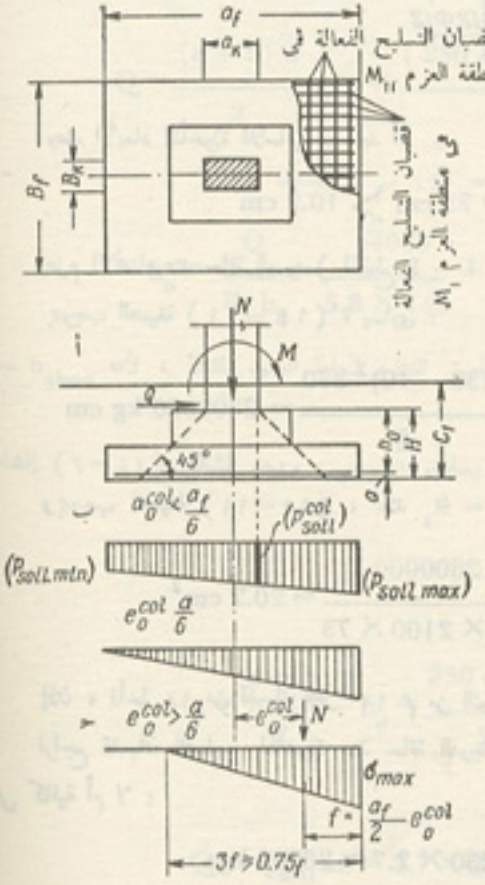
$$M_{II-II} = 28000 \times 22.5 = 630000 \text{ kg cm} ;$$

$$h_o = 30 - 7 = 23 \text{ cm} ;$$

$$F_s = \frac{630000}{0.9 \times 2100 \times 23} = 14.5 \text{ cm}^2 < 20.2 \text{ cm}^2$$

٢ ــ الأسس المحملة لا مركزيا

إن أسس الأعمدة المنضغطة لا مركزيا ، تتعرض لتأثير القوة العمودية N وعزم الانحناء M ، والقوة العرضية Q (شكل ١١ــ٧). وعندما يكون العزم صغيراً نسبيا ، يمكن أن نجعل محيط الأساس فى المخطط الأفقى ، مربعاً . أما عندما تكون العزوم كبيرة جدًّا ، فيكون الأساس مستطيلا، مع وجود الضلع الطويل فى مستوى تأثير العزم . وتعين أبعاد الأساس فى المخطط الأفقى ، بناء على القانون الخطى لتوزيع الضغط تحت القاعدة ، بحيث لا يزيد الضغط



شكل ١١ ــ ٧ . أساس خرسانى مسلح لا مركزى التحميل

الأكبر عند الحافة ، الناتج عن الأحمال المعيارية ، على المقدار $1.2\ R^s_{soil}$.

إن مساحة الأساس اللازمة ، تقدر فى البداية بموجب الصيغة (١١ــ ٢) ، مع معامل يتراوح بين ١٫٢ و١٫٨ ، يراعى تأثير العزم . ويعين ارتفاع الأساس ، طبقاً للطريقة الموضوعة للأسس المحملة مركزيا . وعلى أساس المعطيات الناتجة ، يتم تصميم الأساس ، وتتم مراجعة قيمة الضغط الموجود تحت القاعدة ، بموجب الصيغ التى سنذكرها أدناه . وفى الحالات الضرورية يتم تدقيق الأبعاد المأخوذة .

نضع الرموز التالية لأبعاد العمود والأساس : فى مستوى تأثير العزم ــ بعد العمود a_{col} ، وبعد الأساس a_f ؛ وفى الاتجاه العمودى ــ بعد العمود b_{col} ، بعد الأساس b_f وارتفاع الأساس H .

إن العزم على مستوى قاعدة الأساس ، يساوى :

$$M^s_{soil} = M^s + Q^s H \qquad (١١ــ١٦)$$

والقوة العمودية فى مستوى القاعدة ، تساوى :

$$N^s_{soil} = N^s + F_f \gamma_{me} H_1 \qquad (١١ــ١٧)$$

واللامركزية ، تساوى :

$$e^s_o = \frac{M^s_{soil}}{N^s_{soil}} \qquad (١١ــ١٨)$$

فإذا كانت $e^s_o \leqslant \frac{a_f}{6}$ (القوة العمودية لاتخرج عن حدود قلب المقطع) ، يكون الرسم البيانى للضغط تحت القاعدة ، بعلامة واحدة (شكل ١١ ــ ٧ ،ب) . وتعين الضغوط الطرفية (فى الحافة) ، بموجب الصيغة المعروفة :

$$p^s = \frac{N^s_{soil}}{a_f b_f}\left(1 \pm \frac{6e^s_o}{a_f}\right) \qquad (١١ــ١٩)$$

وعندما تكون الإشارة فى الصيغة (١١ — ٩) موجبة ، نحصل على p^s_{max} . وعندما تكون الإشارة سالبة ، نحصل على p^s_{min} . وكما ذكرنا سابقاً ، فإن $1.2\, R^s_{soil} \geqslant p^s_{max}$.

وإذا كانت $e^s_o \leqslant \frac{a_f}{6}$ (تخرج القوة العمودية عن حدود قلب المقطع) ، ينتقل الضغط إلى جزء من مساحة القاعدة فقط ، ويتم فى الجزء الباقى انفصال الأساس عن التربة (شكل ١١— ٧ ، حـ) . ولتعيين الضغط الطرفى p^s_{max} ، نعتبر فى هذه الحالة ، أن مركز ثقل الرسم البيانى المثلث للضغط ، يقع على اتجاه القوة المؤثرة لامركزيا N^s_{soil} .

والمسافة من القوة N^s_{soil} إلى حافة القاعدة ، تساوى $f = \left(\frac{a_f}{2} - e^s_o\right)$. وعلى مثل هذه المسافة ، يقع مركز ثقل الرسم البيانى للضغط . لذلك ، فإن طوله سيساوى $3\, f$. وينصح بأن تكون $3\, f \leqslant 0.75\, a_f$.

إن محصلة الرسم البيانى المثلث للضغط ، التى تساوى $\frac{p^s_{max} \times 3\, f}{2}\, b_f$ ، يجب أن تتوازن مع القوة N^s_{soil} ؛ إذن :

$$p^s_{max} = \frac{2\, N^s_{soil}}{3\, b_f\, f} \leqslant 1.2\, R^s_{soil} \qquad (١١ - ٢٠)$$

ويسمح باستخدام الأسس التى تكون فيها الرسوم البيانية للضغط مثلثة ، فقط للأعمدة التى لا تحمل أثقال الأوناش . ولتقليل اللامركزية ، يكون من المفيد أحياناً إزاحة الأساس بالنسبة للعمود . فإذا كانت الإزاحة تساوى e^s_o ، يصبح الأساس محملا تحميلا مركزيا . وعادة تؤخذ $c = e^s_o / 2$

ولتعيين مساحة مقطع قضبان تسليح الأساس المحمل لامركزيا ، نجد مقاومة

التربة الناتجة عن تأثيرات الأحمال المصممة ، المنقولة عن طريق العمود : N ، M ، Q (دون حساب وزن الأساس والتربة فى أماكن الحفر) :

$$M_{soil} = M + Q\, H \quad ; \quad e_o = \frac{M_{soil}}{N}$$

فإذا كانت $e_o \leqslant \frac{a_f}{6}$ ، يكون لدينا :

$$p_{soil} = \frac{N}{a_f\, b_f}\left(1 \pm \frac{6\, e_o}{a_f}\right) \qquad (١١ - ٢١)$$

وإذا كانت $e_o > \frac{a_f}{6}$ ، يكون لدينا :

$$p_{soil} = \frac{2\, n}{3\, b_f\, f} \qquad (١١ - ٢٢)$$

وبواسطة الرسم البيانى لـ p_{soil} نجد المقاومة عند حافة العمود p^{col}_{soil} ، ثم نجد قيمتها المتوسطة :

$$p_{me} = \frac{p^{max}_{soil} + p^{col}_{soil}}{2} \qquad (١١ - ٢٣)$$

كما أن عزم الانحناء عند حافة العمود فى مستوى تأثير العزم ، يعين كما فى حالة الأساس المحمل تحميلا مركزيا :

$$M_I = \frac{p_{me}\, b_f\, (a_f - a_{col})^2}{8} \qquad (١١ - ٢٤)$$

ويعين عزم الانحناء فى الاتجاه العمودى M_{II} ، بقيمة مقاومة التربة p^{o}_{soil} ، دون أخذ عزم الانحناء فى الاعتبار :

$$p^{o}_{soil} = \frac{N}{a_f b_f} \qquad (٢٥ - ١١)$$

$$M_{II} = \frac{p^{o}_{soil}\, a_f\, (b_f - b_{col})^2}{8} \qquad (٢٦ - ١١)$$

وبعد تعيين العزوم ، تحسب كمية قضبان التسليح اللازمة فى كل جهة ، بموجب الصيغة (١١ — ١٥) .

الفصل الثانى عشر

المبانى الصناعية ذات الطابق الواحد

البند الحادى والأربعون ـ المخططات الإنشائية للمبانى

١ — أجزاء المنشآت

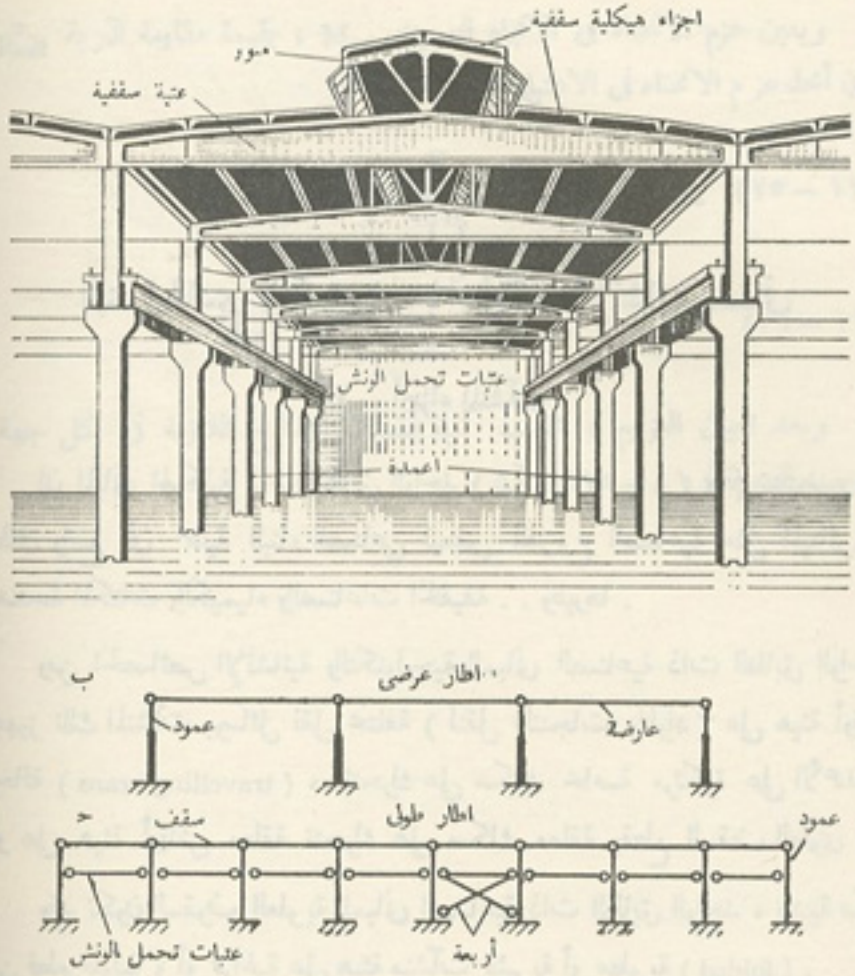
إن المبانى الهيكلية ذات الطابق الواحد (شكل ١٢ — ١ ، أ) تستخدم على نطاق واسع فى عملية البناء الصناعى لبعض الفروع الصناعية مثل الميتالورجيا وهندسة المكنات والكيمياء والصناعات الخفيفة . . وغيرها .

ومن الخصائص الإنشائية والتكنولوجية للمبانى الصناعية ذات الطابق الواحد، تجهيز تلك المنشآت بوسائل نقل مختلفة (لنقل المنتجات والمواد) على هيئة أوناش رحالة (travelling crans) ، تتحرك على سكك خاصة مرتكزة على الأعمدة ، أو على هيئة أوناش معلقة تتحرك على سكك معلقة بقطع السقف العلوى .

وقد تكون السقوف العلوية للمبانى الصناعية ذات الطابق الواحد ، عتبية مكونة من قطع طولية ، أو فراغية على هيئة منشآت قشرية أو مطوية (folded) .

إن الأجزاء اللازمة لإنشاء المبنى الهيكلى ذى الطابق الواحد ، الذى يحتوى على سقف علوى عتبى ، هى : الأعمدة المثبتة فى الأسس ، عارضات السقف العلوى (العتبات أو الجمالونات) المرتكزة على الأعمدة، ألواح السقف العلوى الموضوعة على العارضات، العتبات التى تحمل الأوناش، مناور الإضاءة (lanterns) والنهوية . والإنشاء الرئيسى للهيكل ، هو الإطار العرضى الذى تشكله الأعمدة والعارضات .

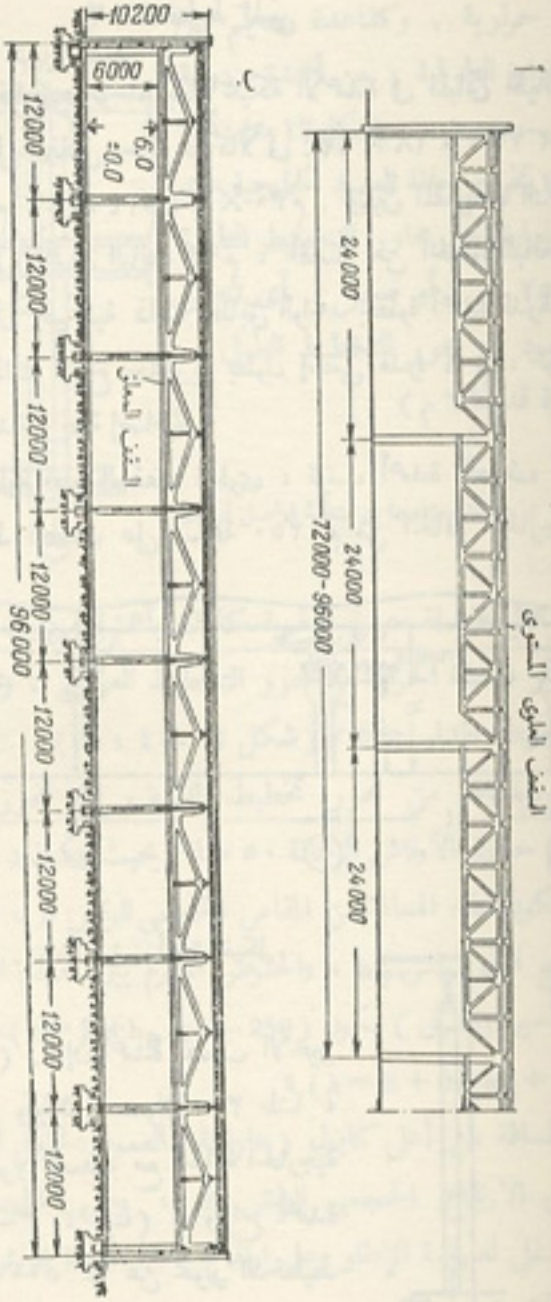
ويتم الحصول على الجسودة الفراغية والاستقرار للمبنى الهيكلى الوحيد الطابق ، بتثبيت الأعمدة فى الأسس وفى أماكن تلاحمها بالسقف العلوى الجامى فى مستواه .



شكل ١٢ – ١ . إنشاء مبنى صناعى مؤلف من طابق واحد ويحتوى على ونش رحال

وفى الاتجاه العرضى ، تؤمن الجسوءة الفراغية للمبنى بواسطة أطر عرضية (شكل ١٢ – ١ ، ب) وفى الاتجاه الطولى – بأطر طولية ، تشكلها نفس تلك الأعمدة وقطع السقف العلوى والعتبات التى تحمل الأوناش والأربطة العمودية (شكل ١٢ – ١ ، حـ) .

وقد تكون المبانى الصناعية ذات الطابق الواحد مزودة بسقف عتبى مستو بدون مناور مع أوناش مركبة على الأرضية أو وسائل نقل معلقة (شكل ١٢ – ٢) .

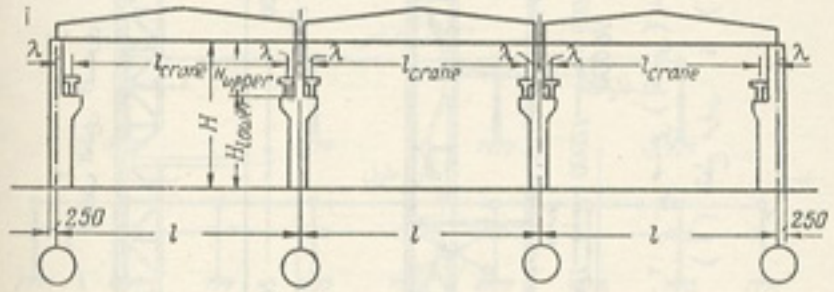


شكل ١٢ – ٢ . مبنى صناعى (إنشائى) بدون مناور يحتوى على سقف مسطح
(أ) مقطع عرضى ؛ (ب) مقطع طولى

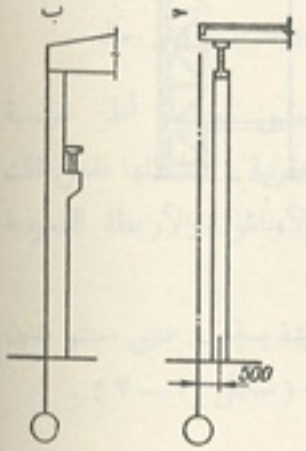
٢ – تخطيط المبنى

تبعاً لتكنولوجية الإنتاج ، تؤخذ أبعاد شبكة الأعمدة فى المبانى الهيكلية ذات الطابق الواحد المحتوية على أوناش رحالة ، كالآتى : ١٢ × ١٨ م ، ١٢ × ٢٤ م ، ١٢ × ٣٠م أو ٦ × ١٨م ، ٦ × ٢٤م ، ٦ × ٣٠م . وتبين المقارنات التكنيكية – الاقتصادية ، بأن خطوة الأعمدة البالغة ١٢م ، أفضل من الخطوة البالغة ٦ م . وكقاعدة ، تصمم المبانى الهيكلية ذات الطابق الواحد بخطوة أعمدة قدرها ١٢ م . وإذا استخدمت عند ذلك ألواح جدارية بطول إسمى قدره ٦ م ، توضع عند الصفوف الخارجية للأعمدة أربطة إضافية .

وللمحافظة على تشابه قطع السقف العلوى ، ترتب أعمدة الصف الأخير ، بحيث يمر محور تخطيط الصف على مسافة ٢٥٠ مم من الحافة الخارجية للعمود

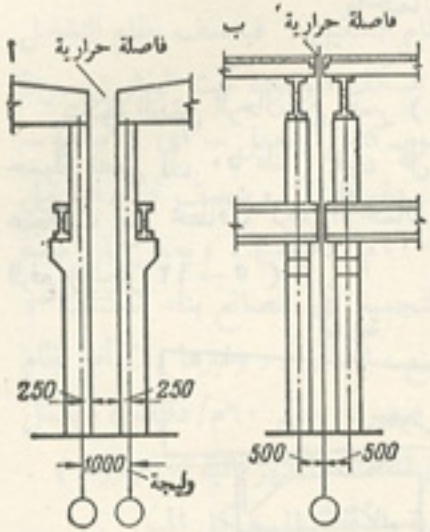


شكل ١٢ – ٣ . مخطط ترتيب أعمدة الهيكل



(شكل ١٢ – ٣ ، أ) . إن أعمدة الصف الأخير عند خطوة قدرها ٦ م وأوناش حمولتها ٣٠ طنًا ، ترتب بحيث ينطبق محور الصف مع الحافة الخارجية للعمود (شكل ١٢ – ٣ ، ب) . وتزاح أعمدة أطراف المبنى بمقدار ٥٠٠ مم عن محور التخطيط العرضى (شكل ١٢ – ٣ ، ح) .

وتقسم المبانى التى لها طول وعرض كبيران إلى بلوكات (أقسام) مستقلة بواسطة فاصلات حرارية . وكقاعدة ، يتم عمل فاصلة الحرارة الطولية ، من أعمدة مزدوجة مع وليجة – insert – ، (شكل١٢–٤،أ) . وعند ذلك تخرج حافة العمود الخارجية عند فاصلة الحرارة عن محاور التخطيط الطولية بمقدار ٢٥٠ مم (أو صفر ، أى تنطبق حافة العمود مع محور التخطيط الطولى – عند خطوة قدرها ٦ م) .



شكل ١٢ – ٤ . أعمدة مزدوجة فى منطقة فواصل الحرارة

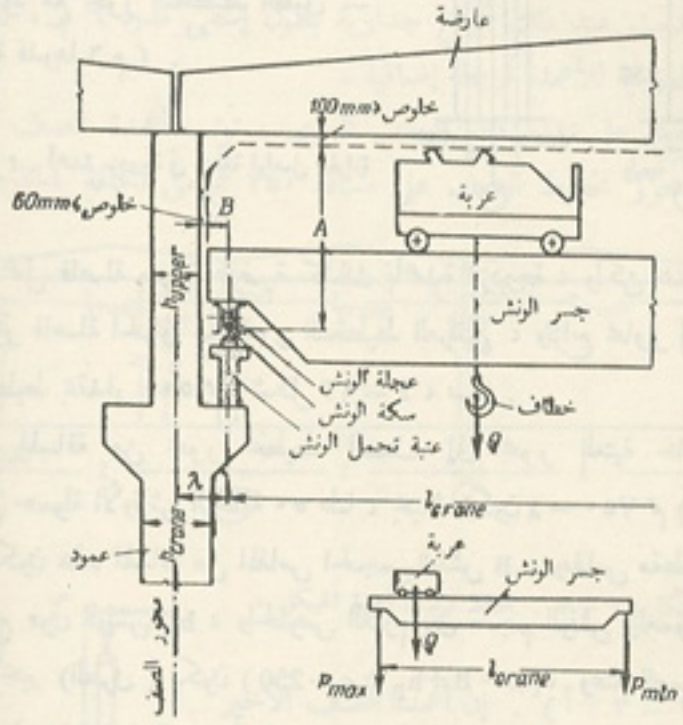
ويتم عمل فاصلة حرارة عرضية كذلك بأعمدة مزدوجة ، ولكن عند ذلك ، ينطبق محور فاصلة الحرارة مع محور التخطيط العرضى ، وتزاح محاور الأعمدة عن محور التخطيط بمقدار ٥٠٠ مم (شكل ١٢ – ٤ ، ب) .

تؤخذ المسافة من محور تخطيط الصف إلى محور العتبة حاملة الونش عندما تبلغ حمولة الأوناش الرحالة ٥٠ طنا ، بحيث تكون $\lambda = ٧٥٠$ مم (شكل١٢– ٥) . وتتكون هذه المسافة من المقاس الحجمى للونش B ، ومقاس مقطع العمود فى الجزء الواقع فوق الونش h_B ، والخلوص اللازم بين حجم الونش والعمود c . وعند العمود الأخير (الطرفى) يكون ($\lambda = B + h_B + c - 250$)، وعند العمود المتوسط يكون ($\lambda = B + 0.5\, h_B + c$) .

إن المسافة من أعلى كابول (عارضة) العمود الحامل للونش إلى قمة العمود ، تعتمد على الارتفاع الحجمى للونش A ، وعلى الخلوص بين حجم الونش والسطح السفلى لعارضة الإطار وعلى ارتفاع العتبة حاملة الونش وارتفاع القضيب مع ملحقات التثبيت .

البند الثانى والأربعون – معلومات عن الأوناش الرحّالة وأحمال الأوناش

يتكون الونش الرحال من جسر (كوبرى) يحتوى على أربع عجلات (عند حمولة تصل إلى ٥٠ طنا) فوق كل سكة منفردة عجلتان ، ومن عربة بأربع عجلات مع خطاف لرفع الأحمال بحبل تعليق جامىٌ أو مرن ومن معدات الرفع (شكل ١٢ – ٥) .



شكل ١٢ – ٥ . الرسم التخطيطى للونش الرحال وسكة الشغل

يتم انتقال الأحمال بعرض المبنى بحركة العربة على طول الجسر . أما انتقال الأحمال بمحاذاة امتداد المبنى ، فيتم بحركة الونش الرحال على السكك الموجودة تحت الونش .

ويمكن أن تبلغ حمولة الأوناش الرحالة ١٠ ، ٢٠ ، ٣٠ ، ٥٠ طنا وأكثر .

يجب التمييز بين الأوناش الرحالة تبعاً لنظام التشغيل . فيتصف نظام التشغيل الصعب للونش بسرعة تنقله الكبيرة على امتداد السكك الموجودة تحت الونش (بسرعة تزيد عن ١٠٠م / دقيقة) والتشغيل الشديد ليوم كامل بالعمل – أى ٢٤ساعة – (ورشات صهر المعادن ، وورشات الدلفنة . . وغيرها) . ويتصف نظام التشغيل المتوسط للونش بسرعة تنقل اعتبارية (حتى ١٠٠م / دقيقة) ، وبعمل أقل شدة نوعاً ما (الورشات الميكانيكية وورشات التجميع فى مصانع بناء المكنات ، مصانع المنشآت الخرسانية المسلحة السابقة الصنع ، العنابر . . وغيرها) . أما نظام التشغيل السهل للأوناش ، فيتميز بسرعة تنقل صغيرة (حتى ٦٠م/ دقيقة) وبعمل خفيف غير منتظم (أوناش التركيب فى مبانى المحطات الكهربائية . . وغيرها) .

ويقوم الونش الرحال بنقل الأحمال العمودية والأفقية إلى هيكل المبنى .

تتكون الأحمال العمودية من وزن الجسر وعربة الونش ، ومن وزن الحمل المرفوع ، وهى تنقل إلى السكك تحت الونش عن طريق عجلة جسر الونش . إن أقصى ضغط على عجلة الونش يظهر عند الوضع الطرفى للعربة مع أحمالها الكاملة على جهة واحدة من الجسر (انظر الشكل ١٢ – ٥) ، عند ذلك يكون الضغط على العجلة فى الجهة المقابلة أقل ما يمكن .

إن القيم المعيارية p^s_{max} ، وكذلك الوزن العام للجسر والعربة ، للأوناش المختلفة الحمولة والامتداد مبينة فى مواصفات الأوناش الرحالة . ويمكن إيجاد قيمة p^s_{min} ، باعتبار جسر الونش كعتبة مرتكزة على مسندين :

$$p^s_{min} = \frac{Q + Q_{truss} + G}{2} - p^s_{max} \qquad (١ - ١٢)$$

حيث Q – حمولة الونش ،

Q_{truss} – وزن الجسر ،

G – وزن العربة .

إن القوة الأفقية الناتجة عن الفرملة العرضية للعربة عند تعليق الحمل بحبل مرن ، تعيّن بموجب الصيغة التالية :

$$T^s_{trans} = \frac{Q+G}{20} \qquad (١٢ - ٢)$$

عند تعليق الحمل بشكل جاسئ ، تظهر بنتيجة فرملة العربة ، قوى قصور إضافية وتزداد القوة الأفقية :

$$T^s_{trans} = \frac{Q+G}{10} \qquad (١٢ - ٣)$$

تنتقل القوة الأفقية T^s_{trans} إلى سكة طرفية واحدة وتوزع بالتساوى على عجلتى الونش .

والقوة الأفقية الناتجة عن الفرملة الطولية للجسر

$$T^s_{long} = \frac{P^s_{max}}{10} \qquad (١٢ - ٤)$$

تنتقل على امتداد سكة الونش إلى كافة أعمدة مجمع الحرارة .

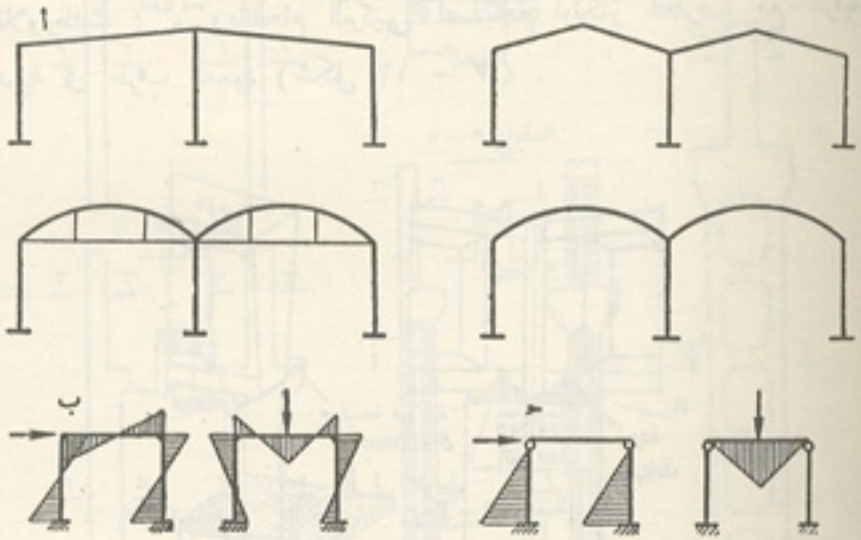
ويؤخذ معامل تجاوز التحميل عند حساب تصاميم المبنى بالنسبة لأحمال الونش العمودية والأفقية مساوياً لـ n = ١,٢ (عند Q > ٥ أطنان تؤخذ n = ١,٣) .

وتتعرض العتبات حاملة الونش عند حركة الونش ، إلى مؤثرات ديناميكية ، ناتجة عن وضع الأحمال بسرعة وعن الرجّات التى تحدث بسبب عدم استقامة سكة الونش ، وخاصة عند وصل قضيب السكة . لذلك ، فعند حساب السعة الحملية للعتبات حاملة الونش ، تضرب الأحمال التصميمية العمودية والأفقية الناتجة عن الونش فى المعامل الديناميكى k_{dyn} = ١,١ . ولا تنتقل المؤثرات الديناميكية الناتجة عن الونش الرحال إلى بقية قطع المبنى .

البند الثالث والأربعون ـ الأطر العرضية

١ ـ العارضات

قد تكون عارضات الأطر العرضية من حيث تصميمها ، مصمتة (العتبات) ، أو بفتحات (الجمالونات) . وتكون أماكن اتصال العارضات بقوائم الأطر ، جاسئة ، أو مفصلية . إن اختيار مخطط العارضة وتصميمها وطبيعة اتصالها بالقوائم ، تعتمد على قيمة الباع ونوع السقف وظروف الاستخدام . وقد يكون مخطط العارضات مستقيما أو منكسراً أو منحنياً ، مع وجود شدادات وبدون شدادات (شكل ١٢ ـ ٦ ، أ) .



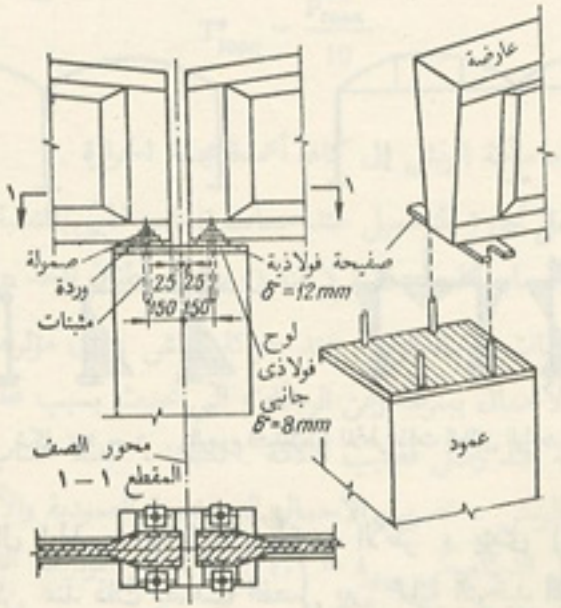
شكل ١٢ ـ ٦ . الرسوم التخطيطية للأطر ذات الطابق الواحد

إن الاتصال الجاسئ لعارضات وأعمدة الأطر ، يؤدى إلى تقليل عزوم الانحناء ، ولكن عند ذلك يصعب الفصل بين عملية التوحيد القياسى لعارضات وأعمدة الأطر ، وذلك لأن الأحمال المؤثرة على العمود ، تولد عزوم انحناء فى

العارضة أيضاً ، والأحمال المؤثرة على العارضة ، تولد عزوم انحناء فى الأعمدة أيضا (شكل ١٢ – ٦ ، ب) .

وفى الأطر المحتوية على اتصال مفصلى ، يمكن الفصل بين التوحيد القيامى للعارضات والأعمدة . وذلك لأنه فى هذه الحالة ، لاتولد الأحمال المؤثرة على قطعة ما ، عزوم انحناء فى قطعة أخرى (شكل ١٢ – ٦ ، حـ) . والاتصال المفصلى للعارضات مع الأعمدة ، يبسط من أشكالها ويسهل تصميم الوصلة ويسمح بإنتاج العارضات والأعمدة بالجملة فى المصانع . ويظهر بالنتيجة أن تصاميم الأطر الوحيدة الطابق ذات الوصل المفصلية ، أكثر اقتصادية وتستخدم باعتبارها وصلا نموذجية .

ويتم إنشائيا ، وصل العارضة بالعمود ، بمساعدة مسامير تثبيت لولبية (قلاووظات) ، وباللحام التركيبى لصفيحة ارتكاز العارضة مع الرقيقة المعدنية فى طرف العمود (شكل ١٢ – ٧) .

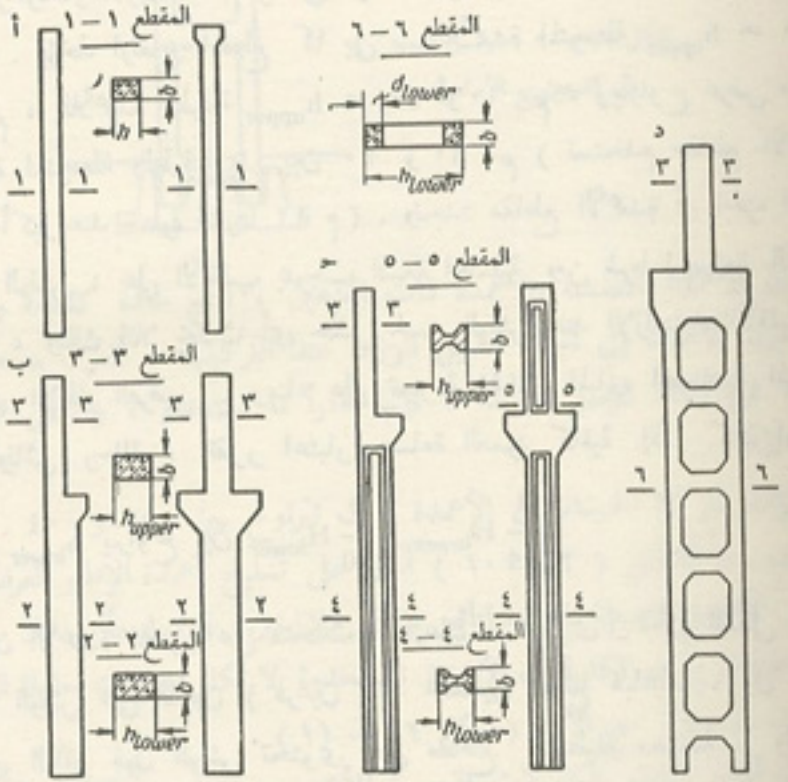


شكل ١٢ – ٧ . توصيل العارضات مع الأعمدة

عند الأبواع التى تصل إلى ١٨ م ، تستخدم عادة العتبات السابقة الإجهاد بمثابة عارضات ، وعند الأبواع التى قدرها ٢٤ م ، تستخدم الجمالونات أو العتبات ؛ وعند الأبواع الكبيرة تستخدم الجمالونات .

٢ – الأعمدة

قد تكون الأعمدة مصمتة – بمقطع مستطيل أو على شكل I ، أو تكون بفتحات – ذات فرعين (شكل ١٢ – ٨) .



شكل ١٢ – ٨ . أنواع الأعمدة

(أ) عمود للمبانى التى لا تحتوى على ونش ، (ب) أعمدة الونش ذات المقطع المستطيل ،
(حـ) أعمدة الونش التى تكون مقاطعها على شكل – I ، (د) عمود ونش ذو فرعين

تستخدم الأعمدة المصمتة عند وجود أوناش تصل حمولتها إلى ٣٠ طنًا ، وعندما يكون ارتفاع المبنى صغيراً نوعاً ما . أما الأعمدة ذات الفتحات ، فتستخدم عند وجود أوناش تزيد حمولتها على ٣٠ طنا ، وعندما يزيد ارتفاع المبنى على ١٢ م .

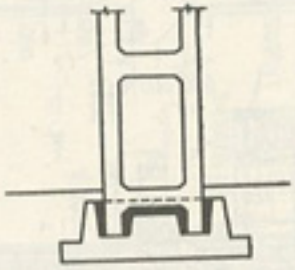
إن الأعمدة المصمتة المستطيلة المقطع ، بسيطة الإنتاج وتستخدم بمثابة أعمدة نموذجية ، مع أن الأعمدة التى مقطعها على شكل – I أكثر اقتصادية من حيث استهلاك الخرسانة بمقدار ٣٠٪ ومن حيث استهلاك قضبان التسليح بمقدار ٦٪ . ويعيّن مقطع العمود فى الجزء الواقع فوق الونش ، مع الأخذ فى الاعتبار ارتكاز العارضات مباشرة على طرف العمود دون إنشاء كابولات (consoles) خاصة . يؤخذ ارتفاع المقطع كما يلى : للأعمدة المتوسطة h_{upper} = ٦٠ أو ٨٠ سم ، للأعمدة الطرفية h_{upper} = ٤٠ أو ٦٠ سم ، ويتراوح عرض مقطع الأعمدة المتوسطة والطرفية b بين ٤٠ و ٦٠ سم (تستخدم مقاطع الأعمدة بأبعاد أكبر عند خطوة قدرها ١٢ م) . وتحدد مقاطع الأعمدة فى الجزء الواقع تحت الونش ، على الأغلب بموجب السعة الحملية ومن شرط الجساءة الكافية للعمود ، وذلك لئلا يحدث أى حشر لجسر الونش عند الإزاحات الأفقية فى مستوى الإطار العرضى . وبناء على تجربة تشغيل المبانى الصناعية المحتوية على أوناش رحالة ، تقرر اعتبار جساءة العمود كافية إذا كان ارتفاع المقطع h_{lower} يتراوح بين $\frac{1}{10} H_{lower}$ و $\frac{1}{14} H_{lower}$.

إن الأعمدة المحتوية على فتحات ولها فرعان ، تحتوى فى الجزء السفلى الواقع تحت الونش على قائمين (فرعين) ، متصلين بقطع مباعدة ، وفى الجزء العلوى الواقع فوق الونش تحتوى على مقاطع مستطيلة مصمتة . ولتقليل ارتفاع مقطع الأعمدة ذات الفرعين ، يسمح فى الجزء السفلى الواقع تحت الونش بإزاحة محور الفرع عن محور العتبة الواقعة تحت الونش ، ويؤخذ للأعمدة المتوسطة ارتفاع h_{lower} يتراوح بين ١٤٠ و ١٦٠ سم ، وللأعمدة الطرفية h_{lower}

يتراوح بين ٨٠ و ١٢٥ سم . عند ذلك يبلغ ارتفاع مقطع الفرع h_{sec} = ٢٥سم أو ٣٠ سم ، والعرض b = ٥٠ أو ٦٠ سم .

وتتراوح المسافة بين القطع المباعدة من ٢ إلى ٣ م . عند ذلك ، توضع القطع المباعدة بحيث يمكن المرور بسهولة بين الفروع فى المستوى الأرضى .

وينصح بوصل الأعمدة ذات الفرعين بالأسس ، بإنشاء جيبين مستقلين ؛ لأنه عند ذلك يتحقق أحسن تثبيت للعمود فى الأساس ، ويقل كثيراً حجم الخرسانة ، التى تملأ بها الخلوصات عند التركيب (شكل ١٢ – ٩) .



شكل ١٢ – ٩ . توصيل العمود ذى الفرعين مع الأساس

إن الأعمدة المصمتة والأعمدة ذات الفرعين ، تنتج عادة كقطعة واحدة. إن تجزئة الأعمدة إلى أجزاء لتقليل الوزن عند التركيب ، تقترن بصعوبات ناجمة عن إنشاء الوصل ، لذا ، فإنها نادراً ما تستخدم ، وللمبانى المرتفعة جداً فقط .

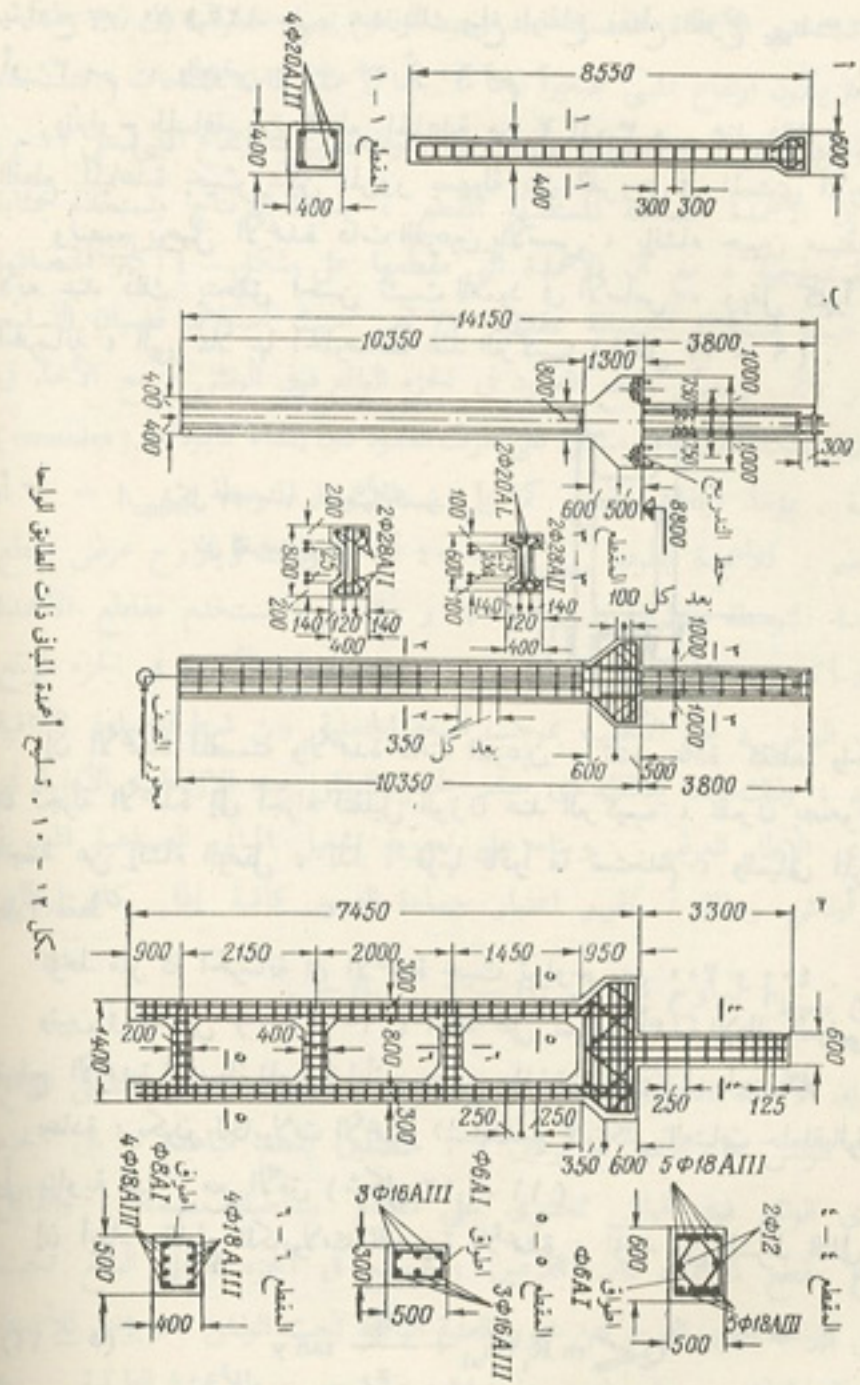
تؤخذ ماركة الخرسانة فى الأعمدة بحيث تتراوح بين ٢٠٠ و ٤٠٠ .

وتبين فى الشكل (١٢ – ١٠) أمثلة على تسليح أعمدة الإطار العرضى . وتسلح الأعمدة المتوسطة المعرضة لتأثير عزوم بإشارتين ، تسليحاً متماثلا .

وعادة ، يكون لكابولات الأعمدة المستخدمة لارتكاز العتبات حاملة الونش ميل بزاوية ٤٥° مع الأفق (شكل ١٢ – ١١) .

إن أبعاد مقاطع الكابولات القصيرة للأعمدة ، تؤخذ من الشرط التالى :

$$Q \leqslant m R_t b h_{01} + \frac{M}{z} \tan \gamma \qquad (١٢ - ٥)$$

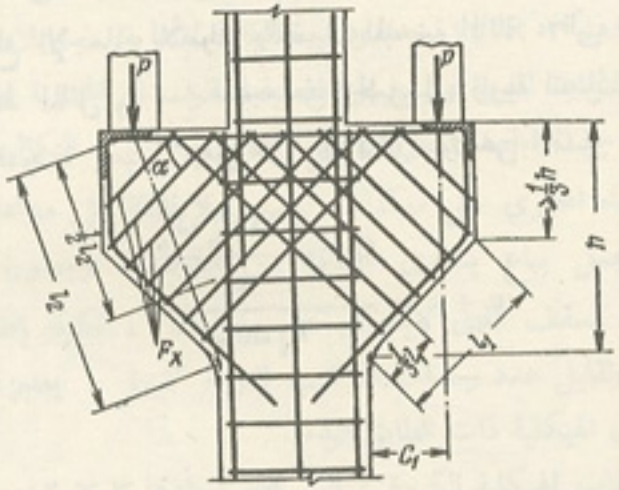


شكل ١٢ – ١٠ . تسليح أعمدة المباني ذات الطابق الواحد

حيث b ، h_{01} ، M ، z – العرض والارتفاع وعزم الانحناء وذراع الازدواج الداخلي في المقطع العمودي I – I ، المار بأقرب حافة إلى العمود من حافات رقعة انتقال الأحمال إلى الكابول ،

γ – زاوية ميل الحافة المنضغطة للكابول مع الأفق ،

m – معامل ظروف تشغيل الكابول ؛ عند وجود أوناش رحالة خاصة ذات نظام عمل صعب (بحبال تعليق جاسئة ، أوناش مغناطيسية وكباشة .. وغير ذلك) تؤخذ m = ١ ، وعند وجود أوناش عادية بنظام تشغيل ثقيل ومتوسط m = ١,٦ ، وعند وجود أوناش بنظام تشغيل سهل m = ٢,٢ .



شكل ١٢ – ١١ . تسليح كابولات الأعمدة التي تتحمل ثقل الونش

إن إجهاد التقبض (التغضن) (bearing stress) في أماكن انتقال الأحمال من العتبة حاملة الونش إلى الكابول ، يجب ألا يزيد على R_{pr} .

ويجب ألايقل ارتفاع مقطع الكابول عند الحافة الطليقة عن $\frac{1}{3}$ ارتفاعه في موضع اتصاله بالعمود .

ويتم اختيار مساحة مقطع قضبان تسليح الكابول الطولية F_s بموجب عزم الانحناء المؤثر فى موضع اتصال الكابول بالعمود ، بعد تكبيره بمقدار ٢٥٪ . عند ذلك ، تزود قضبان التسليح الطولية بمثبتات ملحومة على هيئة حلقات (وردات) أو زوايا .

أما الكابولات القصيرة ، فتسلح بأطواق مائلة بخطوة لاتزيد على ١٥٠مم ولاتتجاوز $\frac{1}{4}$ ارتفاع الكابول .

عند ($h > 2.5c_1$) تسلح الكابولات القصيرة بأطواق وقضبان منحنية أفقية، وهنا c_1 – هى المسافة من الحمل إلى أقرب حافة للعمود عند أسفل الكابول .

ويجب ألا يزيد قطر القضيب المنحنى على $\frac{1}{15}$ من طول الانحناء (٢٥مم) .

إن المقطع الإجمالى للأطواق والقضبان المنحنية المائلة ، التى تقطع النصف العلوى للخط المائل l_2 ، المتجه من الحمل إلى زاوية اتصال الحافة السفلى والكابول بالعمود ، يجب ألا يقل عن $0.002\ bh_o$ ولا عن المقدار التالى :

$$F_{st} + F_o = \frac{Q - \frac{0.15\ R_b\ bh_o^2}{c_2}}{R_s \sin \alpha} \qquad (٦-١٢)$$

حيث

$$c_2 = c_1 + \frac{h_o}{3} \ ; \qquad (٧-١٢)$$

α – زاوية ميل الأطواق أو القضبان المنحنية مع الأفق ، h_o – الارتفاع الفعال للكابول فى موضع الاتصال بالعمود .

البند الرابع والأربعون – تصاميم السقوف العلوية

١ – السقوف العتبية

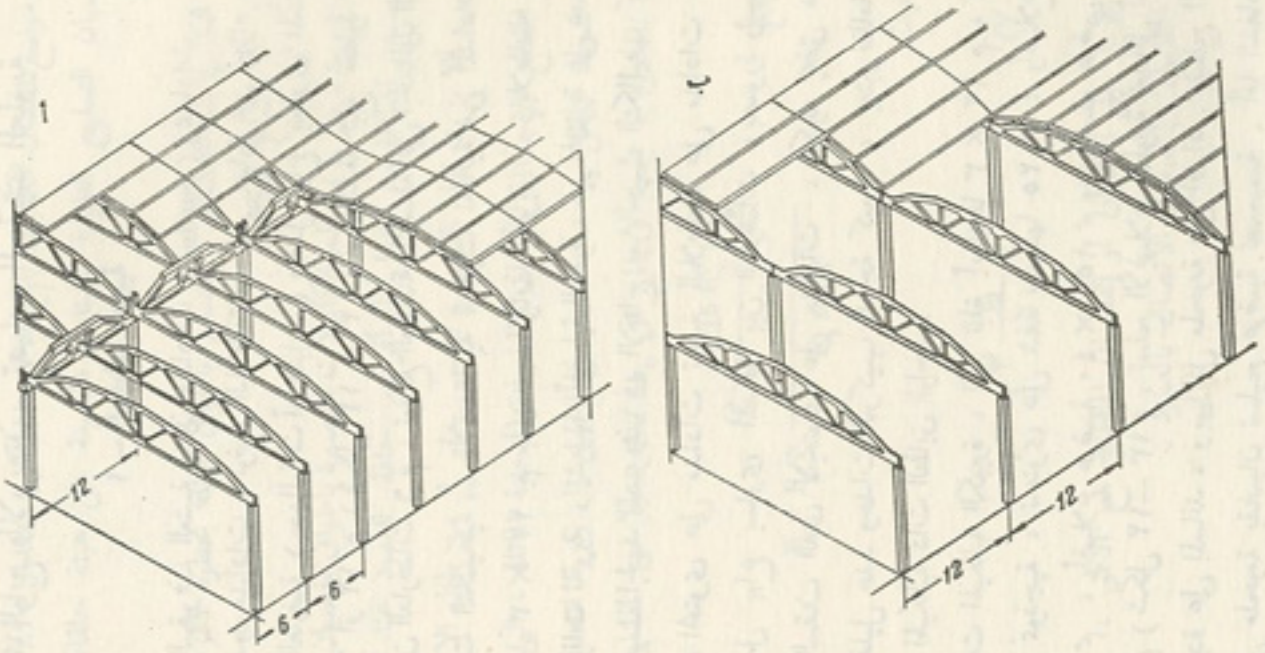
قد تكون السقوف العتبية بدون مدادات (purlins) وبمدادات . وعندما يكون الإنشاء بدون مدادات ، توضع البلاطات – وهى عبارة عن أجزاء هيكلية كبيرة – فوق العارضة (جمالونات أو عتبات) وتعمل بباع يساوى المسافة بين العارضات – ٦ أو ١٢ م (شكل ١٢ – ١٢) . وعندما تبلغ خطوة الأعمدة ١٢ م والمسافة بين العارضات ٦ م ، توضع العارضة المتوسطة على الجمالون الثانوى .

إن المقارنات التكنيكية – الاقتصادية للسقوف الخالية من المدادات عند بلاطات أبعادها ٣ × ١٢ م بدون جمالونات ثانوية ، وبلاطات أبعادها ٣ × ٦ م بجمالونات ثانوية ، تشير إلى أفضلية السقوف غير المحتوية على جمالونات ثانوية ، من حيث الجهد المصروف فى الإنتاج ومن حيث التكاليف كذلك .

فى الإنشاء المحتوى على مدادات توضع البلاطات على مدادات خرسانية مسلحة ، تعمل بباع يساوى المسافة بين العارضات وبصورة رئيسية ٦م.

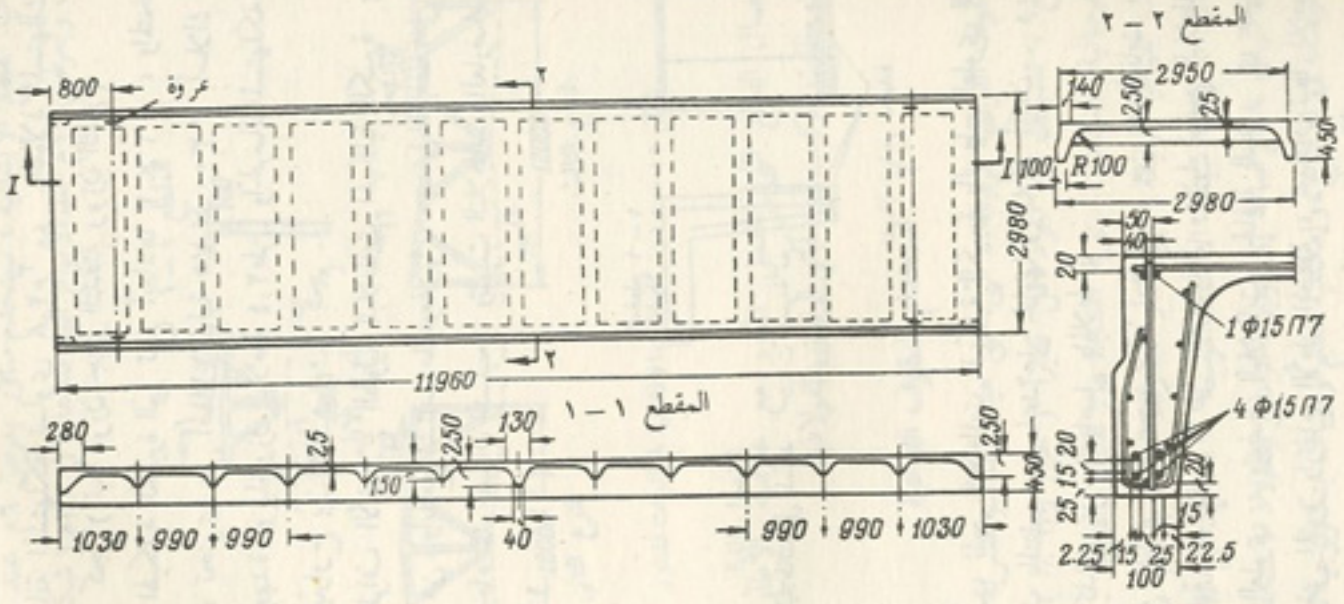
إن نظام السقف الذى لايحتوى على مدادات ، لكونه يحقق متطلبات تكبير القطع وتقليل عدد وحدات التركيب لدرجة كبيرة ، يعتبر نظاما أساسيا فى إنشاء المبانى الهيكلية ذات الطابق الواحد .

إن البلاطات الهيكلية الكبيرة ، التى تبلغ أبعادها ٣ × ١٢ م ، والمتخذة بمثابة بلاطات نموذجية ، تحتوى على شفة سمكها ٢٥ مم ، وأضلاع طولية ١٠٠ × ٤٥٠ مم ، وأضلاع عرضية ٤٠ × ١٥٠ مم وعلى ضلع عرضى متوسط ٤٠ × ٢٥٠ مم (شكل ١٢– ١٣) . تسلح الأضلاع الطولية بجدائل أو أسلاك فولاذية ، مشدودة على المساند ، وبهياكل ملحومة على انفراد . وتسلح الأضلاع العرضية بهياكل ملحومة بقضبان تسليح عرضية تصميمية . أما الشفاه فتسلح بشبكات ملحومة .



شكل ١٢ – ١٢ . مخطط السقوف

(أ) سقوف بجمالونات إضافية (ثانوية) ، (ب) سقوف بلا جمالونات إضافية

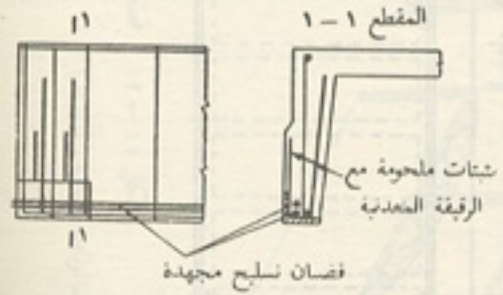


شكل ١٢ – ١٣ . تسليح بلاطة هيكلية كبيرة أبعادها ٣ × ١٢ م

إن الماركة المصممة للخرسانة هى ٤٠٠ و ٥٠٠ . ويبلغ وزن البلاطة ٧ أطنان . والخرسانة المستهلكة تساوى ٢,٨م^3 ، والفولاذ المستهلك يتراوح بين ٢٣٣ و ٣٣٤ كجم (تبعاً لوزن جهاز التدفئة ووزن الثلج) .

إن البلاطات الهيكلية الكبيرة التى تبلغ أبعادها ٣ × ٦ م ، والمتخذة بمثابة بلاطات نموذجية ، تحتوى على أضلاع طولية ٧٥ × ٣٠٠ مم بأسلاك أوجدائل أو قضبان تسليح مجهدة. ويبلغ وزن البلاطة ٢,٤طن. والخرسانة المستهلكة ٠,٩٥م^3 والفولاذ المستهلك يتراوح بين ٧٥ و ١٠٥ كجم .

وتوضع فى أطراف الأضلاع الطولية للبلاطات الهيكلية الكبيرة بنوعيها ، رقائق فولاذية مؤلفة من زوايا مع مثبتات ملحومة بها ، مهمتها المحافظة على الأضلاع من الانهيار عند إرخاء شد قضبان التسليح ، وتثبيت البلاطات بالعارضات بمساعدة اللحام (شكل ١٢ — ١٤) .

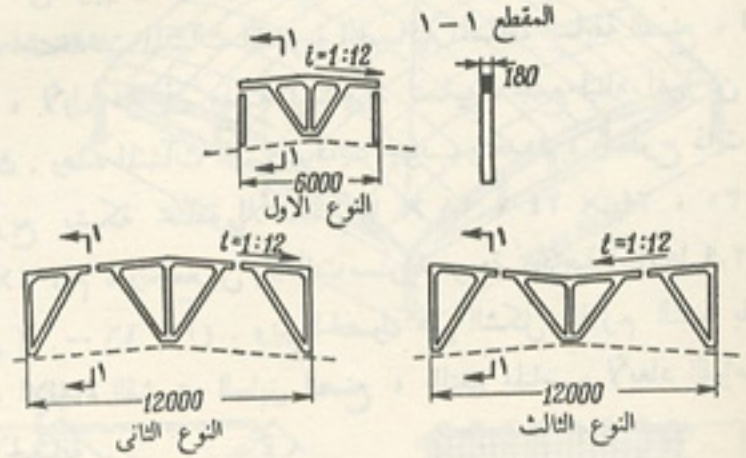


شكل ١٢ — ١٤ . الرقائق المعدنية فى الأضلاع الطولية للبلاطات على المساند

وعند التركيب ، تلحم البلاطات الهيكلية الكبيرة بالسطح العلوى للعارضات . إن وضع البلاطات بالتتابع ، يساعد على لحامها فى ثلاثة أركان . ويتم الاتصال بين البلاطات كذلك بملء الفواصل بالملاط .

وتتألف قطع المناور عند وجود سقف عتبى ، من جمالونات مناور وقوائم عرضية ، مثبتة فوق عارضات الأطر العرضية . وعليها توضع البلاطات الهيكلية الكبيرة للسقف العلوى . وتوضع البلاطات الحافية للمنور فى مستوى القوائم الطرفية . إن عرض المنور وارتفاع الأطر المحيطة ، يحددان تبعاً للإضاءة اللازمة للورشة . وعادة ، تتحقق الإضاءة اللازمة عندما يتراوح عرض المنور بين $0.3l$ و $0.4l$.

ولأجل توحيد القطع الإنشائية ، تستخدم مناور بعرض ٦م عند الأبواع التى تصل إلى ١٨م ، وبعرض ١٢م عند الأبواع التى قدرها ٢٤ و ٣٠م (شكل ١٢—١٥) .



شكل ١٢ — ١٥ . المخططات الإنشائية لجمالونات المناور

إن اتصال القطع التى تحمل المنور مع عارضة الإطار العرضى ، يتم بواسطة قلاووظات تركيب ثم لحام الرقائق الفولاذية .

٢ — استخدام السقوف الفراغية

إن السقوف الفراغية الرقيقة ، التى على هيئة منشآت قشرية خرسانية مسلحة سابقة الصنع ، تستهلك من المواد أقل كثيراً (حتى ٣٠ ٪) ، مما تستهلكه السقوف الخرسانية المسلحة المستوية المنتجة من القطع الطولية .

والسقوف الفراغية الرقيقة، هى أكثر السقوف فعالية بالنسبة للمبانى الهيكلية الوحيدة الطابق ، ذات شبكة الأعمدة الموسعة ، الخالية من الأوناش الرحالة، فى مثل هذه المبانى ، بالإضافة إلى توفير الخرسانة والفولاذ ، تتحقق قابلية الحركة التكنولوجية الواسعة فى الإنتاج ، وإمكانية تنظيم الورشات بتكنولوجية تتصف بالمرونة .

أما من حيث التكاليف والجهد المصروف فى التركيب ، فلا تزال المنشآت

القشرية السابقة الصنع لحد الآن ، متخلفة عن السقوف المستوية . إلا أنه عند ابتكار طرق مناسبة للبناء ، واستخدامها على نطاق واسع يمكن أن نتوقع الحصول على توفير فى التكاليف والجهد المصروف فى التركيب .

وقد استخدمت المنشآت القشرية الخرسانية المسلحة السابقة الصنع ، المزدوجة التقوس ، لأول مرة فى مدينة لينينجراد لتسقيف مجمع لبناء المساكن وجراج وغير ذلك . وهذه المنشآت القشرية ذات جوانب متعددة ، وسطوح ذات مسقط أفقى مربع بشبكة مختلفة للأعمدة ١٨ × ١٨ ، ٢٤ × ٢٤ ، ٣٠ × ٣٠ و ٣٦ × ٣٦ م ، وتجمع من بلاطات مستوية مربعة نموذجية أبعادها ٢,٩×٢,٩م (شكل ١٢ — ١٦ ، أ) . ويتم الحصول على الشكل اللازم الشبيه بالمعين ، لحافات الإنشاء القشرى السابق الصنع ، بالتغير المناسب لأبعاد الفواصل التى تملأ بالخرسانة .

وللبلاطات المستوية — قطع الإنشاء القشرى — ذات سمك يتراوح بين ٢٥ و ٣٠مم مع أضلاع ارتفاعها ١٨٠ مم بامتداد القطر وأضلاع صغيرة ارتفاعها ٨٠ مم على المحيط (شكل ١٢ — ١٦ ، ب) . تنتج البلاطات من خرسانة ماركتها المصممة ٣٠٠ و ٤٠٠ . وتوصل البلاطات ببعضها بلحام قطع قضبان التسليح البارزة من الأضلاع ، وباعداد وصل أنشوطية لشبكات تسليح البلاطات وملء الفواصل بالخرسانة .

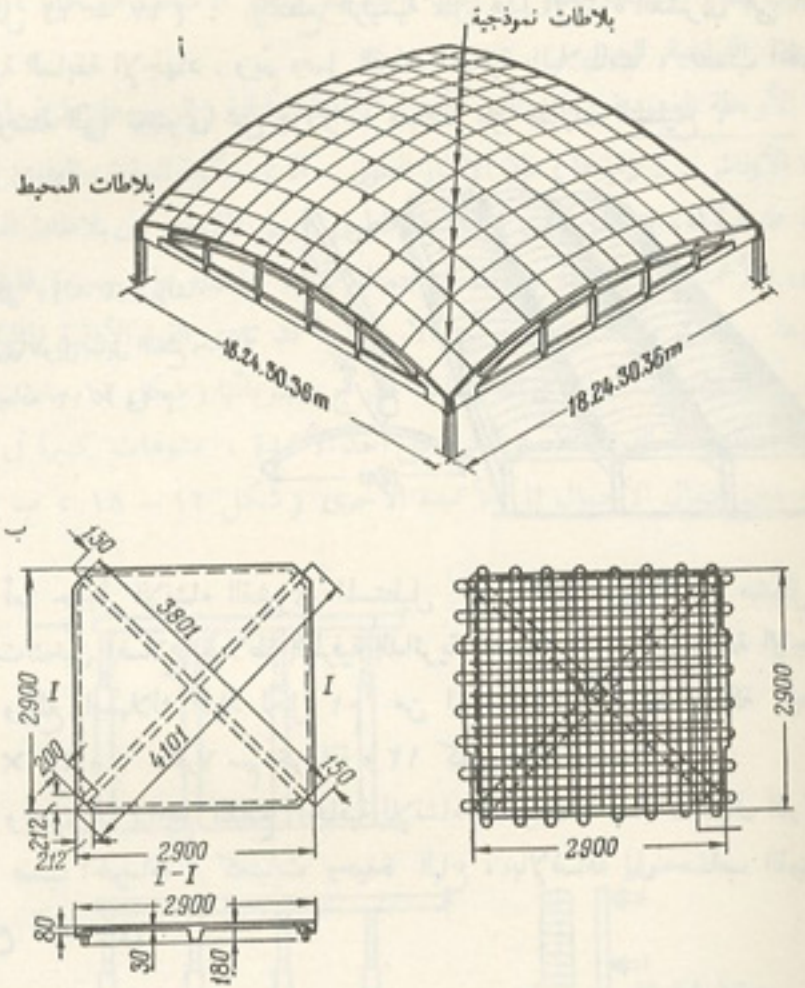
إن القطع المحيطية للإنشاء القشرى هى عبارة عن عقود (أو جمالونات) مسكّلة من نتوءات تثخين بلاطات المحيط ومن شدادات سابقة الإجهاد .

وفى المناطق الزاوية للإنشاء القشرى ، تقوم قضبان تسليح الأضلاع القطرية للبلاطات بتحمل قوى الشد الرئيسية .

يجرى تركيب الإنشاء القشرى على مساند معدنية خاصة* .

ونحصل على أقل استهلاك فى المواد لكل ١ م² من المسقط الأفقى للإنشاء

* يجرى فى الوقت الحاضر وضع تصاميم منشآت قشرية تركب بدون مساند .

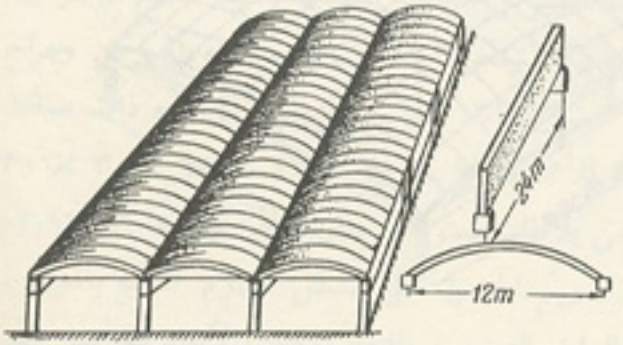


شكل ١٢ — ١٦ . إنشاء قشرى محدب منقول المقاطع ، مجمع من بلاطات مربعة الشكل
(أ) منظر عام ، (ب) بلاطة مضلعة

القشرى ، عند شبكة أبعادها ٢٤ × ٢٤ م ، ويساوى : ٧ سم خرسانة و٩,١٨ كجم لافوذ .

إن المنشآت القشرية الطويلة السابقة الصنع (الأسطوانية) للسقوف العديمة المناور ، عند شبكة أعمدة موحدة قياسيًا ١٢ × ١٨ ، ١٢ × ٢٤ و ١٢×٣٠ م ، يمكن تجميعها من قطع متشابهة نموذجية على هيئة بلاطات مضلعة دائرية المحيط

(شكل ١٢ – ١٧) . والقطع الرئيسية لمثل هذا الإنشاء القشرى هى القطع الحافية السابقة الإجهاد . ويتم وصل القطعة الحافية بالبلاطات ، بصب الخرسانة فى الوصلة التى تحتوى على بروزات متبادلة من قضبان التسليح .



شكل ١٢ – ١٧ . إنشاء قشرى طويل سابق الصنع ، أبعاده ١٢ × ٢٤ م

أما حاجز الإنشاء القشرى المستطيل فهو عبارة عن عقد (مشكل من نتوءات تثخين أضلاع البلاطة الطرفية الدائرية المحيط) مع شدادة سابقة الإجهاد.

ويبلغ استهلاك المواد لكل ١م٢ من المسقط الأفقى عند شبكة أبعادها ١٢ × ٢٤ م : ٧,٥٥ سم خرسانة و ١٢ كجم فولاذ .

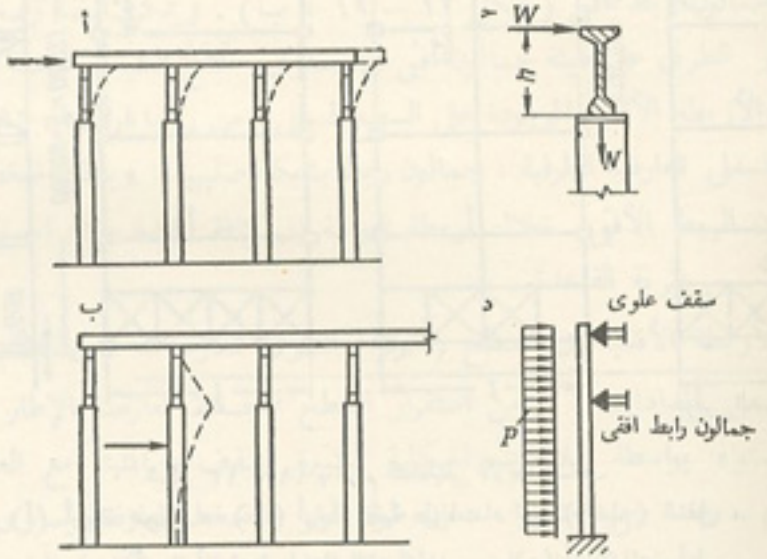
ويجب أن تراجع القطع الحافية للإنشاء القشرى ، تبعاً لأحمال التركيب قبل صب الخرسانة ، كعتبات وحيدة الباع ، بالإضافة إلى حساب القوى فى الوضع التصميمى .

البند الخامس والأربعون – نظام الأربطة

يدخل فى تكوين القطع الإنشائية للمبنى الهيكلى ذى الطابق الواحد ، نظام الأربطة العمودية والأفقية . إن مهمة الأربطة هى : (١) تأمين جسوءة السقف العلوى بأجمعه ، (٢) إعطاء الاستقرار للأوتار (للسطوح) المنضغطة لعارضات الأطر العرضية ، (٣) تحمل حمل الريح (wind load) المؤثر على أطراف المبنى ، (٤) تحمل قوى الفرملة الناتجة عن الأوناش .

إن نظام الأربطة يعمل فى وقت واحد مع القطع الأساسية للهيكل ، ويزيد الجسوءة الفراغية للمبنى .

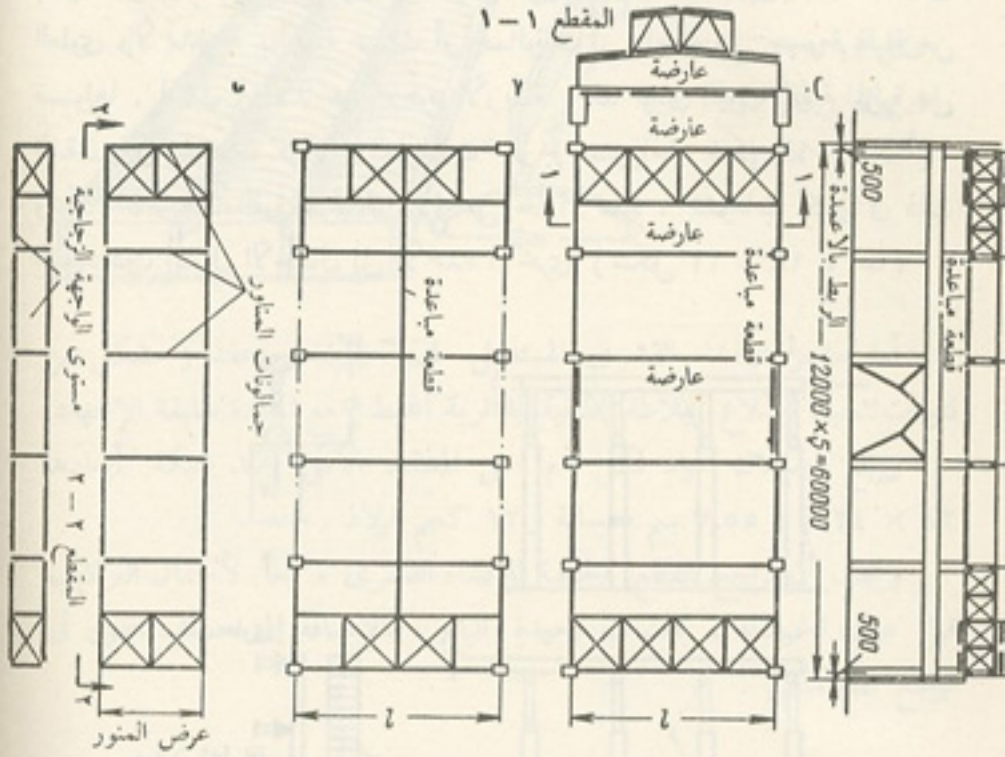
الأربطة العمودية . عند تأثير الأحمال الأفقية الطولية (الريح على طرف المبنى ، فرملة الأوناش ... وغيرها) فإن الإطار الطولى ، الذى يكون السقف العلوى بأجمعه بمثابة عارضة له ، يتحمل القوى فى الاتجاه الطولى . ويتم الالتحام بين بلاطات السقف العلوى والأعمدة ، بواسطة عتبات أو جمالونات ، حاصلة على جسوءة قليلة من مستواها . لذلك ، فعند عدم وجود الأربطة ، قد تؤدى القوة الأفقية المؤثرة على السقف إلى تشوهات كبيرة فى العارضات خارج مستوياتها (شكل ١٢–١٨ ، أ) ، ويمكن أن تحدث القوة العرضية المؤثرة على أحد الأعمدة ، تشوهات كبيرة فى ذلك العمود دون انتقال الأحمال إلى الأعمدة الأخرى (شكل ١٢ – ١٨ ، ب) .



شكل ١٢ – ١٨ . تشوهات الهيكل نتيجة لتأثير الأحمال الأفقية ، والرسوم التخطيطية للتشوهات

إن وضع نظام الأربطة العمودية للسقف على امتداد خط أعمدة المبنى ، يخلق سقفاً جاسئاً اتجاهه الطولى ثابت هندسياً .

إن جمالونات الربط العمودية المنتجة من زوايا فولاذية ، الواقعة بين قوائم إسناد العارضات ، توضع فى أبواع البلوك الطرفية وتربط بقطع مباعدة منتجة من زوايا ، بأعلى الأعمدة (شكل ١٢ — ١٩ ، أ) . أما شبكة جمالونات الربط ، المعدّة لتحمل القوى الأفقية ، المؤثرة إلى اليمين أو اليسار ، فتصمم بنظام صليبى .



شكل ١٢ — ١٩ . الرسم التخطيطى لأربطة السقف
(أ) أربطة عمودية ، (ب) أربطة أفقية عل امتداد الوتر (الضلع) السفل ،
(حـ) أربطة أفقية عل امتداد الوتر العلوى ، (د) أربطة المنور

عندما يكون ارتفاع العارضة فوق المسند قليلا (حتى ٨٠٠ مم) ، مع وجود ضلع ساند قابل لتحمل القوة الأفقية ، تنتج الأربطة الطولية على شكل قطع مباعدة بأعلى الأعمدة . وفى هذه الحالة ، يجب أن يكون لصفائح الاستناد

الفولاذية للعارضة ، لحام مع الرقيقة المعدنية للعمود ، محسوب لتحمل العزم $M = Wh$ وضغط الارتكاز N (شكل ١٢ — ١٨ ، حـ) .

وكذلك تزداد جسوءة هيكل المبنى فى الاتجاه الطولى ، بوضع أربطة عمودية بين الأعمدة فى كل صف طولى فى وسط بلوك الحرارة (شكل ١٢ — ١٩ ، أ). تنتج هذه الأربطة من الزوايا ، وتلحم الأربطة المائلة بالرقائق المعدنية للأعمدة .

الأربطة الأفقية على السطح (الوتر) السفلى لعارضات الأطر العرضية.

إن حمل الريح المؤثر على طرف المبنى ، يؤدى إلى انحناء أعمدة الجدار الجانبى . ولتقليل الباع التصميمى لهذه الأعمدة ، يستخدم السقف كمسند أفقى (شكل ١٢ — ١٨ ، د) . وفى المبانى العالية التى لها أبواع كبيرة جداً ، يكون من المنطقى ، عمل مسند أفقى للجدار الطرفى وفى مستوى السطح السفلى للعارضة ، ببناء جمالون ربط أفقى (شكل ١٢ — ١٩ ، ب) . ويمكن أيضًا وضع مستند للجدار الطرفى على هيئة جمالون أفقى فى مستوى سطح العتبات حاملة الونش . وتنتج الأربطة الأفقية الموجودة على السطح السفلى ، من زوايا فولاذية ، تشكل مع الوتر السفلى للعارضة الطرفية ، جمالون ربط بشبكة صليبية . وينتقل ضغط ارتكاز جمالون الربط الأفقى خلال أربطة عمودية إلى كافة أعمدة بلوك الحرارة ، ثم إلى الأسس وتربة القاعدة .

الأربطة الأفقية فى السطح (الوتر) العلوى للعارضات . فى نظام السقف الخالى من المدادات ، يؤمن استقرار السطح المنضغط لعارضة الإطار العرضى من مستواه بواسطة البلاطات الهيكلية الكبيرة للسقف ، المثبتة مع العارضات باللحام . وعند وجود مناور ، فإن طول الوتر المنضغط للعارضة يساوى عرض المنور . ولتأمين استقرار الوتر المنضغط للعارضات فى الأبواع الطرفية لبلوك الحرارة تشيد جمالونات أفقية من زوايا فولاذية وتوصل ببعضها بقطع مباعدة ، بأعلى مزلاج العارضات (شكل ١٢ — ١٩ ، حـ) . وفى هذه الحالة ، يؤخذ الطول الحر للوتر المنضغط للعارضات عند مراجعة الاستقرار من المستوى ، مساوياً لنصف عرض المنور .

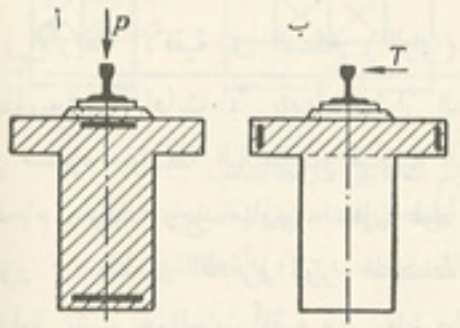
وإذا لم يمتد المنور إلى طرف بلوك الحرارة، لا يستخدم عندئذ جمالون الربط الأفقى عند الوتر العلوى للعارضات ، وذلك لأن البلاطات الخرسانية المسلحة للسقف العلوى ، خارج حدود المنور ، تشكل بنفسها حاجزاً جاسئا . عند ذلك ، تثبت قطع التباعد فى قطع سقف الباع الطرفى.

أربطة المناور. توحّد أطر المناور فى بلوك فراغى جاسئ بإقامة نظام الأربطة الفولاذية : أربطة عمودية — فى مستوى الواجهة الزجاجية ، وأربطة أفقية — فى مستوى سقف المنور (شكل ١٢ — ١٩ ، د) .

البند السادس والأربعون — العتبات حاملة الأوناش

إن امتداد العتبات حاملة الأوناش يساوى خطوة الأطر العرضية : ٦ أو ١٢م. والعتبات الخرسانية المسلحة حاملة الأوناش تكون منطقية عند وجود أوناش بنظام عمل متوسط تصل حمولتها إلى ٥٠ طنًا ، وعند وجود أوناش بنظام عمل سهل تبلغ حمولتها ١٠٠ طن وأكثر .

إن أفضل أشكال المقاطع العرضية للعتبة حاملة الونش ، هما المقطع الذى على هيئة — T (شكل ١٢ — ٢٠) والمقطع الذى على هيئة — I (شكل ١٢—٢٢) .



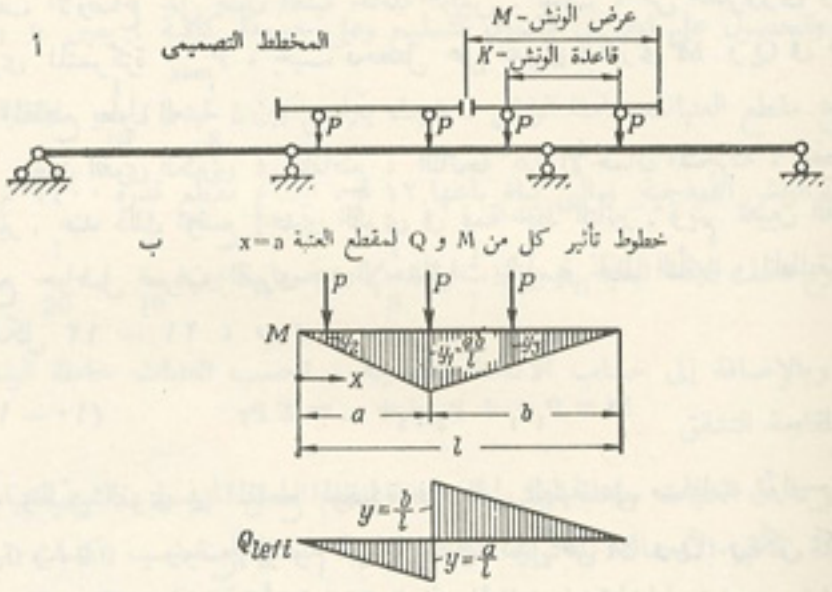
شكل ١٢ — ٢٠ . المقاطع المصممة لعتبة حاملة الونش : (أ) بالنسبة للأحمال العمودية ، (ب) بالنسبة للأحمال الأفقية

إن توسيع الشفة العليا للمقطع يزيد من جسوءة العتبة فى الاتجاه الأفقى ، ويقلل الإزاحات عند قوى الفرملة العرضية ، وكذلك يحسن ظروف تركيب وتشغيل الونش وسكك الونش .

كما أن استحداث شفة سفلى فى المقطع الذى على شكل — I ، يساعد على ترتيب قضبان التسليح المجهدة بسهولة ويؤمن مقاومة العتبة عند إرخاء الشد .

وطبقاً لمتطلبات تكنولوجية الإنتاج والتركيب ، تنتج العتبات حاملة الونش، السابقة الصنع ، بحيث تكون مقطعة ، مع وصلة فوق الأعمدة .

وتحسب العتبات حاملة الونش ، تبعاً للحمل الناتج عن ونشين متجاورين ، متساويين فى الحمولة ، وكذلك تبعاً للحمل الناتج عن الوزن الذاتى للعتبة ووزن سكك الونش . توضع الأحمال المتمركزة الناتجة عن الأوناش P_{max} على باع العتبة حاملة الونش ، مع الانتباه إلى إمكانية تقارب ونشين (شكل ١٢ — ٢١ ، أ) .



شكل ١٢ — ٢١ . حساب (تصميم) العتبة حاملة الونش

إن الأحمال التصميمية العمودية الناتجة عن الأوناش، تعين بأخذ معامل تجاوز التحميل $n = 1{,}2$ ، والمعامل الديناميكى $k_{dyn} = 1{,}1$ فى الاعتبار :

$$P_{max} = k_{dyn}\, n\, P^{s}_{max} \qquad (٨ — ١٢)$$

وتعيّن الأحمال التصميمية الأفقية المؤثرة على العتبة حاملة الونش عند الفرملة العرضية للونش ذى الأربع عجلات كما يلى :

$$T_{trans} = \frac{1}{2} k_{dyn} n T^{s}_{trans} \qquad (٩ - ١٢)$$

إن القوة الأفقية T_{trans} تؤثر على مستوى قبة الونش . ولكن لتسهيل الحساب ، وبإهمال تأثير اللامركزية القليل ، تعتبر تلك القوة مؤثرة على منتصف ارتفاع شفة المقطع الذى على شكل — T .

تعتبر الأحمال الناتجة عن الأوناش أحمالا متحركة ، ويمكن أن تأخذ مختلف الأوضاع على طول العتبة حاملة الونش . لذلك ، من الضرورى وضع القوى المتمركزة P_{max} ، بحيث نحصل على القوى الكبرى M و Q فى عدد من المقاطع بطول العتبة .

وتعين القوى الكبرى فى المقاطع ، الناتجة عن الأحمال المتحركة ، بخطوط التأثير . عند ذلك توضع إحدى القوى فى قمة خط التأثير . ويتم تعيين القوى بجمع حواصل ضرب القوى فى الإحداثيات الرأسية لخط التأثير ، المطابقة لها (شكل ١٢ — ٢١ ، ب)

$$M = P_1 y_1 + P_2 y_2 + \ldots = \Sigma Py \qquad (١٠ - ١٢)$$

وتعيّن القوى فى المقاطع الموجودة على طول العتبة على مسافات تتراوح بين $0.1\,l$ و $0.2\,l$ ، وتوضع الرسوم البيانية المطلقة لكل من M و Q .ويمكن كذلك استخراج الإحداثيات الرأسية للرسم البيانى المطلق من الجداول .

ويجرى اختيار مقاطع العتبة حاملة الونش ، تبعاً لتأثير الأحمال العمودية ، كما فى المقطع الذى على شكل — T ، وتبعا لتأثير الأحمال الأفقية ، كما فى المقطع المربع (للشفة فقط) .

وتتم مراجعة انحناء العتبات حاملة الونش بحسابها تبعا لتأثير الأحمال المعيارية (بدون أخذ المعامل الديناميكى فى الاعتبار) . إن انحناء العتبة يجب

ألا يزيد على $\frac{1}{600} l$ ويمكن حساب قيمة الانحناء فى منتصف الباع ، بواسطة الصيغة التقريبية التالية :

$$f = \frac{Ml^2}{10\,B} \qquad (١١ - ١٢)$$

حيث M — العزم الأكبر بموجب الرسم البيانى المطلق للعزوم ، الناتج عن الأحمال المعيارية (بدون أخذ المعامل الديناميكى فى الاعتبار) ،

B — جسوءة مقطع العتبة .

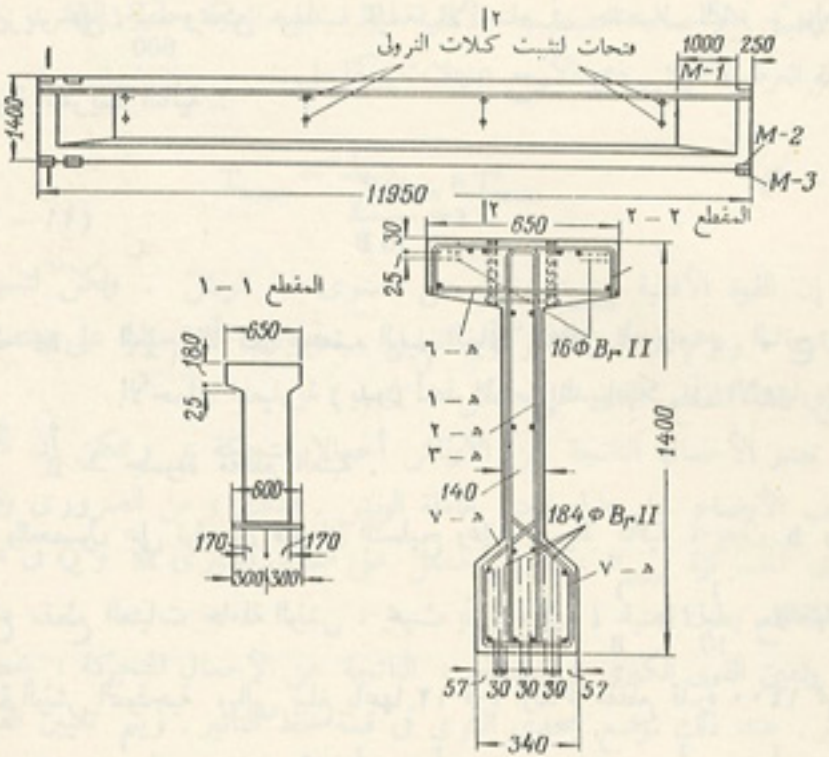
وللحصول على توفير فى قضبان التسليح وعلى جسوءة كافية ، يعين h وهو ارتفاع مقطع العتبات حاملة الونش ، بحيث يتراوح بين $\frac{1}{8} l$ و $\frac{1}{10} l$. وللعتبات حاملة الونش النموذجية ، التى يبلغ باعها ١٢ م ، ارتفاع مقطع قدره ١٤٠٠ مم .

ويتراوح سمك الشفة العليا h_{Π} بين $\frac{1}{7}$ h و $\frac{1}{8}$ h ، وعرضها b_{Π} بين $\frac{1}{10} l$ و $\frac{1}{20} l$.

وبالإضافة إلى حساب الانحناء والمقاومة ، تحسب العتبات حاملة الونش تبعاً لمقاومة التشقق .

وبما أن العتبات حاملة الونش المخصصة لنظام العمل المتوسط ، تشبه العتبات المعرضة لتأثير الأحمال المتكررة مرات عديدة ، فإنها تحسب كذلك تبعاً للتحملية . ويتلخص هذا الحساب فى تعيين الإجهادات فى الخرسانة وفى قضبان التسليح ، ومقارنتها مع المقاومات التصميمية المطابقة تبعاً للتحملية ، والمقررة بالمواصفات ، اعتماداً على الخاصية $\rho = \sigma_{min}/\sigma_{max}$.

وتسلح العتبات حاملة الونش السابقة الإجهاد بأسلاك أو جدائل أو قضبان تسليح عالية المقاومة من النوع A — IV مع الشد على المساند (شكل ١٢—٢٢).



شكل ١٢ – ٢٢ . عتبة حاملة الونش باعها ١٢ م

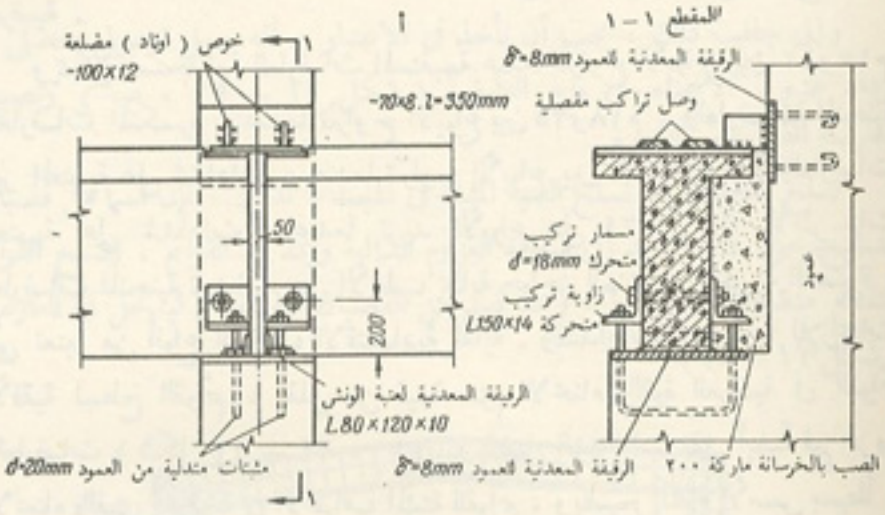
وتقوى العتبات فوق المساند بأضلاع (بتوسيع الأطراف) وبقضبان تسليح إضافية على هيئة أطواق من قضبان وشبكات ، تؤمن مقاومة الأطراف وصمودها للتشقق عند إرخاء الشد .

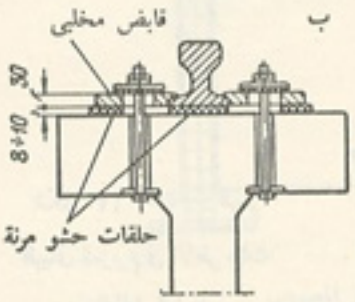
وتؤخذ الخرسانة بماركة مصممة قدرها ٤٠٠ و٥٠٠ . كما يتراوح وزن العتبة حاملة الونش ، التى يبلغ باعها ١٢ م ، بين ١٠ و١٢ طنًا .

وتنتج وصل العتبات حاملة الونش وأماكن اتصالها بالأعمدة ، بلحام رقائق فولاذية (شكل ١٢ – ٢٣) .

ولنقل قوى الفرملة الأفقية ، توضع فى الوصلة وصل تراكب مضلعة ، ملحومة بالصفائح المعدنية للعتبات وبالصفيحة المعدنية الخاصة للعمود .

ولتخفيف الضربات والصدمات المنتقلة إلى العتبة حاملة الونش عند حركة الونش الرحال ، وتقليل بلى السكك ، توضع بين العتبة حاملة الونش وبين السكة حشوة (بطانة) من قماش مطاطى بسمك يتراوح بين ٨ و ١٠مم . وبعد استقامة السكة تثبت فى العتبة ، بقلاووظات ، بمساعدة قطع خاصة (شكل ١٢ – ٢٣ ،ب) .



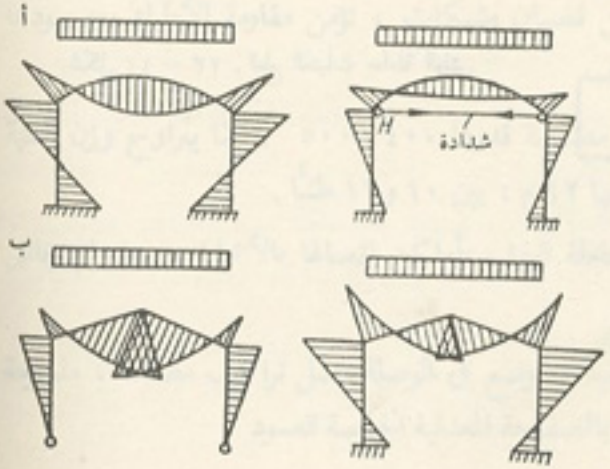


شكل ١٢ – ٢٣ . قطع العتبات حاملة الونش

البند السابع والأربعون ـ خصائص منشآت المبانى الهيكلية ذات الطابق الواحد ، المشيدة من الخرسانة المسلحة المصبوبة

إن الإنشاء الرئيسى الحامل لهيكل المبنى الوحيد الطابق، المشيد من الخرسانة المسلحة المصبوبة (كما فى الخرسانة المسلحة السابقة الصنع) هو الإطار العرضى. والسقف العلوى للمبنى ـ العتبى أو الفراغى ـ ينقل الحمل إلى الأطر العرضية .

ويمكن استخدام العارضات المستقيمة عندما تتراوح الأبواع بين ١٢و١٥م والعارضات المنكسرة ، عندما تتراوح الأبواع بين ١٥و١٨م ، والعارضات المنحنية غير المحتوية على شدادات ، عندما تتراوح الأبواع بين ١٨ و٢٤ م ، والعارضات المحتوية على شدادات ، عندما تزيد الأبواع على ٢٤م . إن الأطر ذات العارضات المنحنية تستخدم على الأغلب بمثابة حواجز للمنشآت القشرية القصيرة ، التى تعتبر من أنواع السقوف الاقتصادية للغاية . والشدادات ، بعرقلتها للإزاحات الأفقية لسطح القوائم ، تقلل من قيمة عزم الانحناء والقوة العرضية فى القوائم والعارضات (شكل ١٢ ـ ٢٤ ، أ) . وبفضل الشدادات تقل أيضاً قيم عزوم الانحناء والقوى العرضية فى الأطراف المثبتة للقوائم ، ويصبح إنشاء الأسس بسيطاً .

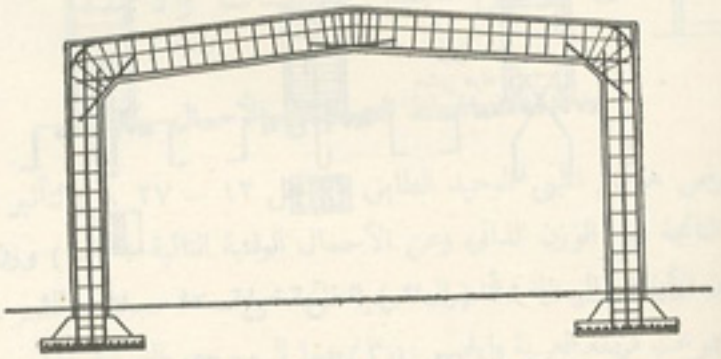


شكل ١٢ ـ ٢٤ . الرسم البيانى للعزوم فى الأطر ذات الطابق الواحد

وقد يكون توصيل قوائم الأطر المصبوبة بالأسس ، جاسئاً أو مفصليا . إن التوصيل الجاسئ المستحدث بوصل قضبان تسليح القوائم بالقطع المطابقة البارزة لقضبان تسليح الأساس ، يستخدم كقاعدة ، بالنظر لبساطته واقتصاديته . أما التوصيل المفصلى ، فيستخدم فى تلك الحالات ، عندما يظهر فى طرف العمود المثبت ، عزم انحناء كبير ، وتكون لتربة القاعدة سعة حملية صغيرة ، وتصبح أسس الإطار ثقيلة جداً . وعند التوصيل المفصلى يكون عزم العمود مساوياً للصفر ، مما يسمح بتقليل مقاييس الأساس .

وإلى جانب ذلك ، يجب أن نأخذ فى الاعتبار ، أنه بعمل توصيل مفصلى ، تزداد عزوم الانحناء فى باع العارضة (شكل ١٢ ـ ٢٤ ، ب) وتصبح العارضة أثقل بعض الشىء .

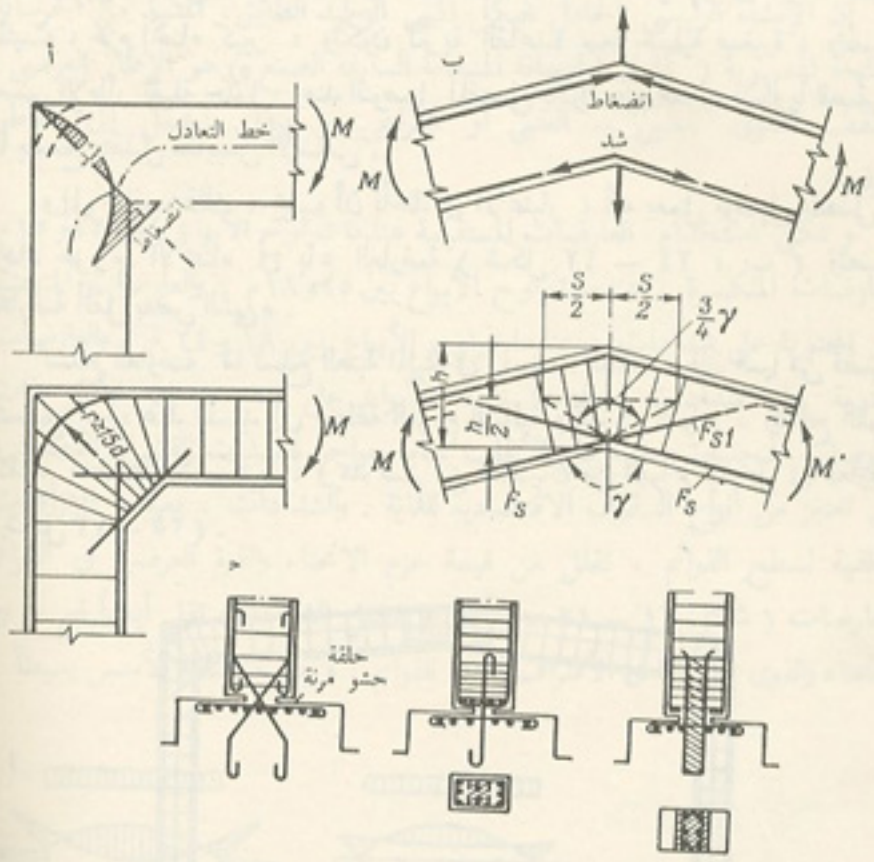
تسلح العارضة كما تسلح العتبة المثبتة فى المسند ، لذلك ، فإن قسما من قضبان التسليح يحول عند المسند إلى منطقة العزوم السالبة ويمد فى القوائم ، وتسلح القوائم كقطع منضغطة لامركزيا ، ويمد قسم من القضبان من القوائم ليدخل فى العارضة (شكل ١٢ ـ ٢٥) .



شكل ١٢ ـ ٢٥ . تسليح الإطار المصبوب

وعند تصميم الإطار ، يجب إعارة الاهتمام الرئيسى لمفاصله ومواضع اتصاله. إن وضع قضبان التسليح فى المفاصل يجب أن يطابق طبيعة القوى المؤثرة ، وفى نفس الوقت يؤمن سهولة مزاولة العمل . وفى موضع اتصال العارضة بالعمود ، تظهر

إجهادات شد كبيرة بعيداً عن الحافة . لذلك ، فإن قضبان التسليح المشدودة ، المحولة من القائم إلى العارضة ومن العارضة إلى القائم، تنجز بالتدوير ، وتمد إلى طول يحدد بموجب الرسم البيانى للعزوم (شكل ١٢ — ٢٦ ،أ) .



شكل ١٢ — ٢٦ . قطع تسليح عقد (مفاصل) الأطر ومفصلات المساند.

وفى منطقة انضغاط المفصل ، تظهر إجهادات موضعية كبيرة جداً ، تجعل من الأفضل إنتاج الزوايا الداخلة بحيث تحتوى على ميول — مشاطيف ، تقلل من الإجهادات الموضعية . وفى مثل هذا المفصل ، تمد قضبان التسليح المنضغطة للعارضة والقائم ، إلى عمق المفصل ، وتسلح المشاطيف بقضبان مستقلة . وتوضع القضبان العرضية (أو الأطواق) فى مفاصل الأطر على مسافات متقاربة . وفى المنشآت

الإطارية ، التى تكون فيها قيمة القوى صغيرة نوعاً ما ، لا تعمل المشاطيف لأن إعدادها يعقد مزاولة العمل بعض الشىء .

وفى المفاصل التى يكون فيها للعارضة انكسار ، مثلا فى القمم — apex — (شكل ١٢ — ٢٦ ، ب) ، تقوم القوى الموجودة فى قضبان التسليح السفلى المشدودة ، بإحداث محصلة قوى ، متجهة باتجاه منصف الزاوية الداخلة ، وتحت تأثيرها ، تحاول قضبان التسليح أن تعتدل وتطعن الخرسانة . ويجب أن تكون للزاوية الداخلة فى منطقة الشد ، قضبان تسليح عرضية ، كافية لتحمل هذه المحصلة .

يستحدث الاتصال المفصلى لقائم الإطار مع الأساس، بإنشاء مفصلة مبسطة (غير كاملة) . وفى هذا الموضع تقل أبعاد مقطع القائم إلى حد يتراوح بين $\frac{1}{2}$ و $\frac{1}{3}$ أبعاد المقطع الرئيسى وتوضع قضبان عمودية أو متقاطعة على المائل . أما أجزاء القائم والأساس القريبة من المفصلة ، فتقوى بشبكات عرضية (شكل ١٢ — ٢٦ ،جـ) .

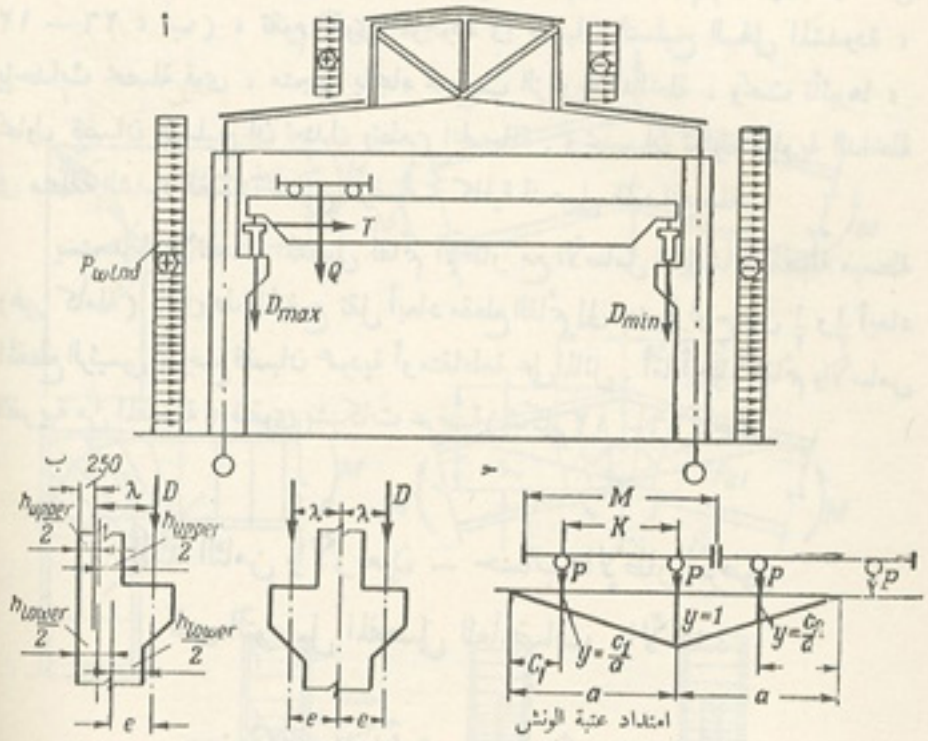
البند الثامن والأربعون — حساب الإطار العرضى ذى التوصيل المفصلى للعارضات والأعمدة

١ — المخطط التصميمى والأحمال

يتعرض هيكل المبنى الوحيد الطابق (شكل ١٢ — ٢٧ ،أ) لتأثير الأحمال الدائمية الناتجة عن الوزن الذاتى وعن الأحمال الوقتية التالية : (١) وزن الثلج ، (٢) وزن الأوناش الرحالة : أحمال عمودية ناتجة عن ضغط عجلات الجسر ، وأحمال أفقية تظهر عند فرملة العربة والجسر ، (٣) حمل الريح وهو الضغط الموجب والسالب للريح . وفى حالات خاصة قد يتعرض المبنى لتأثير قوى زلزالية ، تظهر نتيجة للهزات الأرضية ، ولمؤثرات أخرى خاصة .

فى المخطط التصميمى للإطار ، يعتبر توصيل العارضة بالعمود مفصليا ، وتوصيل العمود بالأساس ، جاسئاً . ويؤخذ ارتفاع الأعمدة مساوياً للمسافة من أعلى

الأساس إلى أسفل العارضة . وتحسب عارضة الإطار عند الاتصال المفصلى مع العمود ، بصورة مستقلة ، كعتبة وحيدة الباع أو جمالون وحيد الباع .



شكل ١٢ — ٢٧ . المخطط التصميمى الإنشائى للإطار مع حمل الونش

والغرض من حساب الإطار العرضى هو تحديد القوى فى الأعمدة واختيار المقاطع .

وتحسب الأحمال المخصصة لكل إطار عرضى من أطر الهيكل ، تبعاً للمسافة الموجودة بين الأطر .

(أ) الأحمال الدائمية الناتجة عن وزن السقف العلوى . تنتقل الأحمال الدائمية الناتجة عن وزن السقف العلوى إلى العمود ، كضغط الارتكاز العمودى للعارضة . ويجرى حساب هذه الأحمال بموجب مساحة التحميل المطابقة .

أما الأحمال العمودية N المؤثرة فى محور مسند العارضة ، فتنتقل إلى العمود

عند خروج الحافة الخارجية للعمود عن محور التخطيط بـ ٢٥٠مم ، بلامركزية قدرها : فى القسم العلوى فوق الونش $e = \frac{0.25}{2} = 0.125\ m$ (عند انطباقهما e = صفراً) ، وفى القسم السفلى تحت الونش : $e = \frac{h_{lower} - h_{upper}}{2} - 0.125$ (عند انطباق حافة العمود مع محور التخطيط $e = \frac{h_{lower} - h_{upper}}{2}$) . وعند ذلك تنشأ عزوم تساوى $Ne = M$.

(ب) الأحمال الوقتية الناتجة عن وزن الثلج . تعين أحمال الثلج على كل ١م^2 من السقف العلوى ، تبعاً لمنطقة البناء وجانبية السقف العلوى . ويحسب الضغط العمودى على العمود ، الناتج عن الثلج ، بموجب نفس مساحة التحميل ، التى حسبت بموجبها الأحمال الناتجة عن وزن السقف العلوى .

(حـ) الأحمال الوقتية الناتجة عن الأوناش الرحالة . تؤخذ الأحمال المؤثرة على عمود الإطار العرضى ، من ونشين رحالين فى وضع متقارب .

وتحسب الأحمال العمودية المؤثرة عن العمود ، الناتجة عن الأوناش الرحالة ، بموجب خطوط تأثير رد فعل مسند العتبة حاملة الونش. إن أكبر إحداثى رأسى لخط التأثير ، يقع فوق المسند ويساوى الوحدة . ويوضع أحد أحمال العتبة حاملة الونش فوق المسند . وتصبح الأحمال الأخرى موضوعة تبعاً للمسافة الموجودة بين عجلات الونش (شكل ١٢ — ٢٧ ، حـ) .

وهكذا ، يكون لدينا :

$$D_{max} = P_{max} \Sigma y \qquad (١٢ - ١٢)$$

وعلى العمود المقابل ، يؤثر فى نفس الوقت ضغط مقداره

$$D_{min} = P_{min} \Sigma y \qquad (١٢ - ١٣)$$

ينتقل الضغط العمودى D الناتج عن الأوناش، خلال العتبات حاملة الونش

إلى قسم العمود الواقع تحت الونش بلامركزية (شكل ١٢ — ٢٧ ، ب) مقاسة بالأمتار ، تبلغ قيمتها للعمود الطرفى $e = 0.25 + \lambda - 0.5h_{lower}$ (عند انطباق حافة العمود الخارجية مع محور التخطيط $e = \lambda - 0.5h_{lower}$) وللعمود المتوسط $e = \lambda$.

وتكون للعزوم المطابقة الناتجة عن أحمال الونش ، قيمة قدرها :

$$M_{max} = D_{max}\, e$$

$$M_{min} = D_{min}\, e$$

إن الأحمال الأفقية المؤثرة على العمود ، الناتجة عن فرملة ونشين رحالين فى وضع متقارب ، تنتقل من خلال العتبة حاملة الونش بنفس خطوط التأثير ، التى انتقل بها الضغط العمودى

$$T - T_{trans}\, \Sigma y \qquad (١٢ - ١٤)$$

(د) الحمل الوقتى للريح . تعين قيمة ضغط الريح على كل ١ م^2 من سطح الجدران والمنور ، تبعاً للمنطقة الجغرافية للمبنى وارتفاعه . ويؤثر من الجهة المعرضة للريح ، ضغط موجب ، ومن الجهة الواقعة تحت الريح ، ضغط سالب . إن الأجزاء الهيكلية الجدارية تنقل حمل الريح إلى الأعمدة ، على هيئة أحمال موزعة :

$$p_{wind} = q_{wind}\, a$$

حيث a — خطوة الأعمدة .

إن ضغط الريح المؤثر على المنور وعلى جزء الجدار الواقع فوق الأعمدة ، ينتقل إلى العمود على هيئة قوة متمركزة W ، مؤثرة فى أعلى العمود .

٢ — تعيين القوى مع الأخذ فى الاعتبار عمل هيكل المبنى فى الفراغ . حساب الأعمدة ذات الفرعين

إن الأطر العرضية لبلوك الحرارة ، المربوطة ببعضها بالسقف العلوى ، تعمل فى وقت واحد . والسقف الخرسانى المسلح السابق الصنع ، بنتيجة ربط البلاطات الهيكلية الكبيرة بلحام رقائق معدنية وملء الفواصل ، يصبح عبارة عن حاجز جاسئ فى المستوى الأفقى ، يربط من الأعلى كافة أعمدة الهيكل فى بلوك واحد يعمل فى ثلاثة أبعاد .

وتحت تأثير الأحمال ، تتشوه أعمدة الإطار العرضى المحمل ، ويحاول طرفها الأعلى أن ينزاح . وتبدى الأطر غير المحملة مقاومة ضد هذه الإزاحة ، ويصبح الطرف الأعلى للعمود المحمل ، بفضل عمل الهيكل فى الفراغ ، مرن الإزاحة .

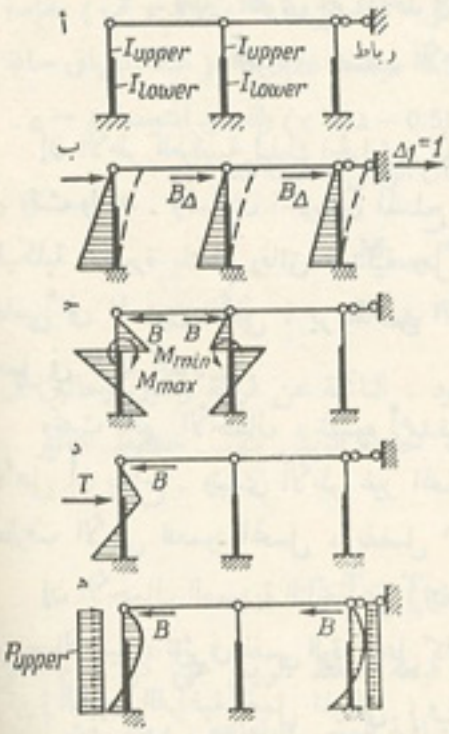
إن الأحمال العمودية الناتجة عن وزن السقف العلوى والثلج ، وكذلك أحمال الريح الأفقية ، تؤثر فى نفس الوقت على كافة أطر البلوك . عند مثل هذه الأحمال ، لاتبرز الطبيعة الفراغية لعمل الهيكل ، ويحسب كل إطار مستو بصورة مستقلة .

وعند أحمال الونش ، يحمّل فى الغالب إطار عرضى واحد من أطر البلوك ، وفى هذه الظروف ، يجب بالحساب ، أن نأخذ فى الاعتبار عمل الهيكل بأجمعه فى ثلاثة أبعاد . وتعتبر طريقة الإزاحات من أسهل الطرق لإجراء مثل هذا الحساب . وسيكون المجهول الوحيد هو Δ — الإزاحة الأفقية للإطار الأفقى المحمل . وبعد قضيب رابط باتجاه الإزاحة المجهولة ، نحصل على النظام الأساسى (شكل ١٢ — ٢٨ ،أ).

يتعرض النظام الأساسى لمؤثر يساوى الوحدة . عند ذلك يظهر فى الأعمدة رد فعل $B\Delta$ وعزوم انحناء (شكل ١٢ — ٢٨ ، ب) . ثم يحمل النظام الأساسى بالتتابع ، بالأحمال T ، M ، p_{upper} ، التى تحدث فوق القوائم ردود فعل وعزوم انحناء مطابقة (شكل ١٢— ٢٨ ، حـ ، د ، هـ) . إن قيم ردود الفعل فى الأعمدة ذات الفرعين والمصمتة ، ذات المقطع المتغير ، عند المسند العلوى الثابت ، يمكن أن تعين بموجب صيغ الملحق الرابع .

توضع لكل نوع من أنواع الأحمال ، معادلة تعبر عن مساواة ردود الفعل

شكل ١٢ – ٢٨ . الرسوم البيانية للعزوم فى النظام الأساسى



فى القضيب الرابط الأفقى ، للصفر ، لأن هذا الربط عبارة عن ربط صورى (غير موجود فى المخططات العملية) :

$$c_{vol}\, r_{11}\, \Delta + R_{1p} = 0$$

وهنا c_{vol} – معامل يأخذ فى الاعتبار عمل الإطار فى ثلاثة أبعاد عند أحمال الونش ، ويؤخذ عند خطوة أطر قـــدرها a = ١٢ ، مساوياً للمقدار c_{vol} = ٣,٤ . وعند a = ٦ ، مساوياً للمقدار c_{vol} = ٤ . ولكافة أنواع الأحمال الأخرى c_{vol} = ١ ،

r_{11} – مجموع ردود الفعل بأعلى الأعمدة ، الناتج عن إزاحة الطرف الأعلى Δ = ١ ،

R_{1p} – مجموع ردود الفعل بأعلى الأعمدة ، الناتج عن الأحمال .

ومن المعادلة نجد الإزاحة Δ ، ثم رد الفعل المرن للارتكاز

$$B_{elastic} = B + \Delta\, B_\Delta$$

وعندما يبلغ عدد أبواع الإطار ٣ وأكثر ، يعتبر المسند العلوى للأعمدة عند تأثير أحمال الونش ، كمسند ثابت وتؤخذ Δ = صفراً .

وتعين عزوم الانحناء فى مقاطع العمود ، كما فى العتبة الكابولية ، المحملة بأحمال خارجية وبرد فعل المسند $B_{elastic}$. وعادة ، تكون هناك ثلاثة مقاطع

تصميمية على طول العمود : 0 — 1 فوق كابول الونش ؛ 1 — 2 تحت كابول الونش ، 2 — 1 عند الأساس . وعند وجود أعمدة ذات فرعين ، بعد تعيين $B_{elastic}$ من حساب الإطار العرضى ، تحسب القوى M ، N ، Q فى المقاطع التصميمية ، بالنسبة للمحور الهندسى للأعمدة (كما للعمود المصمت) . أما القوى فى فروع الأعمدة وفى القطع المباعدة ، فتعين عند اختيار المقاطع .

وتوضع الرسوم البيانية للعزوم لكل نوع من أنواع الأحمال ، المؤثرة على الإطار . ثم يوضع جدول للقوى M ، N ، Q فى المقاطع التصميمية للأعمدة ، وتحدد المجموعات التصميمية للأحمال . إن الأحمال الدائمية الناتجة عن وزن السقف العلوى ووزن العارضة والوزن الذاتى للعمود ، تؤثر دائماً ، وتؤخذ الأحمال الوقتية فى مجاميع حرجة – مع الأخذ فى الاعتبار معاملات الجمع المطابقة ، للمجاميع الإضافية والخاصة من الأحمال .

إن الأحمال الوقتية الناتجة عن الثلج وجسر (كوبرى) الونش والرياح هى من الأحمال المؤثرة لمدة قصيرة .

إن التأثير الآنى لأربعة أوناش رحالة (بغض النظر عن حساب الأحمال الأخرى المؤثرة لمدة قصيرة) يجب أن يبحث فى مجموعة إضافية .

وبموجب القوى المستخرجة يجرى اختيار مقاطع الأعمدة حسب صيغ الانضغاط اللامركزى مع أخذ تأثير الانحناء فى الاعتبار .

يؤخذ الطول التصميمى للأعمدة المصمتة مساوياً لما يلى :

لأعمدة المبانى المزودة بونش :

(ا) فى مستوى الإطار العرضى لجزء العمود الواقع تحت الونش ، عند أخذ أحمال الونش فى الاعتبار $l_o = 1.5H_{lower}$ ، وللجزء الواقع فوق الونش $l_o = 2.5H_{upper}$

(ب) خارج مستوى الإطار العرضى لجزء العمود الواقع تحت الونش ، عند عدم وجود أربطة $l_o = 1.2H_{lower}$ ، وعند وجود أربطة $l_o = 0.8H_{lower}$ ؛ للجزء الواقع فوق الونش $l_o = 2H_{upper}$.

لأعمدة المبانى الخالية من الأوناش :

فى المبانى ذات الباعين والمتعددة الأبواع $l_o = 1.2H$، فى المبانى الوحيدة الباع $l_o = 1.5H$.

وتتم مراجعة استقرار الأعمدة خارج مستوى الإطار العرضى ، كما للقطعة المنضغطة مركزيًا تبعاً لتأثير القوة الطولية N دون أخذ عزم الانحناء M فى الاعتبار.

وكذلك تراجع الأعمدة تبعاً للقوى عند الشحن والتركيب .

يجرى اختيار مقاطع قوائم الأعمدة ذات الفرعين ، تبعاً لإشارة القوة الطولية — بموجب صيغ الانضغاط اللامركزى مع أخذ الانحناء الطولى فى الاعتبار ، أو بموجب صيغ الشد اللامركزى .

إن القوى الطولية فى قوائم العمود ذى الفرعين تساوى :

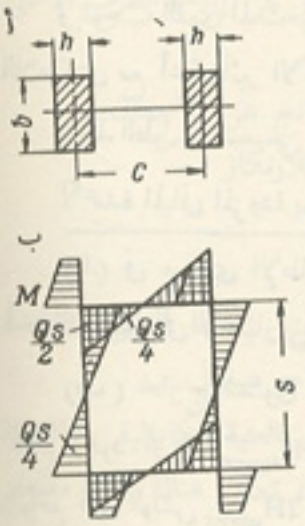
$$N_{stand} = \frac{N}{2} \pm \frac{M\eta}{c} \qquad (١٢-١٥)$$

حيث N و M — القوى التصميمية الناتجة عن الأحمال بامتداد محور العمود ذى الفرعين ،

η — معامل يأخذ فى الاعتبار تأثير الانثناء (راجع الفصل الخامس) ،

c — المسافة بين محاور القوائم (تباعد فروع العمود) .

عند تعيين المعامل η يجب أن يدخل فى الصيغة الحسابية نصف قطر القصور الذاتى المكافئ r_{inert} ، الذى يأخذ فى الاعتبار تأثير قابلية انثناء القوائم فى مستوى انحناء العمود ذى الفرعين ، كما للمقطع المؤلف (شكل ١٢ — ٢٩ ، أ) . وتعتمد قيمة r_{inert} على نصف قطر القصور الذاتى لمقطع الجزء السفلى للعمود r_{lower}



شكل ١٢ — ٢٩ . حساب (تصميم) عمود ذى فرعين

$$r^2_{lower} = \frac{J_{lower}}{2F_c} = \frac{c^2}{4}$$

وعلى نصف قطر القصور الذاتى لمقطع القوائم r_{stand}

$$r^2_{stand} = \frac{h^2}{12}$$

إن قابلية الانثناء المكافئة ، للعمود المؤلف ، تساوى :

$$\lambda^2_{tr} = \lambda^2_{lower} + \lambda^2_{stand} \qquad (١٢-١٦)$$

أو

$$\frac{H^2_{lower}}{r^2_{inert}} = \frac{H^2_{lower}}{r^2_{lower}} + \frac{s^2}{r^2_{stand}} \qquad (١٢-١٧)$$

حيث s — خطوة القطع المباعدة .

وبعد تعويض قيم r^2_{lower} و r^2_{stand} والقسمة على H^2_{lower} ، نحصل على ما يلى :

$$\frac{1}{r^2_{inert}} = \frac{4}{c^2} + \frac{12}{n^2h^2}$$

ومن هنا ينتج أن :

$$r^2_{inert} \frac{c^2}{4\left(1 + \frac{3c^2}{n^2h^2}\right)} \qquad (١٢-١٨)$$

حيث n — عدد فتحات (panels)العمود ذى الفرعين .

إن عزم انحناء فروع العمود ذى الفرعين (عندما تقع النقطة الحاملة للعزوم

فى منتصف ارتفاع الجزء الهيكلى (شكل ١٢– ٢٩ ، ب) يساوى .

$$M = \frac{Q_s}{4} \qquad (١٢ - ١٩)$$

وعزم انحناء القطعة المباعدة يساوى مجموع عزوم الفروع فى المفصل ، وعندئذ يكون :

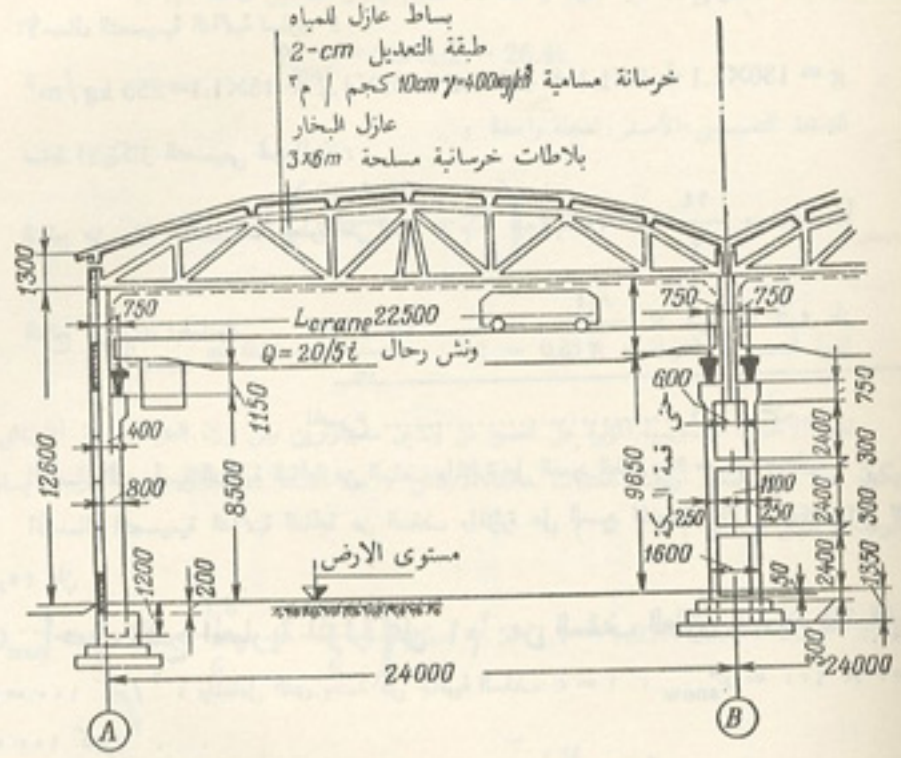
$$M_{dis} = \frac{Q_s}{2} \qquad (١٢ - ٢٠)$$

والقوة العرضية للقطعة المباعدة ، تساوى :

$$Q_{dis} = \frac{2\,M_{dis}}{c} = \frac{Q_s}{c} \qquad (١٢ - ٢١)$$

البند التاسع والأربعون – مثال على حساب الإطار العرضى
(المثال الثامن عشر)

يطلب حساب إطار عرضى لهيكل مبنى صناعى ذى باعين (شكل ١٢ – ٣٠) ، مجهز بأوناش رحالة حمولتها ٢٠/٥ طن بنظام عمل متوسط . يبلغ كل من باعى المبنى ٢٤ م وخطوة الأعمدة ٦ م . مقطع الأعمدة الخارجية مستطيل ، والأعمدة المتوسطة ذات فرعين . عارضة الإطار العرضى عبارة عن جمالونات خرسانية مسلحة وزنها ٨٫٤ طن . السقف العلوى مؤلف من بلاطات هيكلية كبيرة من الخرسانة المسلحة ، عرضها ٣ م . والعارضات حاملة الونش ، خرسانية مسلحة وزنها ٥ أطنان . السقوف مصنوعة من مواد لفائفية ، والطبقة العازلة من الخرسانة المسامية $\gamma = ٤٠٠$ كجم/م^3 بسمك ١٠ سم . حمل الريح يتبع المنطقة الجغرافية الأولى . وزن طبقة الثلج حسب المنطقة الثالثة (بموجب المواصفات الحكومية السوفييتية لسنة ١٩٦٢) .



شكل ١٢ – ٣٠ . المقطع العرضى للمبنى

(أ) المخططات التصميمية موضحة فى الشكل (١٢ – ٣٢ ، أ) :

ارتفاع الأعمدة من أسفل العارضة إلى الكابول حامل الونش ، يساوى ١٫٤ م ، ومن الكابول حامل الونش إلى حافة الأساس ٨٫٧ م . الارتفاع العام للأعمدة ١٢٫٨ م .

(ب) حساب الأحمال : الأحمال المعيارية الدائمة ، المؤثرة على ١ م^2 من السقف العلوى ، هى :

الوزن الذاتى للبلاطات الهيكلية الكبيرة من الخرسانة المسلحة	١٣٠ كجم/م^2
المادة العازلة للرطوبة	٥ كجم/م^2
الطبقة العازلة من الخرسانة المسامية ١٫٠ × ٤٠٠	٤٠ كجم/م^2
الطبقة الأسفلتية التحتانية ٢ سم	٣٥ كجم/م^2
بساط من مواد لفائفية	١٥ كجم/م^2
g^s =	٢٢٥ كجم/م^2

الأحمال التصميمية الدائمية تساوى :

$$g = 130\times1.1 + 5\times1.1 + 40\times1.2 + 35\times1.2 + 15\times1.1 = 255\ kg/m^2$$

ضغط الارتكاز التصميمى للجمالون :

الناتج عن وزن السقف عند خطوة أمار قدرها ٦ م : ٠,٢٥٥ × ٦ × $\frac{٢٤}{٢}$ = ١٨ طناً

الناتج عن وزن الجمالون .... ١,١ × $\frac{٨,٤}{٢}$ = ٤,٦ طن

المجموع ..... ٢٢,٦ طن

الأحمال التصميمية الدائمية الناتجة عن السقف والمؤثرة على العمود الطرفى N_g = ٢٢,٦ طن .

الأحمال التصميمية الدائمية الناتجة عن السقف والمؤثرة على العمود المتوسط N_g = ٢ × ٢٢,٦ = ٤٥,٢ طن .

أحمال الثلج المعيارية المؤثرة على ١م٢ من السقف العلوى : وزن طبقة الثلج p = ١٠٠ كجم/م٢ ، والمعامل الذى يعتمد على جانبية السقف c = ١ ، p^s_{snow} = ١٠٠ × ١ = ١٠٠ كجم/م٢ .

أحمال الثلج التصميمية p_{snow} = ١٠٠ × ١,٤ = ١٤٠ كجم/م٢ .

الأحمال التصميمية الناتجة عن الثلج والمؤثرة على العمود الطرفى :

$$N_{snow} = 0.14\times6\times\frac{24}{2} = 10\ t$$

الأحمال التصميمية الناتجة عن الثلج والمؤثرة على العمود المتوسط :

$$N_{snow} = 2\times10 = 20\ t$$

الأحمال الناتجة عن الونش الرحال : باع الونش يساوى $l_{crane} = (l - 2\lambda)$ = ٢٤ − ٢ × ٠,٧٥ = ٢٢,٥ م , وعندما تبلغ حمولة الونش ٢٠ طناً ، فإن ضغط الارتكاز المعيارى لعجلة واحدة طبقاً للمواصفات القياسية يساوى P^s_{max} = ٢٢ طناً . وزن العربة ٨,٥ طن . وزن الونش العام (مع العربة) ٣٦ طناً . المسافة بين عجلات الجسر على امتداد سكة الونش k = ٤,٤ م ، الطول الكلى للونش (على امتداد سكة الونش) ٦,٣ م ، المسافة الصغرى بين عجلات ونشين متجاورين B = ٦,٣ − ٤,٤ = ١,٩ م .

الضغط التصميمى الأكبر لعجلة واحدة عند معامل تجاوز التحميل n = ١,٢ :

$$P_{max} = 22\times1.2 = 26.4\ t$$

الضغط التصميمى الأصغر لعجلة واحدة :

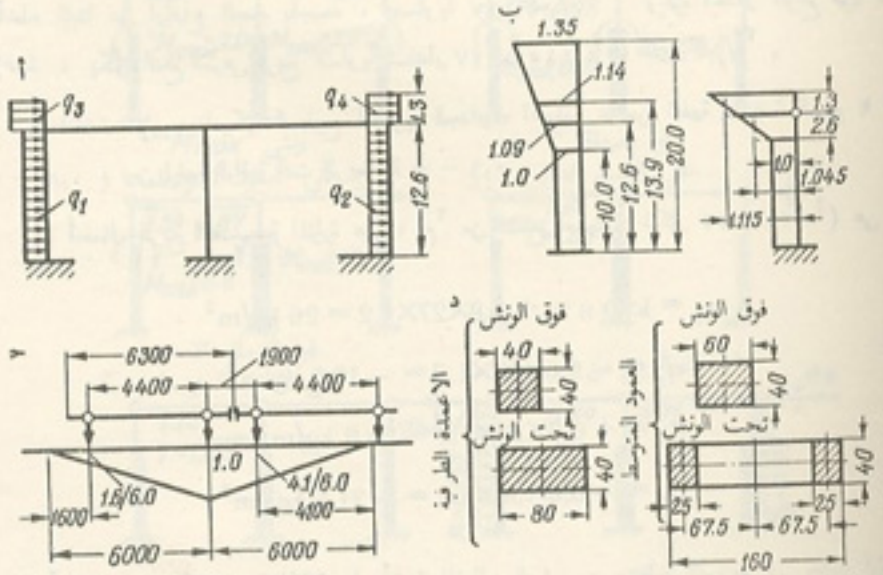
$$P_{min} = \left(\frac{20+36}{2} - 22\right) 1.2 = 7.2\ t$$

القوة التصميمية للفرملة :

$$T_{trans} = 0.5\ \frac{20+8.5}{20}\ 1.2 = 0.85\ t$$

نعين الأحمال التصميمية المؤثرة على العمود من ونشين متجاورين ومن وزن العتبة حاملة الأوناش . يكون لخط تأثير ضغط ارتكاز العتبات حاملة الأوناش ، عند المسند ، إحداثى رأسى أكبر ، يساوى الوحدة (شكل ١٢ − ٣١ ، جـ) :

$$D_{max} = \left(1 + \frac{1.6}{6} + \frac{4.1}{6}\right) 26.4 + 5\times1.1 = 1.95\times 26.4 + 5.5 = 57\ t$$



شكل ١٢ − ٣١ . الرسوم التخطيطية لأحمال ومقاطع أعمدة الإطار

$$D_{min} = 1.95 \times 7.2 + 5.5 = 19.5 \text{ t}$$

$$T = 1.95 \times 0.85 = 1.65 \text{ t}$$

حمل الريح : إن الدفع السرعى للريح على ارتفاع يصل إلى ١٠ م فوق سطح الأرض : Q = ٢٧ كجم/م^2 .

ومعامل تصحيح زيادة دفع الريح لارتفاع ٢٠ م يساوى ١,٣٥ (شكل ١٢ – ٣١ ، ب) . وبواسطة الاستكمال الخطى من الداخل ، نعين قيمة معامل التصحيح لارتفاع ١٢,٦ م (قمة الأعمدة) ولارتفاع ١٣,٩ م (قمة الجدار) . وهذان المعاملان سيساويان طبقاً لذلك ١,٠٩ و ١,١٤ . وفى حدود كل جزء من الأجزاء ، يمكن أخذ معامل التصحيح ، مساوياً لقيمته المتوسطة فى ذلك الجزء ، فللارتفاع الذى يتراوح بين ١٠ و ١٢,٦ م ، يكون المعامل مساوياً للمقدار $\frac{١ + ١,٠٩}{٢} = ١,٠٤٥$ ، وللارتفاع الذى يتراوح بين ١٢,٦ و ١٣,٩ م ، يكون مساوياً للمقدار $\frac{١,٠٩ + ١,١٤}{٢} =$ = ١,١١٥ . وبأخذنا فى الاعتبار ، أن الدفع السرعى للريح ، المؤثر على الجزء الذى يتراوح ارتفاعه بين ١٠ و ١٢,٦ م ، يزداد بأقل من ٥ ٪ (بالمقارنة مع الدفع المؤثر على ارتفاع يقل عن ١٠م) ، سنأخذه ثابتا على ارتفاع العمود بأجمعه ، ومساويا ٢٧ كجم/م^2 . وبالجزء الجدار الواقع فوق قمة الأعمدة ، يكون الدفع السرعى للريح مساوياً للمقدار ٢٧ × ١,١١٥ = ٣٠ كجم/م^2 .

والمعاملات الإيروديناميكية للسطوح العمودية للجدران المحملة : من الجهة المعرضة للريح k = = + ٠,٨ ، ومن الجهة الواقعة تحت الريح k = – ٠,٦ .

إن أحمال الريح التصميمية المؤثرة على ١ م^2 من السطح العمودى (شكل ١٢ – ٣١ ،أ) هى :

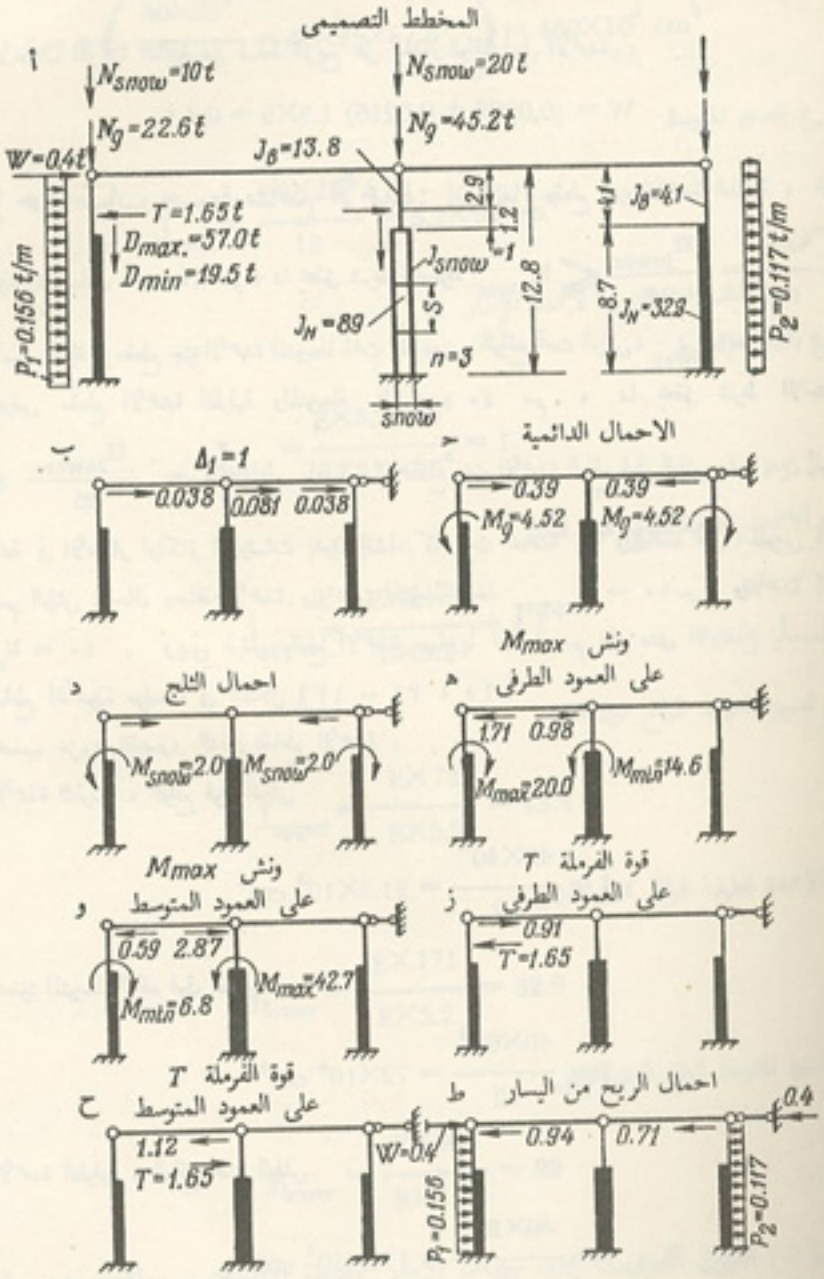
$$q_1 = k\,Q\,n = +\,0.8 \times 27 \times 1.2 = 26 \text{ kg/m}^2$$

$$q_2 = -\,0.6 \times 27 \times 1.2 = -\,19.5 \text{ kg/m}^2$$

$$q_3 = +\,0.8 \times 30 \times 1.2 = 28.8 \text{ kg/m}^2$$

$$q_4 = -\,0.6 \times 30 \times 1.2 = -\,21.6 \text{ kg/m}^2$$

وأحمال الريح التصميمية المؤثرة على أعمدة الإطار العرضى : منتظمة التوزيع فى حدود ارتفاع العمود (انظر المخطط التصميمى فى الشكل ١٢ – ٣٢ ، أ) :



شكل ١٢ – ٣٢ . الرسوم التخطيطية للإطار

$$p_1 = 0.026\times6 = 0.156\ t/m\ ;\ p_2 = -0.0195\times6 = -0.117\ t/m$$

والأحمال المركزة الناتجة عن ضغط الريح على الجدار الواقع أعلى الأعمدة :

$$W = (0.0288 + 0.0216)\ 1.3\times6 = 0.4\ t$$

(ح) حساب جسوءة مقاطع الأعمدة : إن ارتفاع مقطع جزء الأعمدة الطرفية ، الواقع تحت الونش ، يساوى h = ٨٠ سم ، مما يحقق شرط الجسوءة $h_{lower} \geqslant \frac{H_{lower}}{14} = \frac{٩٨٥}{١٤} =$ = ٧٠ سم . وارتفاع مقطع جزء الأعمدة المتوسطة ذات الفرعين ، الواقع تحت الونش، h_{lower} = ١٦٠ سم . وعرض مقطع الأعمدة الطرفية والمتوسطة b = ٤٠ سم ، مما يحقق شرط الاستقرار $b \geqslant \frac{H_{lower.}}{25}$ = ٣٩ سم . إن ارتفاع مقطع جزء الأعمدة الواقع فوق الونش ، يعين إنشائياً مع الأخذ فى الأعتبار ارتكاز المعارضات بدون إنشاء كابولات خاصة ، والمحافظة على الخلوص اللازم بين جسم الونش الرحال وحافة الأعمدة. وللأعمدة المتوسطة نأخذ h_{upper} = ٦٠سم ، وللأعمدة الطرفية h_{upper} = ٤٠ . ويبقى عرض مقطع الأعمدة مساوياً لـ ٤٠ سم على مدى الارتفاع بأجمعه . إن المقاطع المأخوذة موضحة فى الشكل (١٢ – ٣١ ، د) .

نحسب عزوم القصور الذاتى لمقاطع الأعمدة :

جزء الأعمدة الطرفية ، الواقع فوق الونش

$$J = \frac{40\times40^3}{12} = 21.3\times10^4\ cm^4$$

جزء العمود المتوسط الواقع فوق الونش

$$J = \frac{40\times60^3}{12} = 72\times10^4\ cm^4$$

جزء الأعمدة الطرفية ، الواقع تحت الونش

$$J = \frac{40\times80^3}{12} = 171\times10^4\ cm^4$$

جزء العمود المتوسط الواقع تحت الونش

$$J = 2\left(\frac{40\times25^3}{12} = 40\times25\times67.5^2\right) = 460\times10^4\ cm^4$$

فرع العمود المتوسط

$$J_{mid} = \frac{40\times25^3}{12} = 5.2\times10^4 cm^4$$

نعين الجسوءات النسبية لأعمدة الإطار :

فرع العمود المتوسط

$$J_{mid} = \frac{E\times5.2\times10^4}{E\times5.2\times10^4} = 1$$

جزء الأعمدة الطرفية الواقع فوق الونش

$$J_{upper} = \frac{E\times21.3}{E\times5.2} = 4.1$$

جزء العمود المتوسط الواقع فوق الونش

$$J_{upper} = \frac{E\times72}{E\times5.2} = 13.8$$

جزء الأعمدة الطرفية الواقع تحت الونش

$$J_{lower} = \frac{E\times171}{E\times5.2} = 32.9$$

جزء العمود المتوسط الواقع تحت الونش

$$J_{lower} = \frac{E\times460}{E\times5.2} = 89$$

(د) تعيين القوى : يجرى حساب الإطار بطريقة الإزاحات . والمجهول هو Δ_1 – الإزاحة الأفقية لقمة الأعمدة . والنظام الأساسى يحتوى على قضيب رابط أفقى ، يعرقل الإزاحة الأفقية لقمة الأعمدة .

نعرض النظام الأساسى المؤثر الوحيد المجهول $\Delta_1 = 1$ (شكل ١٢ – ٣٢ ، ب) ونحسب ردود فعل الطرف العلوى للأعمدة ، بموجب الملحق الثالث :

$$a = \frac{H_{upper}}{H_{lower}} = \frac{4.1}{12.8} = 0.32$$

للأعمدة الطرفية

$$k = a^3 \left(\frac{J_{lower}}{J_{upper}} - 1 \right) = 0.32^3 \left(\frac{32.9}{4.1} - 1 \right) = 0.23, \quad k_1 = 0$$

$$B_{\Delta} = \frac{3\,E\,J_{lower}}{l^3\,(1 + k + k_1)} = \frac{3 \times 32.9 \times E}{(1 + 0{,}23) \times 12.8^3} = 0.038 \times E$$

العمود المتوسط (حسب الشكل ١٢ – ٣٢ ، أ) : $n = 3$

$$k = 0.32^3 \left(\frac{89}{3.8} - 1 \right) = 0.18 \ ;$$

$$k_1 = \frac{(1 - a)^3\,J_{lower}}{8\,n^2\,J_{mid}} = \frac{(1 - 0.32)^3\,89}{8 \times 3^2 \times 1} = 0.39 \ ;$$

$$B_{\Delta} = \frac{3 \times 89 \times E}{12.8^3\,(1 + 0.18 + 0.39)} = 0.081 \times E$$

معامل المعادلة القانونية

$$r_{11} = \Sigma B_{\Delta} = 2 \times 0.038 \times E + 0.081 \times E = 0.157 \times E$$

وإذا حافظنا فى القيمة المستخرجة $r_{11} = \Sigma B_{\Delta}$ ، على المضروب فيه E (معامل المرونة) ، فإنه يدخل فى مقام (مخرج) القيمة المطلوبة للإزاحة $\Delta_1 = -\frac{r_{1p}}{r_{11}}$. وعند تعيين رد الفعل المرن $B_{elastic} = B_p + B_{\Delta}\,\Delta_1$ ، يختصر . وبأخذ ذلك فى الاعتبار ، يجب حذف المضروب فيه E فى الحال .

وهكذا يكون $r_{11} = ٠{,}١٥٧$.

3

مع اعتبار عمل أطر الهيكل فى ثلاثة أبعاد عند أحمال الونش $c_{vol}{}^{3}{}_{11} = ٤ \times ٠{,}١٥٧ = ٠{,}٦٢٨$

التحميل بالأحمال الدائمية (شكل ١٢ – ٣٢ ، حـ) :

على العمود الطرفى $N_g = ٢٢{,}٦$ طن واللامركزية $e_o = \frac{٠{,}٨ - ٠{,}٤}{٢} = ٠{,}٢$ م .

العزم الخارجى فى المفصل $M_g = -٢٢{,}٦ \times ٠{,}٢ = -٤{,}٥٢$ طن م .

العمود المتوسط محمل لا مركزياً عند $N_g = ٤٥{,}٢$ طن .

رد فعل الطرف العلوى للعمود الأيسر *

$$B = \frac{3\,M\,(1 - a^2)}{2l\,(1 + k + k_1)} = \frac{3 \times 4.52\,(1 - 0.32^2)}{2 \times 12.8\,(1 + 0.23)} = 0.39 \text{ t}$$

رد فعل الطرف العلوى للقائم الطرفى الأيمن $B = -٠{,}٣٩$ طن .

مجموع ردود الفعل الناتجة عن الأحمال $R_{1p} = -٠{,}٣٩ - ٠{,}٣٩ = -٠{,}٣٩$ صفراً . إذن $\Delta_1 =$ صفراً ، وتبقى ردود الفعل المحسوبة أعلاه B ، الناتجة عن الأحمال ، ثابتة نهائياً . إن عزوم الانحناء فى المقاطع ، التى توجد أرقامها فى الجدول (١٢ – ١) ، ستكون فى العمود الطرفى الأيسر ، مساوية المقادير التالية :

$$M_{10} = 0.39 \times 4.1 = 1.6 \text{ tm} \ ; \ M_{12} = 1.6 - 4.52 = -2.92 \text{ tm} \ ;$$

$$M_{21} = 0.39 \times 12.8 - 4.52 = 0.48 \text{ tm}$$

الوزن الذاتى للأعمدة : إن جزء الأعمدة الطرفية ، الواقع فوق الونش ، يزن ١٫٦ طن ، وجزء الأعمدة الطرفية ، الواقع فوق الونش ، يزن ٦٫٤ طن ، وجزء العمود المتوسط ، الواقع فوق الونش – ٢٫٥ طن ، وجزء العمود المتوسط ، الواقع تحت الونش – ٥٫٨ طن .

القوة التصميمية الطولية فى الأعمدة الطرفية ، الناتجة عن تأثير الأحمال الدائمية :

$$N_{10} = N_{12} = 22.6 + 1.6 \times 1.1 = 24.4 \text{ t}$$

$$N_{21} = 24.4 + 6.4 \times 1.1 = 31.4 \text{ t}$$

* قانون الاشارات لردود الفعل : تكون لردود الفعل ، المتجهة باتجاه الازاحة المساوية للوحدة المتخذة ، اشارة موجبة ، وفى الاتجاه المعاكس – اشارة سالبة .

نفس القوة السابقة ، فى العمود المتوسط :

$$N_{10} = N_{12} = 45.2 + 2.5 \times 1.1 = 48 \text{ t}$$

$$N_{21} = 48 + 5.8 \times 1.1 = 54.4 \text{ t}$$

التحميل بحمل الثلج (شكل ١٢ – ٣٢ ، د) : تكون للأحمال التصميمية الناتجة عن الثلج ، فى مستوى تغير مقطع الأعمدة الطرفية ، لاتمركزية قدرها e_o = ٠,٢ م ، وتحدث الأحمال عزماً يساوى M_{snow} = ١٠ × ٠,٢ = ٢ طن م . ونظراً للتشابه التام مع التحميل بالأحمال الدائمية ، نحصل على عزوم الانحناء فى مقاطع العمود الأيسر ، بضرب قيم العزوم الناتجة عن الأحمال الدائمية فى معامل يساوى $\frac{M_{snow}}{M_g} = \frac{-2}{-4.52} = 0.44$

$$M_{10} = 1.6 \times 0.44 = 0.7 \text{ tm} \; ; \; M_{12} = -2.92 \times 0.44 = -1.3 \text{ tm}$$

$$M_{21} = 0.48 \times 0.44 = 0.21 \text{ tm}$$

تحميل العمود الطرفى بأحمال الونش M_{max} (الشكل ١٢ – ٣٢ ، هـ) .

أن لاتمركزية القوة D_{max} فوق العمود الطرفى ، تساوى :

$$e = \lambda - \frac{h_{lower}}{2} = 0.75 - \frac{0.8}{2} = 0.35 \text{ m}$$

والعزم الخارجى فى المفصل هو M_{max} = ٥٧ × ٠,٣٥ = ٢٠ طن م .

رد الفعل :

$$B = \frac{3 \times 20 \; (1 - 0.32^2)}{2 \times 12.8 \; (1 + 0.23)} = -1.71 \text{ t}$$

وفى نفس الوقت تؤثر على العمود المتوسط ، القوة D_{min} بلاتمركزية قدرها e = ٠,٧٥ م .

$$M_{min} = 19.5 \times 0.75 = 14.6 \text{tm}$$

ورد الفعل يساوى :

$$B = \frac{3 \times 14.6 \; (1 - 0.32^2)}{2 \times 12.8 \; (1 + 0.18 + 0.39)} = 0.98 \text{ t}$$

مجموع ردود الفعل : $R_1 = -1.71 + 0.98 = -0.73$ t

والمعادلة القانونية، مع اعتبار العمل فى ثلاثة أبعاد، هى :

$$0.628 \triangle_1 - 0.73 = 0$$

ومنها ينتج أن $\triangle_1$ = ١,١٦ .

ورد الفعل المرن للعمود الطرفى الأيسر :

$$B_{elastic} = -1.71 + 1.16 \times 0.038 = -1.67 \text{ t}$$

وعزوم الانحناء هى :

$$M_{10} = -1.67 \times 4.1 = -6.8 \text{ tm} \; ; \; M_{12} = -6.8 + 20 = 13.2 \text{ tm} \; ;$$

$$M_{21} = -1.67 \times 12.8 + 20 = -1.3 \text{ tm}$$

رد الفعل المرن للعمود المتوسط :

$$B_{elastic} = 0.98 + 1.16 \times 0.081 = 1.07 \text{ t}$$

وعزوم الانحناء ، هى :

$$M_{10} = 1.07 \times 4.1 = 4.4 \text{ tm} \; ;$$

$$M_{12} = 4.4 - 14.6 = -10.2 \text{ tm} \; ; \; M_{21} = 1.07 \times 12.8 - 14.6 = -0.9 \text{ tm}$$

ورد الفعل المرن للعمود الطرفى الأيمن ، هو :

$$B_{elastic} = 0.038 \times 1.16 = 0.044 \text{ t} \; ;$$

$$M_{10} = M_{12} = 0.044 \times 4.1 = 0.18 \text{ tm} \; ; \; M_{21} = 0.044 \times 12.8 = 0.56 \text{ tm}$$

تحميل العمود المتوسط بأحمال الونش M_{max} (شكل ١٢ – ٣٢ ، و) .

أن لاتمركزية القوة D_{max} فوق العمود المتوسط ، هى e = ٠,٧٥ م .

والعزم الخارجى فى المفصل : $M_{max} = -57 \times 0.75 = 42.7$ tm . رد الفعل ، يساوى :

$$B = \frac{3 \times 42.7 \; (1 - 0.32^2)}{2 \times 12.8 \; (1 + 0.18 + 0.39)} = 2.87 \text{ t}$$

وفى نفس الوقت ، تؤثر على العمود الطرفى ، القوة D_{min} بلامركزية قدرها e = ٠,٣٥ م .
العزم الخارجى فى المفصل :

$$M_{min} = 19.5 \times 0.35 = 6.8 \text{ tm}$$

ورد الفعل ، يساوى :

$$B = -\frac{3 \times 6.8 \ (1 - 0.32^2)}{2 \times 12.8 \ (1 + 0.23)} = -0.59 \text{ t}$$

مجموع ردود الفعل : $R_{1p} = 2.87 - 0.59 = 2.28$ t . المعادلة القانونية هى :

$$0.628 \triangle_1 + 2.28 = 0$$

ومنها ينتج أن $\triangle_1 = -$ ٣,٦٣ . رد الفعل المرن للعمود الطرفى الأيسر :

$$B_{elastic} = -0.59 - 3.63 \times 0.038 = -0.73 \text{ t}$$

وعزوم الانحناء ، تساوى :

$$M_{10} = -0.73 \times 4.1 = -3 \text{ tm}$$

$$M'_{12} = -3 + 6.8 = 3.8 \text{ tm}$$

$$M_{21} = -0.73 \times 12.8 + 6.8 = -2.5 \text{ tm}$$

ورد الفعل المرن للعمود المتوسط :

$$B_{elastic} = 2.87 - 3.63 \times 0.081 = 2.58 \text{ t}$$

عزوم الانحناء ، هى :

$$M_{10} = 2.58 \times 4.1 = 10.6 \text{ tm}$$

$$M_{12} = 10.6 - 42.7 = -32.1 \text{ tm}$$

$$M_{21} = 2.58 \times 12.8 - 42.7 = -9.7 \text{ tm}$$

رد الفعل المرن للعمود الطرفى الأيمن ، يساوى :

$$B_{elastic} = -0.032 \times 2.9 = -0.093$$

$$M_{10} = M_{12} = -0.032 \times 4.1 = -0.13 \text{ tm}$$

$$M_{21} = -0.093 \times 12.8 = -1.2 \text{ tm}$$

تحميل العمود الطرفى بقوة الفرملة T (شكل ١٢ – ٣٢ ، ز) :

أن رد الفعل :

$$B = \frac{T\,(1 - a + k_1)}{1 + k + k_1} = \frac{1.65\,(1 - 0.32)}{1 + 0.23} = 0.91\ t$$

ومجموع ردود الفعل r_{1p} = ٠,٩١ طن . والمعادلة القانونية هى :

$$0.628\ \Delta_1 + 0.91 = 0$$

ومنها ينتج أن Δ_1 = – ١,٤٥ . رد الفعل المرن للعمود الطرفى الأيسر :

$$B_{elastic} = 0.91 - 1.45 \times 0.038 = 0.86\ t$$

وعزوم الانحناء هى :

$$M_{10} = M_{12} = 0.86 \times 4.1 - 1.65 \times 1.2 = 1.54\ tm$$

$$M_{21} = 0.86 \times 12.8 - 1.65 \times 9.9 = 5.3\ tm$$

ورد الفعل المرن للعمود المتوسط :

$$B_{elastic} = -0.081 \times 1.45 = -0.118\ t$$

وعزوم الانحناء ، تساوى :

$$M_{10} = M_{12} = -0.118 \times 4.1 = -0.48\ tm$$

$$M_{21} = -0.118 \times 12.8 = -1.51\ tm$$

رد الفعل المرن للعمود الطرفى الأيمن :

$$B_{elastic} = -0.038 \times 1.45 = -0.055$$

وعزوم الانحناء ، تساوى :

$$M_{10} = M_{12} = -0.055 \times 4.1 = -0.23\ tm$$

$$M_{21} = -0.055 \times 12.8 = -0.7\ tm$$

تحميل العمود المتوسط بقوة الفرملة T (شكل ١٢ – ٣٢ ، ح) :

إن رد الفعل :

$$B = -\frac{1.65\ (1 - 0.32 + 0.39)}{1 + 0.18 + 0.39} = -1.12\ t\ ;$$

$$r_{1p} = -1.12t$$

المعادلة القانونية ، هى :

$$0.628\ \Delta_1 - 1.12 = 0\ ;\ \Delta_1 = 1.78$$

ورد الفعل المرن للعمود المتوسط :

$$B_{elastic} = -1.12 + 1.78 \times 0.081 = -0.98$$

وعزوم الانحناء ، تساوى :

$$M_{10} = M_{12} = -0.98 \times 4.1 + 1.65 \times 1.2 = -2tm$$

$$M_{21} = -0.98 \times 12.8 + 1.65 \times 9.9 = 3.7\ tm$$

وعلى الأعمدة الطرفية :

$$B_{elastic} = 1.78 \times 0.038 = 0.068$$

$$M_{12} = M_{21} = 0.068 \times 4.1 = 0.28\ tm$$

$$M_{21} = 0.068 \times 12.8 = 0.87\ tm$$

حمل الريح من اليسار (شكل ١٢ - ٣٢ ، ط) :

رد فعل العمود الطرف الأيسر ، الناتج عن تأثير الأحمال المنتظمة التوزيع ، يساوى :

$$B = \frac{3\ pl\ [1 + \alpha k + 1.33\ (1 + \alpha)\ k_1]}{8\ (1 + k + k_1)} =$$

$$= -\frac{3 \times 0.156 \times 12.8\ (1 + 0.32 \times 0.23)}{8(1 + 0.23)} = -0.94t$$

ورد فعل العمود الطرف الأيمن ، الناتج عن تأثير الأحمال المنتظمة التوزيع :

$$B = -\frac{3 \times 0.117 \times 12.8\ (1 + 0.32 \times 0.23)}{8\ (1 + 0.23)} = -0.71\ t$$

ورد فعل الرباط ، الناتج عن القوة المتمركزة W = ٠,٤ طن ، سيكون B = - ٠,٤ طن .

مجموع ردود الفعل : $r_{1p} = 0.94 - 0.71 - 0.4 = -2.05\ t$.

والمعادلة القانونية هى :

$$0.157\ \Delta_1 - 2.05 = 0$$

ومنها ينتج أن $\Delta_1 = ١٣$.

رد الفعل المرن للعمود الأيسر : $B_{elastic} = 0.94 + 13 \times 0.038 = -0.44\ t$.

وعزوم الانحناء ، تساوى :

$$M_{10} = M_{12} = -0.44 \times 4.1 + \frac{0.156 \times 4.1^2}{2} = -0.5\ tm$$

$$M_{21} = -0.44 \times 12.8 + \frac{0.156 \times 12.8^2}{2} = 7.4\ tm$$

رد الفعل المرن للعمود الأيمن ، يساوى :

$$B_{elastic} = -0.71 + 13 \times 0.038 = -0.21\ t$$

وعزوم الانحناء ، تساوى :

$$M_{10} = M_{12} = -0.21 \times 4.1 + \frac{0.117 \times 4.1^2}{2} = 0.1\ tm$$

$$M_{21} = -0.21 \times 12.8 + \frac{0.117 \times 12.8^2}{2} = 6.9\ tm$$

أن رد الفعل المرن للعمود المتوسط : $B_{elastic} = 13 \times 0.081 = 1.05\ t$.

وعزوم الانحناء ، تساوى :

$$M_{10} = M_{12} = 1.05 \times 4.1 = 4.3\ tm$$

$$M_{21} = 1.05 \times 12.8 = 13.4\ tm$$

عندما يكون اتجاه الريح من اليمين ، لا نجرى الحساب ، لأننا نحصل على الرسم البيانى للعزوم فى الإطار ، بطريقة الانعكاس . وبالنسبة للعمود المتوسط ذى الفرعين ، يجب حساب قيمة

القوة العرضية فى المقطعين 2 — 1 و 1 — 2 ، الناتجة عن كافة الأحمال .

وتعين القوة العرضية ، كمجموع جبرى لكافة القوى الأفقية ، المؤثرة على القائم (رد الفعل المرن والأحمال الخارجية) .

القوة الناتجة عن الأحمال الدائمية وحمل الثلج :

$$Q_{12} = Q_{21} = 0$$

القوة الناتجة عن تحميل العمود الطرفى بأحمال الونش M_{max} :

$$Q_{12} = Q_{21} = B_{elastic} = 1.07 \text{ t}$$

القوة الناتجة عن تحميل العمود المتوسط بأحمال الونش M_{max} :

$$Q_{12} = Q_{21} = B_{elastic} = 2.58 \text{ t}$$

القوة الناتجة عن تحميل العمود الطرفى بقوة الفرملة T :

$$Q_{12} = Q_{21} = B_{elastic} = 0.118 \text{ t} \approx 0.12 \text{ t}$$

القوة الناتجة عن تحميل العمود المتوسط بقوة الفرملة T :

$$Q_{12} = Q_{21} = B_{elastic} - T = -0.98 + 1.65 = 0.67 \text{ t}$$

القوة الناتجة عن التحميل بحمل الريح :

$$Q_{12} = Q_{21} = B_{elastic} = 1.05 \text{ t}$$

وعلى أساس الحساب الأستاتيكى ، الذى أجريناه ، توضع الرسوم البيانية المزوم فى الأعمدة الناتجة عن الأحمال المختلفة ، وينظم جدول (جدول ١٢ — ١) للقوى التصميمية فى المقاطع الثلاثة المميزة للأعمدة ، عند مختلف تراكيب الأحمال ، بموجب الطريقة المبينة فى البند الثامن والأربعين .

(٥) اختيار المقاطع : يتلخص اختيار المقاطع ، فى تعيين مساحة قضبان التسليح اللازمة فى كافة المقاطع المصممة للأعمدة ، تبعاً لكافة تراكيب القوى لمجموعتى الأحمال الأساسية والإضافية . ولتصميم الأعمدة ، تؤخذ أكبر مساحة من قضبان التسليح (بموجب أردأ أنواع التشكيلات) .

وعلى سبيل المثال ، نبين أدناه ، كيفية اختيار المقاطع بالنسبة لمقطعين فقط ، من مقاطع العمود المتوسط ، تبعاً لتشكيل واحد فقط من تشكيلات القوى (الذى نتوقع بأنه سيكون رديئاً) . الماركة المصممه للخرسانه تبعاً لمقاومة الانضغاط هى ٢٠٠ ، وقضبان التسليح من النوع A-III .

المقطع 0 — 1 :

$M = \pm 15{,}21$ طن م ، $N = 48$ طن . والأحمال المستمرة التأثير هنا ، هى الأحمال الدائمية فقط ، لذا $M_{con} =$ صفراً ، $M_{mom} = 15{,}21$ ، $N_{con} = 48$ ، $N_{mom} =$ صفراً .

والطول المصمم لجزء العمود الواقع فوق الونش هو $l_o = H_{upper} \times 2{,}5 = 4{,}1 \times 2{,}5 = 10{,}25$ م.

المقطع مستطيل الشكل $h = 60$ سم ، $b = 40$ سم ، $a = a' = 3$ سم .

$$\frac{l_o}{h} = \frac{1025}{60} = 17{,}1 > 10$$ ، يجب إذن أن نأخذ فى الاعتبار تأثير الانحناء .

وبموجب الجدول (٣ — ٢) $m_{con} = 0{,}87$. ولما كانت النسبة $e_{o.con} = \frac{M_{con}}{N_{con}} =$ صفراً ، إذن

$m_{con} = m_{eff.con}$ ، $N_{tr} = \frac{48}{0{,}87} = 55{,}2$ طن ، $M_{tr} = 15{,}21$ طن م ،

$e_{o.tr} = \frac{15{,}21}{55{,}2} = 0{,}27$. ونعين المعامل η بموجب الصيغه (٥ — ١٤) ، وبأخذ $c = 400$ نجد أن :

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{55200 \times 17.1^2}{400 \times 100 \times 40 \times 60}} = 1.2$$

$$e_{o.tr}\,\eta = 0.27 \times 1.2 = 0.33 \text{ m}$$

نجعل تسليح العمود المتوسط متماثلا . وبموجب الصيغة (٥ — ٢٠) ، لدينا :

$$a = \frac{N_{tr}}{R_b\, b\, h_o} = \frac{55200}{100 \times 40 \times 57} = 0.245 \leqslant 0.55$$

إذن ، تكون لدينا حالة اللامركزية الكبيرة :

$$e = e_{o.tr}\,\eta = \frac{h}{2} - a = 33 + 30 - 3 = 60 \text{ cm}$$

وبموجب الصيغة (٥ — ٢٩) :

$$F_s = F'_s = \frac{N_{tr}\,[e - h_o\,(1 - 0.5\,a)]}{R_s(h_o - a)} =$$

$$= \frac{55\,200\,[60 - 57\,(1 - 0.5\times 0.245)]}{3400\,(57 - 3)} = 3\ cm^2$$

وبموجب الجدول (٣ – ١) ، تبلغ نسبة التسليح المئوية الصغرى ، فى كل جهة من جهتى المقطع ٠,٢ ٪ ، أى :

$$F_s = F'_s \geqslant 0.002\times 40\times 60 = 4.8\ cm^2$$

ومن شرط التسليح الأدنى ، نأخذ فى كل جهة من جهتى المقطع ، قضباناً عددها ٢ قطر ١٨ م من النوع A-III ($F_s = F'_s = ٥,٠٨$ سم^٢) .

إن ضبط قيمة e (بموجب الطريقة المبحوثة فى المثال الحادى عشر) ، لا يغير التسليح المستخدم . أما الاستقرار فى المستوى العمودى على الانحناء (خارج مستوى الإطار) ، الذى نراجعه بواسطة الصيغة (٣ – ٦) ، فيتحقق بالضرورة .

المقطع 2 — 1 :

M = ± ٣٤,١ طن م ، N = ١٠٥ طن ، Q = ± ٣,٢٥ طن ، ويضمن ذلك M_{con} = صفراً ، N_{con} = ٤٨ طنا ، Q_{con} = صفراً (من الأحمال الدائمة) .

إن الطول المصمم لجزء العمود الواقع تحت الونش ، يساوى :

$$l_o = 1.5\ H_{lower} = 1.5\times 8.7 = 13.05\ m$$

بموجب الشكل (١٢ – ٣٠) ، h = ٢٥ سم ، n = ٣ ، c = ١٦٠ – ٢٥ = ١٣٥ سم ، و = ٢٩٠ سم .

وبموجب الصيغة (١٢ – ١٨) ، نجد ما يلى :

$$r_b^2 = \frac{c^2}{4\left(1 + \frac{3\,c^2}{n^2\,h^2}\right)} = \frac{135^2}{4\left(1 + \frac{3\times 135^2}{3^2\times 25^2}\right)} = 425 \quad ;$$

$$r_b = \sqrt{425} = 20.6 \quad ; \quad \frac{l_o}{r_b} = \frac{1305}{20.6} = 63.5$$

وبموجب الجدول (٣ – ٢) ، m_{con} = ٠,٨٤ .

وبما أن $e_{o\,con} = \frac{M_{con}}{N_{con}}$ = 0 إذن $m_{con} = m_{eff.\,con}$ ،

$$N_{tr} = \frac{48}{0.84} + (105 - 48) = 114\ t \quad ; \quad M_{tr} = 34.1\ tm$$

$$e_{o\,tr} = \frac{34.1}{114} = 0.29\ m$$

نعين المعامل η بموجب الصيغة (٥ – ١٣) ، بأخذ c = ٤٠٠ :

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{114000\times 4000}{12\times 400\times 100\times 2\times 25\times 40}} = 1.93$$

وبموجب الصيغة (١٢ – ١٨) ، لدينا :

$$M_B = \frac{Q\,S}{4} = \frac{3.25\times 2.9}{4} = 2.36\ tm$$

وبموجب الصيغة (١٢ – ١٥) :

$$N_B = \frac{N_{tr}}{2} \pm \frac{M_{tr}\,\eta}{c} = \frac{114}{2} \pm \frac{34.1\times 1.93}{135} = 57 \pm 48.8$$

ولفرع واحد ، لدينا :

$$N_B = 105.8\ t \quad ; \quad e_o = \frac{2.36}{105.8} = 0.022 = 2.2\ cm$$

بموجب الصيغة (٥ – ٢٠) ، نجد :

$$\alpha = \frac{105\,800}{100\times 40\times 21.5} > 0.55$$

إذن تكون لدينا اللامركزية الصغيرة

$$e = e_o + \frac{h}{2} - a = 2.2 + 12.5 - 3.5 = 11.2 \text{ cm}$$

وبموجب الصيغة (٥ – ٣٠) ، لدينا :

$$F_s = F_s' = \frac{N_{tr}\, e - 0.4\, R_b\, bh_o^2}{R_{s\text{-}com}\,(h_o - a')} =$$

$$= \frac{105\,800 \times 11.2 - 0.4 \times 100 \times 40 \times 21.5^2}{3400\,(21.5 - 3.5)} = 7.3 \text{ cm}^2$$

نأخذ من قضبان التسليح ٣ قضبان قطر ١٨ ، من النوع A-III ، فى كل جهة من جهتى المقطع $F_s = F_s' = ٧,٦٣$ سم^٢ .

وللفرع الآخر :

$$N_B = 8.2 \text{ t} \quad ; \quad e_o = \frac{2.36}{8.2} = 0.29 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{8200}{100 \times 40 \times 21.5} = 0.10 < 0.55 \quad ؛ \text{ أى حالة اللامركزية الكبيرة :}$$

$$e = 29 + 12.5 - 3.5 = 38 \text{ cm}$$

وبموجب الصيغة (٥ – ٢٩) ، نجد أن :

$$F_s = F_s' = \frac{8200\,[38 - 21.5\,(1 - 0.05)]}{3400 \times (21.5 - 3.5)} = 2.35 \text{ cm}^2 < 7.3 \text{ cm}^2$$

نأخذ فى الفرعين قضبان تسليح بمقدار ٣ قضبان قطر ١٨ ، من النوع A-III ، فى كل جهة من جهتى المقطع .

ويجب بعد ذلك مراجعة الاستقرار خارج مستوى الإطار .

الفصل الثالث عشر

المبانى المتعددة الطوابق ذات الألواح الكبيرة

البند الخمسون – المخططات الإنشائية للمبانى ذات الأجزاء الهيكلية الكبيرة

١ – المبانى الهيكلية

إن المبانى المتعددة الطوابق ذات الأجزاء الهيكلية (الألواح) الكبيرة ، يمكن أن تكون هيكلية skeleton – (هيكلية – لوحية) أو غير هيكلية .

والقطع الاساسية للإنشاء الهيكلى المتعدد الطوابق ، هى الاطر والسقوف الخرسانية المسلحة ، المؤلفة من أجزاء هيكلية كبيرة (انظر الشكل ٧ – ١) . عندما يكون السقف غير عتبى ، تكون البلاطة غير العتبية ، بمثابة عارضة للإطار ، وهى مربوطة بشكل جاسئ مع الأعمدة ، بمساعدة التيجان .

وقد تكون الجدران الخارجية المشيدة من أجزاء هيكلية كبيرة ، إما ذاتية التحميل أو محمولة . إن المبنى ذا الهيكل الناقص ، لايحتوى على أعمدة خارجية ، وتكون جدرانه حاملة .

وقد يكون للمبانى الهيكلية السكنية والعامة ، ارتفاع يتألف من ٨ إلى ١٢ أومن ١٤ إلى ١٦ طابقا ، وتتألف بعض المبانى المرتفعة من أكثر من ٢٠ طابقا . أما ارتفاع المبانى الصناعية فلا يزيد عادة على ٤و٦ طوابق . إن الارتفاعات المذكورة للمبانى الهيكلية المتعددة الطوابق ، لا تحدد بالإمكانيات الإنشائية للخرسانة المسلحة ، بل بالضرورة العملية والملاءمة الاقتصادية لتشييد واستخدام هذه المبانى .

وتعين شبكة أعمدة الهيكل وارتفاعات الطوابق ، طبقاً لمتطلبات التوحيد القياسى لقطع المنشآت ومعايرة البارامترات الحجمية (راجع البند الحادى والعشرين) .

ويمكن وضع وإعداد المخطط الإنشائى للمبنى الهيكلى المتعدد الطوابق ، بموجب نظام الاطر أو نظام الاطر والأربطة ، أو نظام الأربطة .

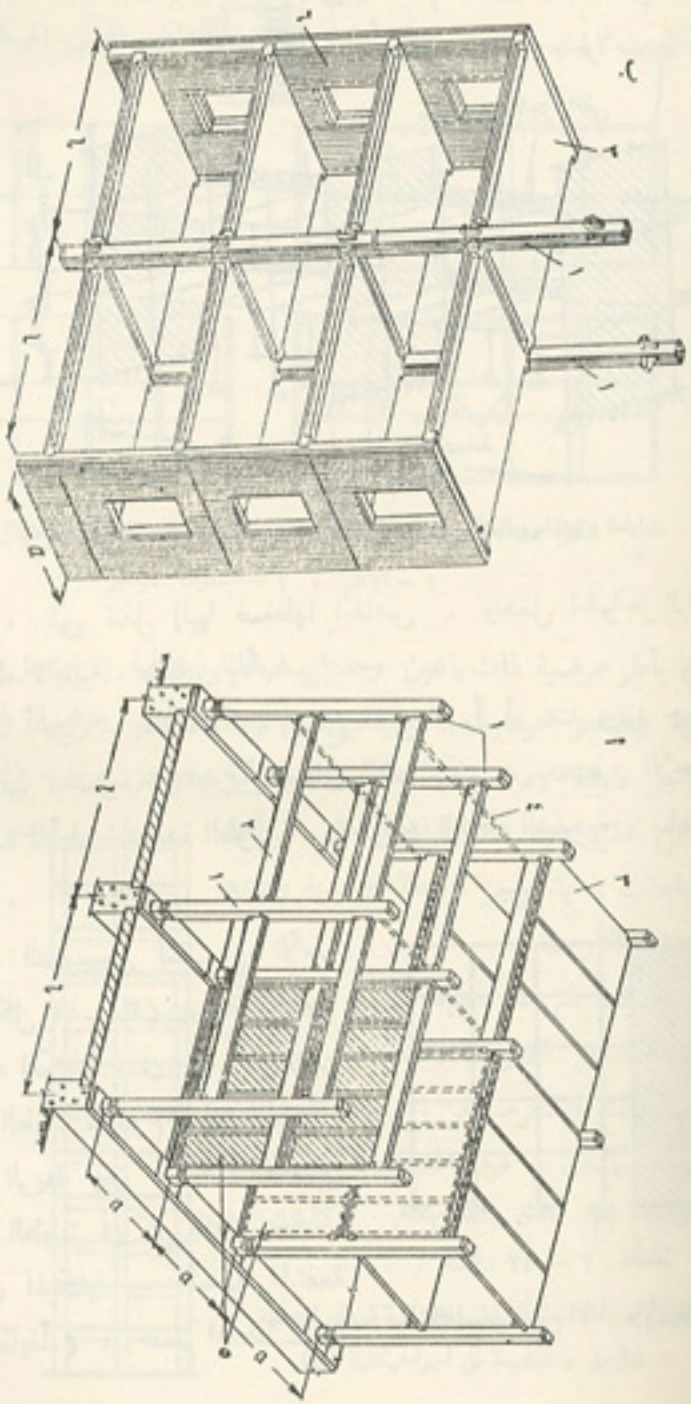
وفى نظام الاطر ، تؤمن الجسوءة الفراغية للمبنى بالاطر المتعددة الطوابق مع المفاصل الجاسئة ، التى تتحمل أحمال الريح الأفقية .

وفى نظام الاطر والأربطة ، تتحمل كل من الاطر المتعددة الطوابق والحواجز الرابطة العمودية سوية الأحمال الأفقية. وفى هذه الحالة تعمل السقوف الوسطى ، ذات الجسوءة العالية فى مستواها ، كحواجز أفقية (كعتبات فى المستوى الأفقى) ، وتوزع الأحمال الأفقية على الحواجز العمودية والأطر المعتددة الطوابق . وتتشكل الحواجز الرابطة العمودية ، من الجدران العرضية وجدران السلالم ، وكذلك من الجدران الطولية (شكل ١٣ — ١) .

أما فى نظام الأربطة ، فتقوم الحواجز الرابطة بمفردها ، بتحمل الأحمال الأفقية .

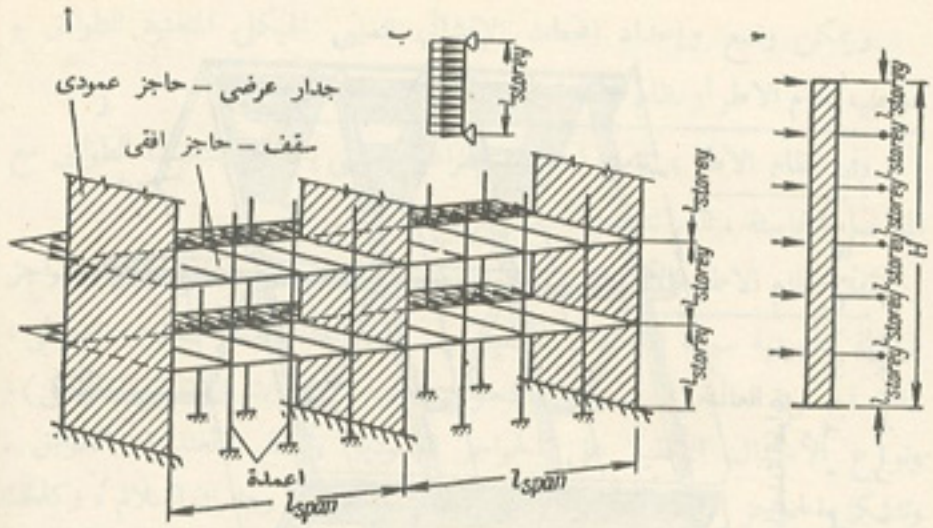
إن القطع الإنشائية للمبنى — وهى : الأطر المتعددة الطوابق ، السقوف الوسطى ، الحواجز الرابطة العمودية — مثبتة ببعضها بلحام رقائق معدنية وبملء الفواصل والخلوصات بالخرسانة .

وفى المبانى غير المرتفعة كثيراً (٥ — ٨ طوابق) ، تكون الجسوءة الجانبية للأطر المتعددة الطوابق ، صغيرة نسبيا بالمقارنة مع جسوءة الحواجز الرابطة العمودية ، لذا ، فعند العمل الموحد لقطع المبنى ، تحت تأثير الأحمال الأفقية ، تكون عزوم الانحناء فى الأطر صغيرة نسبيا ، وتقوم الحواجز العمودية بتحمل كافة الأحمال الأفقية تقريباً . مثل هذه المبانى ، تعمل أيضاً بموجب نظام الأربطة . وعند ذلك تعمل القطع الإنشائية المستقلة للمبنى ، تحت تأثير الأحمال الأفقية ، حسب التتابع التالى (شكل ١٣ — ٢) : تعمل الجدران الخارجية ، بتعرضها لحمل الريح ، كعتبات يكون باعها مساوياً لارتفاع الطابق l_{storey} ، وتنقل الضغط إلى السقوف الوسطى ، التى تكون بمثابة مساند للجدران ، وتعمل السقوف الوسطى كحواجز أفقية (كعتبات فى المستوى الأفقى) ، بباع يساوى المسافة بين الحواجز الرابطة



شكل ١٣ — ١ . إنشاء (تصميم) المبانى الهيكلية المتعددة الطوابق

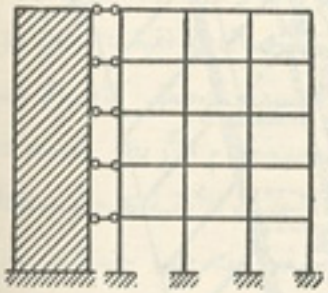
(أ) بهيكل كامل ، (ب) بهيكل غير كامل ، ١ — أعمدة ، ٢ — عارضة ، ٣ — جزء هيكل (لوح) ، ٤ — أربطة تركيبية ، ٥ — حواجز عمودية — جدران السلالم (الدرج) ، ٦ — جدار خارجى حامل



شكل ١٣ – ٢ . مخططات انتقال الأحمال الأفقية إلى قطع المبنى الإطارى المتعدد الطوابق

العمودية l_{span} ، التى تنقل إليها ضغطها الخاص ، وتعمل الحواجز الرابطة العمودية كعتبات كابولية ، مثبتة فى الأساس .

وفى حالات أخرى – عندما يكون إرتفاع المبنى كبيراً أو عند وجود حواجز عمودية غير كافية الجسوءة – تعين بالحساب الاستاتيكى ، حصص الأحمال الأفقية ، العائدة للأطر المتعددة الطوابق ، وللحواجز الرابطة العمودية ، بناء على توحد التشوهات .

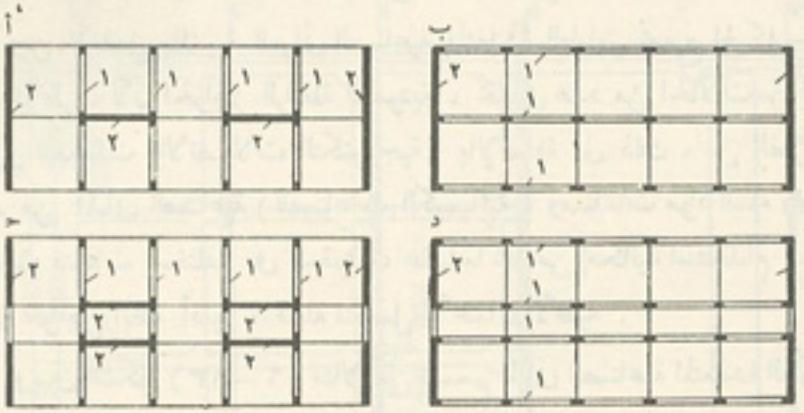


شكل ١٣ – ٣ . المخطط التصميمى لنظام الأطر والأربطة

فى المخطط التصميمى لنظـام الأطر والأربطة (شكل ١٣ – ٣) يوضع الحاجز الرابط العمودى ، افتراضاً ، فى جهة واحدة من الإطار المتعدد الطوابق ، وتقوم السقوف الوسطى بدور قضبان الربط بين الحاجز العمودى والإطار المتعدد الطوابق فى كل طابق .

وفى المبانى الهيكلية – اللوحية المرتفعة (١٤ – ١٦ طابقاً) ، تقسم المخططـات

الإنشائية كذلك إلى نظام الأطر ونظام الأطر والأربطة ونظام الأربطة . ويبين الشكل (١٣ – ٤) مساقط أفقية إنشائية لمختلف المبانى الهيكلية – اللوحية :

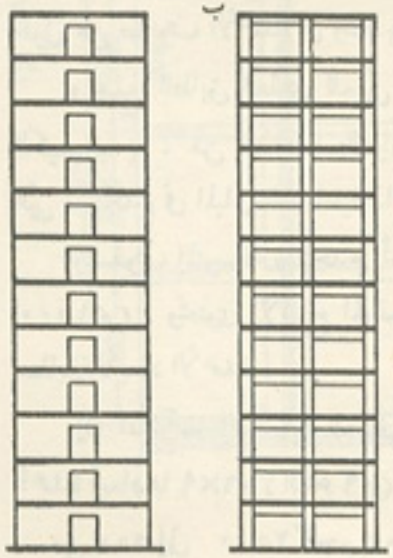


شكل ١٣ – ٤ . المساقط الأفقية الإنشائية للمبانى الهيكلية المتعددة الطوابق
١ – الأطر ، ٢ – الجدران الحواجز

(أ) بأطر عرضية ذات باعين وجدران عرضية وطولية (حواجز) ؛ (ب) بأطر طولية وحواجز عرضية ذات باعين ؛ (حـ) بأطر عرضية ذات ثلاثة أبواع وحواجز طولية وعرضية ؛ (د) بأطر طولية وحواجز عرضية ذات ثلاثة أبواع .

ويمكن تحقيق الجسوءة الفراغية للمبنى فى أحد الاتجاهات ، بالحواجز الرابطة العمودية وحدها أى بنظام الأربطة .

وحسب شروط تخطيط المبنى ، يمكن أن تحتوى الحواجز العمودية الرابطة على نوافذ أو أبواب بقطع مستعرضة من الخرسانة المسلحة ، مربوطة بتماسك ، فوق المساند ، مع الحاجز (شكل ١٣ – ٥ ، أ) . وكذلك من



شكل ١٣ – ٥ . المقاطع الإنشائية للمبانى المتعددة الطوابق ، المشيدة من أجزاء هيكلية كبيرة

الأفضل تشييد الأطر المرتفعة المتعددة الطوابق ، بأعمدة ثابتة المقطع على ارتفاع المبنى بأكمله (شكل ١٣ – ٥ ، ب) .

ومن الأفضل بالنسبة للمبانى الصناعية المتعددة الطوابق تجميع الهيكل حسب نظام الأطر ، لأن الحواجز الرابطة العمودية ، تحد فى عدد من الحالات من الوضع الطليق للمعدات والاتصالات التكنولوجية . بالإضافة إلى ذلك ، من الضرورى لعدد من المبانى الصناعية (للصناعات الكيميائية ، وصناعات مواد البناء وغيرها) إحداث فتحات مختلفة فى السقوف ، غالباً ما تحد من إمكانية استخدام السقوف بمثابة حواجز رابطة أفقية ، قابلة لتحمل الأحمال الأفقية .

ويبين الشكل (١٣ – ٦) مثالا على تصميم المبانى الصناعية المتعددة الطوابق ، بنظام الأطر ، مع سقوف عتبية .

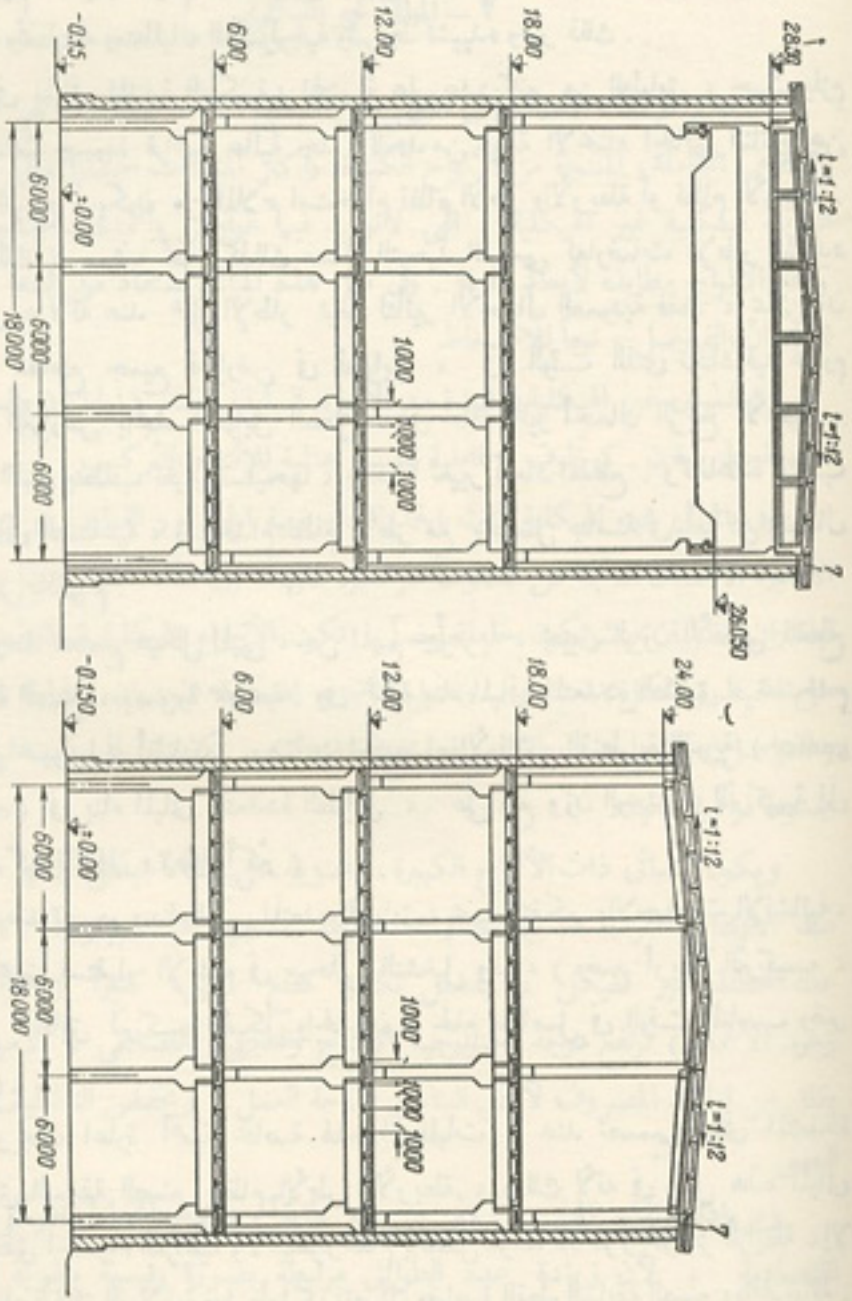
إن عوارض الأطر العرضية ، مربوطة بجسوءة مع الأعمدة – بلحام القطع البارزة لقضبان التسليح فى حوض من المعدن المنصهر ، وملء الفواصل بالخرسانة .

إن الجسوءة الفراغية ، تؤمن فى الاتجاه العرضى بالأطر العرضية ، وفى الاتجاه الطولى – بالأطر الطولية ، المشكلة من الأعمدة والعوارض المباعدة ، على هيئة ألواح موضوعة على خط الأعمدة ، وكذلك من الأربطة الفولاذية ، المثبتة فى كل صف طولى من صفوف الأعمدة فى وسط بلوك الحرارة .

ويجمع الطابق العلوى للمبنى ، عند وجود أوناش رحالة (مبانى الصناعات الكيميائية) ، من الأعمدة والعوارض والعتبات حاملة الونش ، والقطع الأخرى التى تستخدم فى المبانى الصناعية ذات الطابق الواحد .

وللسقوف المتوسطة تستخدم أجزاء هيكلية مضلعة سابقة الإجهاد (بعرض ١٥٠٠مم) . وتحتوى الألواح الموضوعة على خط الأعمدة ، على قطوع فى الشفاه ، مطابقة لأبعاد الأعمدة .

إن المنشآت النموذجية للمبانى الصناعية المتعددة الطوابق ، مخصصة لشبكة أعمدة أبعادها ٩×٦م (الباع ٩م) و٦×٦م ، ولحالات تأثير مختلف الأحمال الوقتية – من ٥٠٠ إلى ٢٥٠٠ كجم / م٢ .



شكل ١٣ – ٦ . تصاميم لمبانى الصناعية المتعددة الطوابق

ويتم اختيار الرسم التخطيطى للمبنى الهيكلى المتعدد الطوابق ، تبعاً لعدد طوابقه وتخطيطه ومتطلباته التكنولوجية وشروط تشييده وغير ذلك .

وفى المبانى المدنية السكنية ، المحتوية على عدد كبير من الطوابق ، حيث يلزم استحداث جسوءة فراغية عالية جدا للحد من قيمة الانحناء الجانبى الناتج عن حمل الريح ، يكون من الملائم استخدام نظام الأطر والأربطة أو نظام الأربطة . عند ذلك ، سوف تحل كذلك مسألة التوحيد القياسى لعارضات الإطار المتعدد الطوابق ، لأنه عند عمل الإطار تبعاً لتأثير الأحمال العمودية فقط ، يمكن أن تتشابه مقاطع جميع العوارض فى الطوابق ، فى الوقت الذى تزداد فيه عزوم انحناء العوارض باتجاه الطوابق السفلى ، فى حالة تأثير أحمال الريح الأفقية ، الأمر الذى يتطلب تغيير تسليحها ، وأحيانا تغيير أبعاد المقطع . وكقاعدة ، يجب فى المبانى الصناعية ، استخدام نظام الأطر مع مفاصل جاسئة فى أماكن اتصال العوارض بالقوائم .

وعند تصميم هيكل المبنى ، من المهم جوهريا ، تعيين الوزن الأقصى للقطع السابقة الصنع ، بصورة صحيحة . وفى عملية بناء المبانى المتعددة الطوابق ، تستخدم أوناش حمولتها ٥ أطنان . ويساعد استخدام الأوناش القنطرية القوية (gantry cranes) فى بناء المبانى المتعددة الطوابق ، على رفع وزن الوحدات التركيبية إلى درجة كبيرة (إلى ٢٠ طنا وأكثر) .

وعند تصميم وبناء المبنى المتعدد الطوابق ، يجب التفكير بالإجراءات الإنشائية ، التى تحقق استقرار الإنشاء فى مرحلتى التشغيل والبناء (وضع أربطة التركيب ، التتابع المطابق لتركيب الهيكل والجدران ، لحام المفاصل فى الوقت المناسب وغير ذلك) .

ويجب اعارة أهمية خاصة لهذه المتطلبات ، عند تصميم المبانى المتعددة الطوابق السابقة الصنع بنظام الأطر والأربطة ، وذلك لأنه فى مثل هذه المبانى لاتتحقق الجسوءة الفراغية والاستقرار العام بالعمل الموحد للأطر والحواجز الرابطة ، إلا بعد لحام الرقائق الفولاذية وملء أماكن اتصال وفواصل القطع السابقة الصنع ، بالخرسانة .

٢ – المبانى غير الهيكلية

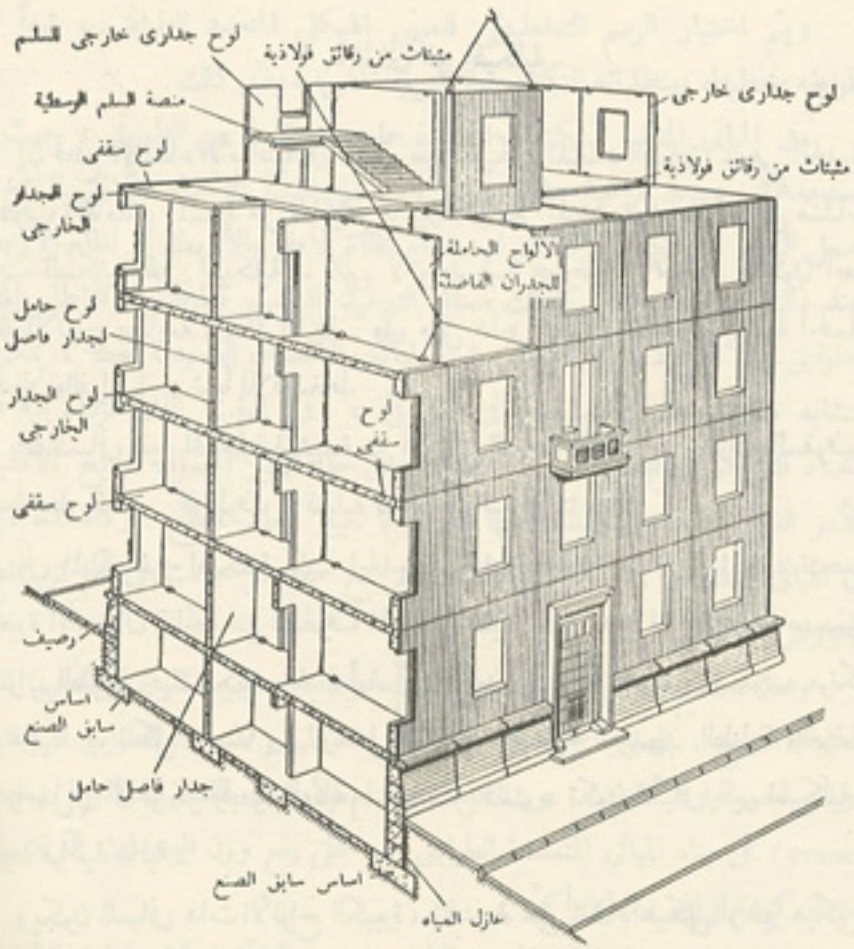
إن قطع الإنشاء الأساسية فى المبنى غير الهيكلى المتعدد الطوابق ، هى الجدران والسقوف الحاملة ، المنتجة من الألواح الكبيرة . وأكثر المنشآت انتشاراً ، هى منشآت البيوت السكنية غير الهيكلية ، التى لاتوجد فيها عوارض وأعمدة ، وتكون أبعاد كافة الألواح مطابقة لأبعاد الغرفة . وفى مثل هذه المبانى يستفاد من السعة الحملية للجدران والفواصل ، تبعاً للانضغاط .

إن للمبانى غير الهيكلية المشيدة من الألواح السابقة الصنع (الجدران والسقوف) المنتجة بطريقة ن . كوزلوف ، قابلية تصنيع عالية للإنتاج والتركيب .

وفى المبانى غير الهيكلية ذات الجدران العرضية الحاملة (الفواصل) ، تتحمل الأخيرة الأحمال الناتجة عن السقوف المرتكزة عليها ، وفى هذه الحالة ، إذا صممت الجدران الطولية بحيث تكون حاملة أيضاً ، تكون الأجزاء الهيكلية للسقوف مرتكزة على المحيط (شكل ١٣–٧) . وتعمل الأجزاء الهيكلية للجدران الطولية والعرضية (الفواصل) كحواجز رابطة عمودية ، وبفضل ذلك ، تكون للمبانى غير الهيكلية ، جسوءة فراغية عالية .

ويكون للمبانى ذات الألواح الكبيرة ، المحتوية على إنشاء هيكلى أو غير هيكلى ، عند الارتفاع المتوسط ما بين ٨ و١٢ طابقا ، وزن متساو تقريبا . ولكن ، عند المخطط غير الهيكلى ، بفضل تكبير قطع المبنى كثيراً (نظراً لعدم وجود الأعمدة) ترتفع درجة تكنولوجية الإنتاج والتجهيز الصناعى ، الأمر الذى يقلل من الجهد المصروف لأجل البناء فى ساحة العمل ، وينخفض التكاليف العامة للمبنى .

وبزيادة ارتفاع المبنى (أكثر من ١٢ طابقاً) يصبح المخطط الهيكلى أكثر اقتصادية ، لأن زيادة عدد الطوابق مرتبطة بصورة رئيسية بتقوية مقاطع الأعمدة والحواجز الرابطة العمودية للطوابق السفلى . وهذا يؤثر على استهلاك المواد



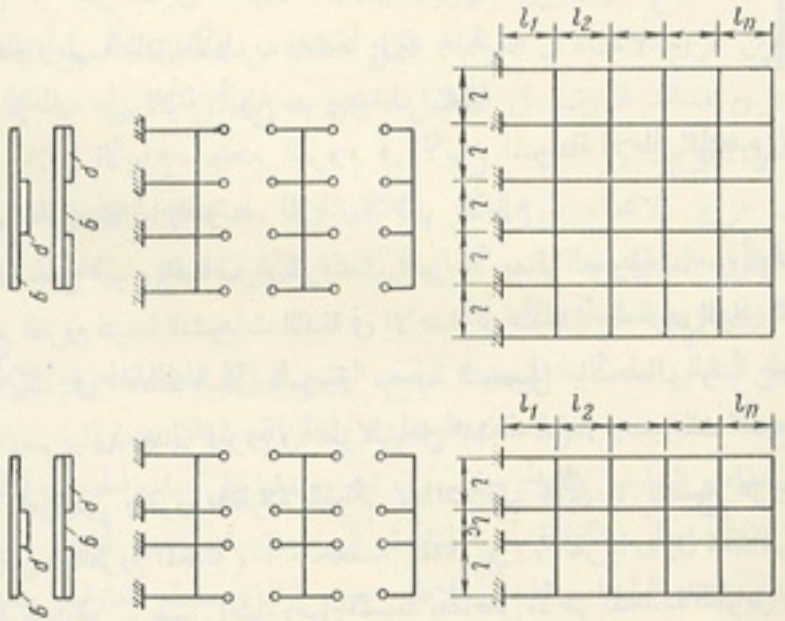
شكل ١٣ – ٧ . تصميم (إنشاء) مبنى غير هيكل من أجزاء هيكلية (ألواح) كبيرة

وعلى التكاليف العامة للمبنى ، بدرجة أقل ، من تأثير زيادة سمك الفواصل الحاملة التى تعمل على الانضغاط فى المبانى غير الهيكلية الكثيرة الطوابق .

البند الحادى والخمسون – حساب منشآت المبانى ذات الألواح الكبيرة

١ – حساب الأطر المتعددة الطوابق تبعاً للأحمال العمودية

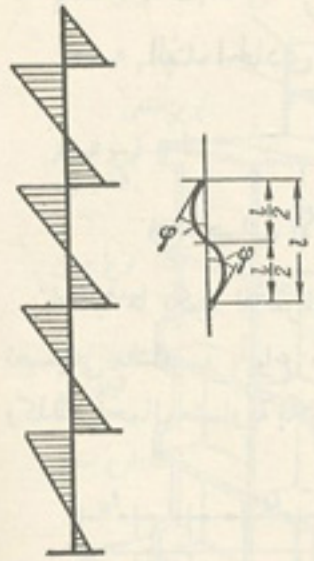
غالبا ما يكون للأطر المتعددة الطوابق والأبواع ، فى المبانى الهيكلية ، مخطط تصميمى متشابه ، بأبواع متساوية أو بباع متوسط مقصر ، على محور التماثل وكذلك أحمال متساوية بكل طابق (شكل ١٣ – ٨) .



شكل ١٣ – ٨ . المخططات التصميمية للأطر المتعددة الطوابق

إن لمفاصل قوائم الإطار المتعدد الطوابق ، المرتبة على مستقيم عمودى واحد ، زوايا دوران متساوية تقريباً . ونتيجة لذلك تتساوى عزوم المفاصل . وفى منتصف ارتفاع الطابق يكون العزم مساويا للصفر (شكل١٣ – ٩) .وهذا يسمح بتجزئة

الإطار المتعدد الطوابق ، إلى عدد من الأطر الوحيدة الطابق ، يكون ارتفاع قوائمها مساويا لنصف ارتفاع الطابق ، مع وجود مفصلات فى أطراف القوائم (عدا الطابق الأول) .



شكل ١٣ — ٩ . الرسوم البيانية لعزوم العمود المتعدد الطوابق ، الناتجة عن تأثير الأحمال العمودية

ويجب القيـــام بحساب تأثير الأحمال العمودية ، بالنسبة لثلاثة من هذه الأطر الوحيدة الطابق : أطر الطابق العلوى ، أطر الطوابق المتوسطة وأطر الطابق الأول . وعندما يزيد عدد أبواع الإطار على ثلاثة أبواع ، يستبدل عمليا بإطار ثلاثى الأبواع ، وتعتبر العزوم فى الأبواع المتوسطة للإطار المتعدد الأبواع ، كما هى عليه فى الباع المتوسط للإطار الثلاثى الأبواع .

ويسهل القيام بحساب الأطر تحت تأثير الأحمال العمودية ، مع أخذ إعادة توزيع العزوم نتيجة للتشوهات اللدنة فى الاعتبار ، عندما نأخذ الرسم البيانى للعزوم ، الذى ينشأ فى المخطط البيانى للمرونة ، عند التحميل بالأحمال الوقتية عبر الباع بمثابة رسم بيانى معدل للعزوم (أنظر الشكل ١٣ — ٨) . وعند ذلك تصبح عزوم أبواع العوارض والعزوم الطرفية للقوائم ، ذات قيم كبرى ، وتصبح عزوم مساند العوارض (العزوم المعدلة) ، منخفضة بمقدار ٣٠٪ تقريبا . إن انخفاض عزوم مساند العوارض ، يسهل إنشاء وصل المساند ومفاصل الأطر المتعددة الطوابق .

وهكذا ، تتحول مسألة حساب الإطار المتعدد الطوابق والأبواع ، إلى تعيين عزوم الانحناء فى الإطار الوحيد الطابق المتماثل ، الثلاثى الأبواع ، المحمل بأحمال متماثلة . وبموجب طريقة الإزاحات ، يكون لهذا الإطار مجهولان : زاوية دوران المفصل الطرفى وزاوية دوران المفصل المتوسط .

ويمكن حساب الأطر الوحيدة الطابق الثلاثية الأبواع (الناتجة عن

تجزئة الإطار المتعدد الطوابق) ، بواسطة الجداول المبينة فى الملحق الرابع .

إن عزم مسند عارضة الاطار ، عند تشابه مقطع الأعمدة فى الطابق الواحد ، يساوى

$$M = (\alpha g + \beta p) l^2$$

حيث α و β — معاملات جداولية ، تعتمد على مخطط التحميل بالأحمال الدائمية والوقتية ، وعلى نسبة مجموع الجسوءات فى وحدة طول القوائم ، المتصلة بالمفصل ، إلى الجسوءة فى وحدة طول العارضة ؛

g و p — الأحمال الدائمية والوقتية ، المؤثرة على ١ م من العارضة ؛

l — باع العارضة بين محاور الأعمدة .

وتعين عزوم الانحناء فى القوائم ، لكل مخطط من مخططات تحميل الإطار ، بفرق عزوم مساند العارضة فى المفصل ، بتوزيعه بشكل يتناسب مع جسوءات وحدة طول القوائم .

إن عزوم الانحناء فى مقاطع باع العارضة ، وكذلك القوى العرضية ، تعين بالطرق العادية ، كما هو الحال فى العتبة الوحيدة الباع ، المحملة بأحمال خارجية ، وبعزوم مساند فى الأطراف .

وعلى أساس الحساب المنجز ، توضع الرسوم البيانية المطلقة لعزوم الإطار ، كما فى حالة حساب عارضة السقف الوسطى (راجع الفصل الثامن) .

إن مقاطع العوارض والقوائم وجسوءتها ، تعين مبدئيا على أساس الحساب التقريبى للإطار ، أو تعطى بالمقارنة مع المنشآت التى سبق تصميمها أو مع المنشآت النموذجية . وعند الحساب المبدئى للإطار يعين ارتفاع مقطع العارضة بالصيغة التالية :

$$h_o = 2\sqrt{\frac{M}{R_b b}}$$

حيث :

$$M = 0.6 \div 0.7\, M$$

M_o – عزم العارضة ، المحسوب كما للعتبة الوحيدة الباع ، المركزة بحرية .

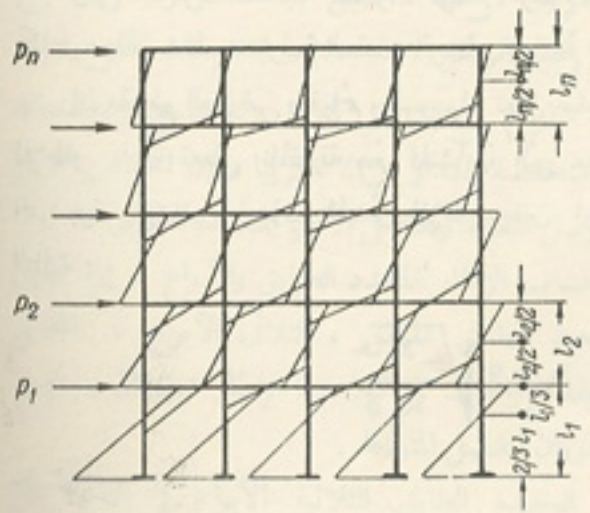
وتستخرج مساحة مقطع القوائم ، بواسطة الصيغة التقريبية التالية :

$$F_c = 1.2 \div 1.5 \frac{N}{R_{pr}}$$

وتعين عزوم القصور الذاتى لمقاطع عوارض وقوائم الإطار ، من الحساب المبدئى . كما للمقطع الخرسانى المصمت . أما عزوم القصور الذاتى للعوارض ، عند وجود السقوف المصبوبة ، فتعين كما للمقطع الذى على شكل – T ، الذى عرض شفته يساوى خطوة الأطر .

٢ – حساب الأطر المتعددة الطوابق تبعاً لتأثير الأحمال الأفقية

يتم حساب تأثير الأحمال الأفقية (أحمال الريح) ، بطريقة تقريبية . وتستبدل أحمال الريح الموزعة ، بقوى متمركزة ، مؤثرة فى مفاصل الإطار (شكل ١٣ – ١٠) . وتعتبر نقطة الصفر للرسم البيانى لعزوم قوائم جميع طوابق الإطار ، عدا الطابق الأول ، واقعة فى منتصف ارتفاع الطابق ، وفى الطابق الأول



شكل ١٣ – ١٠ . الرسوم البيانية لعزوم الإطار المتعدد الطوابق ، الناتجة عن تأثير الأحمال الأفقية

عند وجود تثبيت تام للقوائم فى الأساس ، تعتبر تلك النقطة واقعة على مسافة $\frac{2}{3}$ من الارتفاع ، ابتداء من مكان التثبيت .

وتعين القوى العرضية للإطار فى كل طابق ، بموجب الصيغ التالية :

$$Q_1 = P_1 + P_2 + \ldots + P_n$$

$$Q_2 = P_2 + P_3 + \ldots + P_n$$

وهكذا إلى آخره . وتوزع بين القوائم المستقلة ، توزيعاً يتناسب مع جسوءاتها . وعند ذلك ، فإن القوة العرضية للقائم ، تساوى ،

$$Q = Q_{col} \frac{B}{\Sigma_1^m B} \qquad (١ - ١٣)$$

حيث B – جسوءة مقطع القائم ،

$\Sigma_1^m B$ – مجموع جسوءات كافة قوائم الطابق .

m – عدد القوائم فى الطابق .

إن قوائم الإطار الطرفية ، التى يكون درجة تثبيتها فى المفصل أقل منها فى القوائم الوسطية (لأن العارضة تتصل بالمفصل الجانبى من جهة واحدة فقط) ، تتحمل جزءا من القوة العرضية للطابق ، أقل نوعا ما ، الأمر الذى يؤخذ فى الاعتبار عند الحساب ، بالتقليل الاصطلاحى لجسوءة القوائم الطرفية ، بواسطة الضرب فى المعامل $\beta < 1$ ، المعين بموجب الجدول (١٣ – ١) .

وبواسطة القوى العرضية التى حصلنا عليها ، نعين عزوم الانحناء على قوائم جميع الطوابق ، عدا الطابق الأول :

$$M = Q \frac{l}{2} \qquad (٢ - ١٣)$$

جدول ١٣ – ١

قيم المعامل β لتقليل جسوءة القوائم الطرفية للأطر المتعددة الطوابق عند حساب تأثير الأحمال الأفقية

	جميع الطوابق ، عدا الطابق الأول ، عند $\frac{i_{girder}}{i_{lower}}$						الطابق الأول
	٠,٢٥	٠,٥	١	٢	٣	٤	
β	٠,٥٤	٠,٥٦	٠,٦٢	٠,٧	٠,٧٥	٠,٧٩	٠,٩

العلامات الاصطلاحية : $i_{girder} = \frac{B_{girder}}{l_{girder}}$ ، تمثل الجسوءة في وحدة الطول لعارضة الباع الطرفي ، $i_{lower} = \frac{B_{lower}}{l_{lower}}$ تمثل الجسوءة في وحدة الطول للقائم الطرفي ، المتصل بالمفصل من الأسفل .

وعزم الانحناء للطابق الأول يساوى :

في أعلى القائم

$$M = Q \frac{l}{3} \qquad (١٣ - ٣)$$

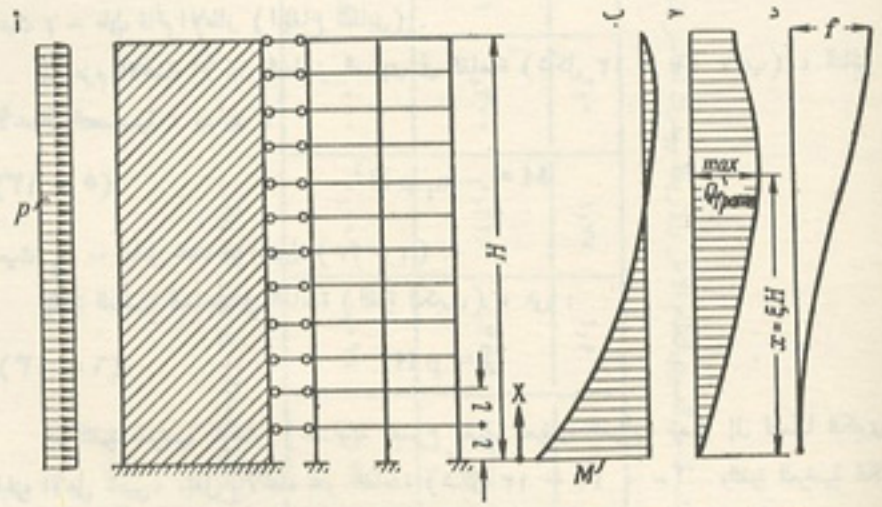
وفي أسفل القائم

$$M = Q \frac{2l}{3} \qquad (١٣ - ٣ أ)$$

وعند تعيين عزوم مسانيد العوارض ، فإن العزم الإجمالي في مفصل الاطار ، الناتج عن القوائم الموضوعة في الأعلى وفي الأسفل ، يوزع بين العوارض توزيعا يتناسب مع جسوءاتها الطولية . وعزم مسند العارضة في المفصل الطرفي ، يساوى مجموع عزوم القوائم .

٣ – حساب أنظمة الأطر والأربطة تبعا لتأثير الأحمال الأفقية

عند تأثير الأحمال العرضية (أحمال الريح) ، تحدث إزاحة جانبية عامة للأطر المتعددة الطوابق والحواجز الرابطة العمودية . وهذا يجعلنا نأخذ في المخطط التصميمي (شكل ١٣ – ١١) جسوءة للحاجز العمودي B_{diaph} ، مساوية



شكل ١٣ – ١١ . حساب نظام الأطر والأربطة بالنسبة لتأثير الأحمال الأفقية

للجسوءة الإجمالية لجميع حواجز المبنى ، الموضوعة بصورة متوازية ، وجسوءة القوائم في وحدة الطول مساوية للجسوءة الإجمالية s لجميع قوائم الطابق في وحدة الطول ، وجسوءة للعوارض في وحدة الطول مساوية للجسوءة الإجمالية r لكافة عوارض الطابق في وحدة الطول . ويمكن استبدال الاحمال الأفقية الموزعة ، المؤثرة على المبنى ، والمتزايدة إلى الأعلى ، بأحمال أفقية منتظمة التوزيع p ، متكافئة العزم في قاعدة العتبة الكابولية . وعند ذلك تعين الأحمال p على عرض المبنى بأجمعه وعلى ١م من الارتفاع .

والأحمال الأفقية ، تتحملها الأطر المتعددة الطوابق والحواجز العمودية الرابطة ، التي تعمل سوية .

ومن حل مسألة العمل الموحد (المشترك) لأطر وحواجز المبنى المتعدد الطوابق ذى الألواح الكبيرة تحت تأثير الأحمال الأفقية ، تعين القوى فى قطع المبنى وانحناءاته العامة . وعند ثبات جسوة الحواجز والأطر تكون مميزة جسوة المبنى الذى ارتفاعه H ، كما يلى :

$$\lambda = H \sqrt{\frac{12\ sr}{B_{diaph}\ l\ (s + r)}} \qquad (١٣ - ٤)$$

حيث l – طول قائم الإطار (ارتفاع الطابق) .

إن عزم الانحناء الأكبر الحاجز العمودى فى القاعدة (شكل ١٣ – ١١ ، ب) ، الناتج عن الأحمال التصميمية ، يساوى :

$$M = -\alpha_1\ p\ H^2 \qquad (١٣ - ٥)$$

حيث α_1 – معامل محدد فى الجدول (١٣ – ٢) .

والقوة العرضية للحاجز فى القاعدة (القوة الكبرى) ، هى :

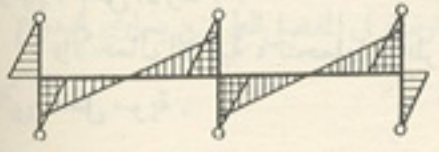
$$Q = p\ H \qquad (١٣ - ٦)$$

إن القوة العرضية للإطار (المساوية لمجموع القوى العرضية للقوائم) تصل إلى قيمتها الكبرى فى الجزء الأعلى للمبنى، وتقل بالاتجاه نحو القاعدة (شكل ١٣ – ١١ ، حـ) . والقوة العرضية الكبرى للإطار ، تساوى :

$$Q_{frame} = k_1\ p\ H \qquad (١٣ - ٧)$$

إن قيم المعاملات k_1 والإحداثيات الرأسية لموضع القوة العرضية الكبرى Q_{frame} على ارتفاع المبنى $\frac{x}{H} = \xi$ ، مبينة فى الجدول (١٣ – ٣) .

وبعد توزيع القوة العرضية Q_{frame} بين القوائم الطرفية والمتوسطة (بطريقة مشابهة لحساب الإطار تبعاً لتأثير الأحمال الأفقية ، المبين أعلاه) ، يوضع الرسم البيانى للعزوم لطابق واحد من طوابق الإطار ، بفرض أن العزوم فى منتصف ارتفاع الطابق مساوية للصفر (شكل ١٣ – ١٢) .



شكل ١٣ – ١٢ . الرسم البيانى لعزوم الإطار ، الناتجة عن تأثير الأحمال الأفقية

جدول ١٣ – ٢

قيم المعاملين α_1 و α_2 لتعيين عزوم الانحناء وانحناءات الحاجز العمودى لنظام الأطر والأربطة وجدران الحاجز ذى الفتحات فى نظام الأربطة

λ	صفر	٠,٥	١,٠	١,٢٥	١,٥	١,٧٥	٢,٠	٢,٥	٣,٠	٤	٧ λ
α_1	٠,١٢٥	٠,١١٧	٠,١٠٨	٠,٠٩٠	٠,٠٧٩	٠,٠٦٧	٠,٠٥٩	٠,٠٥٠	٠,٠٣٨	٠,٠٢٩٨	$\frac{0.5 - \alpha_1}{\lambda^2}$
α_2	٠,٠٠٠	٠,٤٨٠	٠,٤٤٥	٠,٤١٠	٠,٣٧٧	٠,٣٥١	٠,٣٢٠	٠,٣٠٠	٠,٢٦١	٠,٢٣٢	$\frac{\lambda - 1}{\lambda^2}$

ملاحظة : تستخدم القيمة λ = صفر ، للحاجز المصمت (بدون فتحات) فى نظام الأربطة .

ويستخدم الرسم البيانى الناتج للعزوم ، فى حساب الطوابق النموذجية للإطار المتعدد الطوابق .

والقوة الطولية للأعمدة الطرفية للإطار فى الطابق الأول (القوة الكبرى) ، تساوى :

$$N_{frame} = \pm (\alpha_1 - 0.5)\,\frac{p\,H^2\,Q}{l\,Q_{frame}} \qquad (٨-١٣)$$

حيث Q – القوة العرضية لعارضة الطابق النموذجى المعينة بموجب الرسم البيانى للعزوم (انظر شكل ١٣ – ١٢) .

ويعين الانحناء الجانبى للطابق العلوى للمبنى (شكل ١٣ – ١١ ، د) الناتج عن الأحمال المعيارية ، بموجب الصيغة التالية :

$$f = \frac{\alpha_2\,p\,H^4}{B_{diaph}} \qquad (٩-١٣)$$

حيث α_2 – معامل ، معين بموجب الجدول ١٣ – ٢ .

جدول ١٣ – ٣

قيم المعاملين k_1 و ξ لتعيين القوة العرضية الكبرى للإطار فى نظام الأطر والأربطة ، وتعيين العزم الأكبر للقطعة المستعرضة للحاجز ذى الفتحات فى نظام الأربطة

λ	٠,٥	٠,٦	٠,٧٥	١,٠	١,٢٥	١,٥٠	١,٧٥	٢,٠	٢,٥	٣
k_1	٠,٠٣٧	٠,٠٥٢	٠,٠٧٥	٠,١١٨	٠,١٤٥	٠,١٧٧	٠,٢١	٠,٢٤	٠,٢٩	٠,٣٤
ξ	٠,٧	٠,٦٨	٠,٦٥	٠,٦	٠,٥٨	٠,٥٥	٠,٥٣	٠,٥٠	٠,٤٥	٠,٣٨

λ	٤	٥	٦	٧	٨	٩	١٠	١٢	١٥	٢٠	٣٠
k_1	٠,٤٣	٠,٤٨	٠,٥٤	٠,٥٨	٠,٦٢	٠,٦٥	٠,٦٧	٠,٧١	٠,٧٥	٠,٨٠	٠,٨٩
ξ	٠,٣٥	٠,٣٢	٠,٣٠	٠,٢٨	٠,٢٦	٠,٢٤	٠,٢٣	٠,٢١	٠,١٨	٠,١٥	٠,١١

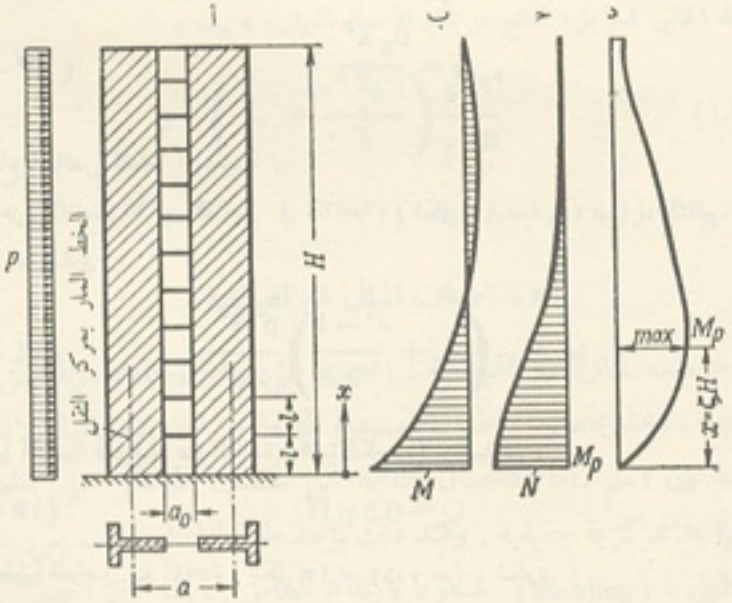
2

ولتأمين الجسوءة الفراغية للمبنى ذى الألواح الهيكلية الكبيرة ، يحدد الانحناء الجانبى عادة ، بالمقدار $\frac{f}{H} \leqslant \frac{1}{2000}$

ويجب الانتباه إلى أن سقف الطابق العلوى ، فى نظام الأطر والأربطة يتعرض نتيجة للعمل المشترك للأطر والحواجز العمودية ، إلى تأثير أحمال أفقية كبيرة (أكثر بعدة مرات من الأحمال الأفقية الخارجية ، المؤثرة على الطابق العلوى مباشرة) . وعمليا ، عندما تتراوح قيم جسوءة المبنى λ بين ٠,٥ و٢,٥ ، يجب حساب سقف الطابق العلوى كحاجز أفقى ، بباع يساوى المسافة بين الحواجز العمودية ، يتحمل الأحمال Q_{frame} بأجمعها ، طبقا للصيغة (١٣ – ٧) .

٤ – حساب أنظمة الأربطة تبعا لتأثير الأحمال الأفقية

فى المبانى ذات الألواح الكبيرة ، المشيدة بنظام الأربطة ، تنتقل جميع الأحمال الأفقية إلى الحواجز الرابطة العمودية (شكل ١٣ – ١٣ ، أ) .



شكل ١٣ – ١٣ . حساب الحاجز الرابط المحتوى على فتحات (نوافذ) ، بالنسبة لتأثير الأحمال الأفقية

إن مميزة جسوة الحاجز ذى الفتحات ، تساوى :

$$\lambda = H\sqrt{\frac{12\,r\,\nu^2}{B\,l}} \qquad (١٣-١٠)$$

حيث ν – معامل ، يصف تأثير التشوهات الطولية للفواصل (partitions) ويعين بالصيغة التالية :

$$\nu^2 = 1 + \frac{B}{B_o} \qquad (١٣-١١)$$

B – مجموع جسوات فاصلين من الفواصل ،

$$B_o = \frac{0.85\,E_c\,Fa^2}{2} \qquad (١٣-١٧)$$

a – المسافة بين المحاور المارة بمركز ثقل الفواصل ،

F – مساحة مقطع فاصل واحد من الفواصل ،

r – الجسوة الطولية المكافئة للقطعة المستعرضة بين الفتحات ، وتعين بموجب الصيغة التالية :

$$r = \frac{B_b\,a^2}{a_o^3} \qquad (١٣-١٣)$$

a_o – الباع الخالص للقطعة المستعرضة .

إن عزم الانحناء الأكبر للفاصل فى القاعدة (شكل ١٣ – ١٣ ، ب) ، الناتج عن الأحمال التصميمية ، يساوى :

$$M = -\left(a_1 + \frac{\nu^2 - 1}{2}\right)\frac{p\,H^2}{2\,\nu^2} \qquad (١٣-١٤)$$

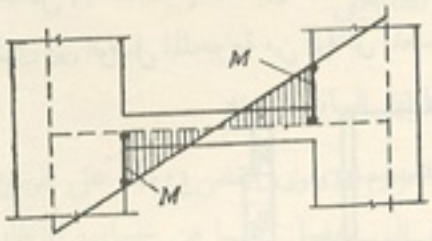
والقوة العرضية للفواصل عند القاعدة (القوة الكبرى) ، تساوى :

$$Q = 0.5\,p\,H \qquad (١٣-١٥)$$

والقوى الطولية للفواصل عند القاعدة (شكل ١٣ – ١٣ ، حـ) ، تساوى :

$$N = \pm\,(a_1 - 0.5)\frac{p\,H^2}{a\,\nu^2} \qquad (١٣-١٦)$$

وتصل عزوم المساند (شكل ١٣ – ١٤) إلى قيمتها الكبرى ، فى القطع المستعرضة ، الواقعة فى القسم السفلى من المبنى . ويبين الشكل (١٣ – ١٣ ، د) منحنى تغير قيمة عزوم المساند للقطع المستعرضة ، على ارتفاع المبنى .



شكل ١٣ – ١٤ . الرسم البيانى لعزوم القطعة المستعرضة ، الناتجة عن تأثير الأحمال الأفقية

ويعين العزم الأكبر المسند فى القطعة المستعرضة ، بموجب الصيغة التالية :

$$M = \frac{k_1\,p\,H\,l\,a_o}{2\,a\,\nu^2} \qquad (١٣-١٧)$$

إن قيم المعامل k_1 والإحداثيات الرأسية لموضع القطع المستعرضة ذات العزوم الكبرى ، على ارتفاع الحاجز $\xi = \frac{x}{H}$ تعين بموجب الجدول (١٣ – ٣) .

الانحناء الجانبى للحاجز ، الناتج عن تأثير الأحمال المعيارية ، يساوى :

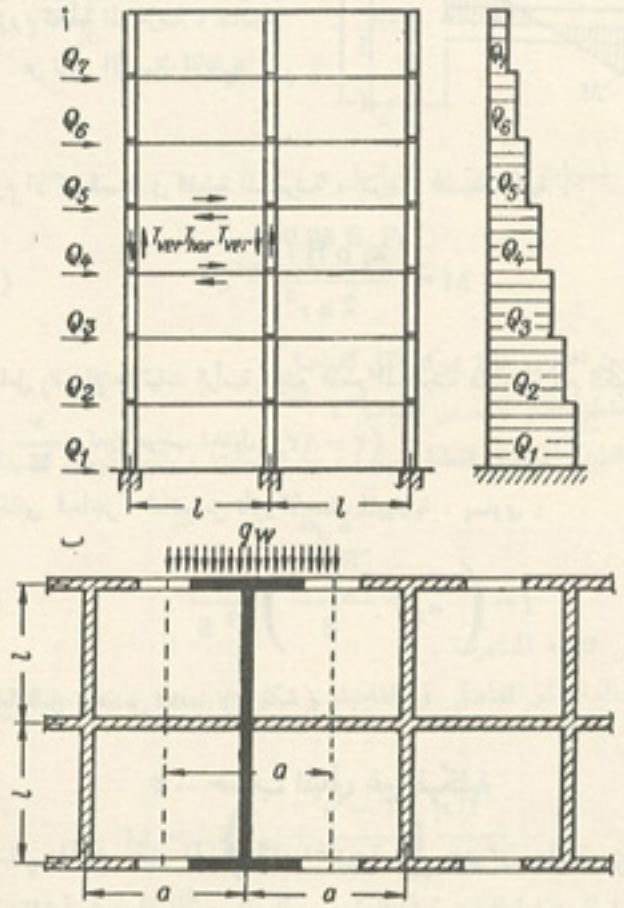
$$f = \left(a_2 + \frac{\nu^2 - 1}{8}\right)\frac{p\,H^4}{\nu^2\,B} \qquad (١٣-١٨)$$

وتؤخذ قيمة المعامل a_2 من الجدول (١٣ – ٢) .

٥ – حساب المبانى غير الهيكلية

عند حساب المبانى غير الهيكلية ، المحتوية على جدران حاملة مؤلفة من أجزاء هيكلية كبيرة ، تؤخذ محصلة الأحمال العمودية الناتجة عن الطوابق العليا بلاتمركزية طارئة ، تساوى ٢سم .أما الأحمال الناتجة عن السقف المرتكز على الجدار ، فتعتبر مؤثرة بلاتمركزية حقيقية . وعند ذلك يؤخذ طول الجدار التصميمى لحساب الانحناء الطولى ، (buckling) مساويا لارتفاع الطابق . وإذا كان الجدار مستنداً على المحيط بأجمعه ، يؤخذ طوله التصميمى بإدخال معامل يساوى ٠,٩ .

إن قوى القص الأفقية T_{hor} والعمودية T_{ver} ، الناشئة نتيجة لتأثير حمل الريح ، فى أماكن اتصال الجدران العرضية والطولية مع بعضها ومع السقوف (شكل ١٣ — ١٥) ، تعين كما هو الحال فى العتبة الكابولية المؤلفة ، وتنتقل هذه القوى إلى الوصل الملحومة من الرقائق المعدنية وإلى الفواصل المملوءة بالخرسانة .



شكل ١٣ — ١٥ . حساب (تصميم) المبانى غير الهيكلية ، بالنسبة لتأثير الأحمال الأفقية
(أ) مقطع عرضى ، (ب) مسقط أفقى

البند الثانى والخمسون — تصميم الأطر المتعددة الطوابق

١ — الأطر المتعددة الطوابق السابقة الصنع

توضع الرسوم البيانية المطلقة لكل من العزوم M وقوى القص Q بناء على الرسوم البيانية للعزوم والقوى العرضية (القص) التى نحصل عليها من حساب الإطار تحت تأثير الأحمال المختلفة ، كما تحسب القوى الطولية التى تطابق كل حالة — وذلك بصورة مستقلة لكل من مجموعات الأحمال الأساسية ومجموعات الأحمال الإضافية (الثانوية) . ويجب إيجاد قيم M_{max} و M_{min} وقيم N المطابقة لهما ، لجميع المقاطع التصميمية ، وفى عدد من الحالات (مثلا ، للأعمدة المرتفعة) يجب إيجاد قيم N_{max} والعزوم المطابقة لها M . ويمكن كذلك إيجاد القوى التصميمية من الجداول ، حيث تدرج قيم القوى ، المطابقة للتحميلات المختلفة ، ثم تحسب القيم التصميمية لكل من M و Q و N .

إن المقاطع التصميمية هى : للعارضة — المقاطع الواقعة على المسندين وفى الباع ؛ للأعمدة — المقاطع الواقعة فى الأعلى وفى الأسفل .

وبموجب القوى التصميمية التى تم إيجادها ، يجرى حساب مقاطع الإطار ، ويتم هذا الحساب على مرحلتين : أ) تثبيت أبعاد مقاطع العوارض والقوائم ، بصورة نهائية ، ب) اختيار مقاطع قضبان التسليح الطولية والعرضية . وكذلك تراجع الأعمدة بالنسبة للانحناء الطولى خارج مستوى الاطار . وبالإضافة إلى ذلك ، من الضرورى بالنسبة للأطر السابقة الصنع ، إجراء حساب الوصل وفواصل التثبيت الملحومة ، ومراجعة قطع الاطار ، تبعاً للقوى الناتجة عند النقل والتركيب .

ولا يختلف اختيار مقاطع عوارض الاطار ، بأى شئ عن اختيار مقاطع عوارض السقوف العتبية (راجع الفصل الثامن) .

ويتم اختيار مقاطع الأعمدة ، تبعا للانضاط اللامركزى . وكقاعدة ،

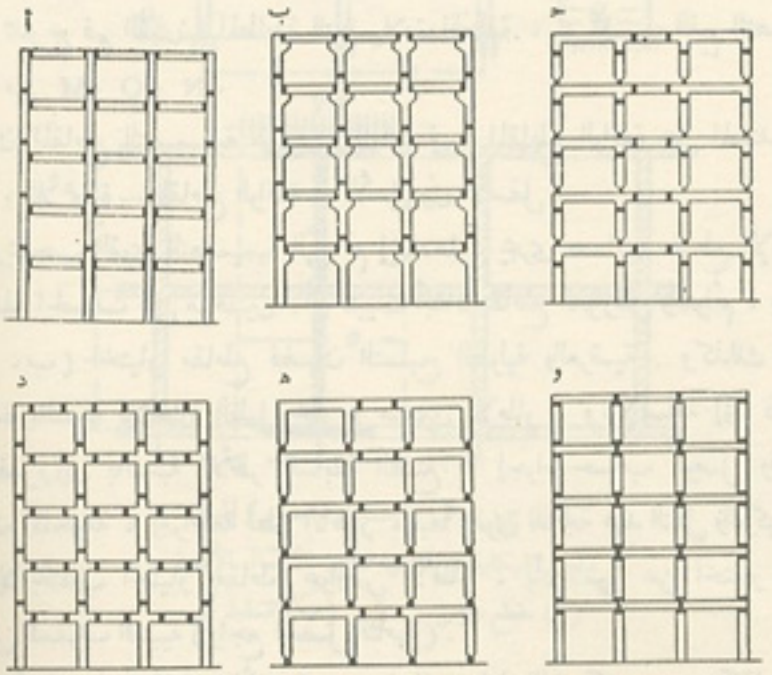
تختار لأعمدة الأطر المتعددة الطوابق ، قضبان تسليح متماثلة ، لأن الرسم البيانى لعزوم الأعمدة ، يكون بإشارتين . ويعتبر اختيار مقطع العمود بصورة مرضية ، إذا تراوحت النسبة المئوية للتسليح بين ١ و٢ .

ويجب أن يؤخذ الطول المصمم لقوائم الأطر l_0 ، تبعاً للظروف الحقيقية للتثبيت فى المفاصل .

وتصمم الأطر طبقاً للرسوم البيانية لكل من M و Q و N ، بموجب القواعد العامة لتصميم القطع الخرسانية المسلحة .

إن الأطر السابقة الصنع المتعددة الطوابق ، تجزأ إلى قطع منفصلة ، منتجة فى المصانع وفى ساحات العمل ، مع المحافظة على متطلبات تكنولوجيا الإنتاج والتركيب (راجع الفصل السابع) .

تجزأ عوارض الاطار فى الغالب إلى قطع مستقيمة منفصلة ، متصلة بحافة العمود (شكل ١٣ — ١٦ ، أ ، ب) ، وتقسم الأعمدة كذلك إلى قطع مستقيمة ،



شكل ١٣ — ١٦ . طرق تجزئة الإطار المتعدد الطوابق إلى قطع سابقة الصنع

ولكنها متصلة فوق مستوى السقف . ومن المفيد تضخيم قطع الأعمدة (تبعاً لطولها ووزنها) ، وأخذ الطول مساويا لارتفاع طابقين .

وفى أعمال البناء ، تصادف حالات ، نقوم فيها لأجل المحافظة على وحدة مفاصل الاطار ، بقص الأعمدة (شكل ١٣ — ١٦ ، جـ) أو الأعمدة والعوارض (شكل ١٣ — ١٦ ، د) ونستخدم تصاميم معقدة للقطع — عوارض بكوابيل ، وأعمدة على شكل صلبان ، وحلولا أخرى (شكل ١٣ — ١٦ ، هـ ، و) .

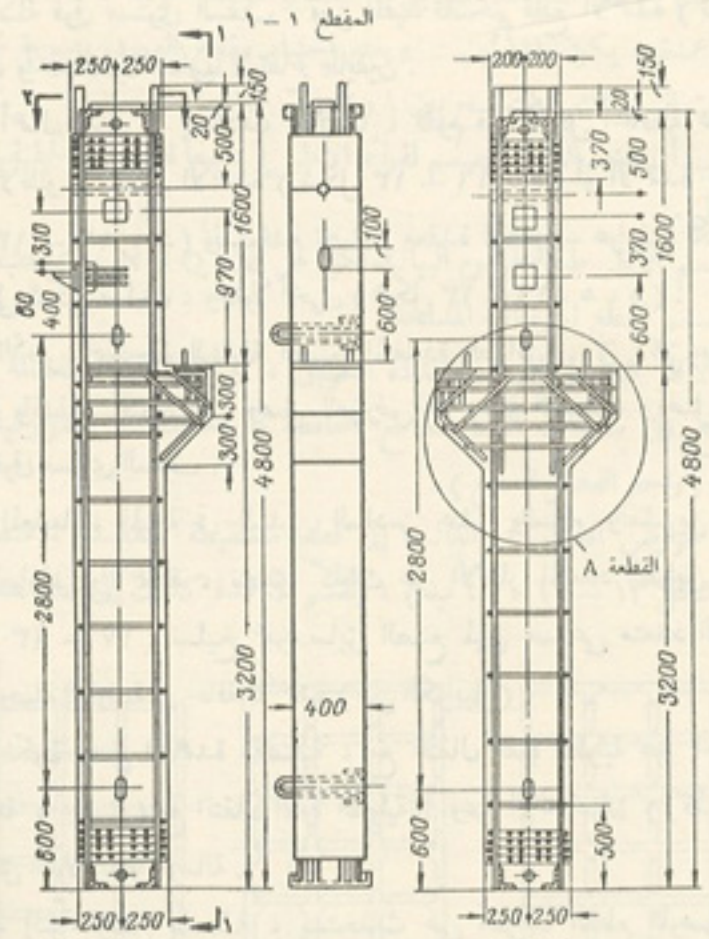
إن الأطر النموذجية السابقة الصنع المتعددة الطوابق ، فى كل من المبانى الصناعية والمدنية تحتوى على وصل للعوارض مع حافة العمود ، ووصل للأعمدة موضوعة فوق مستوى السقف .

إن المعلومات المبينة فى البندين السادس عشر والسابع والعشرين ، حول تصميم العوارض والأعمدة ، تنطبق كذلك على الاطار المتعدد الطوابق . ويبين الشكل (١٣ — ١٧) تسليح عمود سابق الصنع لمبنى صناعى متعدد الطوابق ، مع وجود وصلة العارضة فى حافة الأعمدة (على الكوابيل) .

وقد تكون وصل الأعمدة مفصلية ، مع انتقال القوة الطولية عبر الخرسانة ، أو ملحومة (جاسئة) مع انتقال القوة الطولية N وعزم الانحناء M (وكذلك Q) ، عبر الرقائق الفولاذية والخرسانة .

وعند إنشاء وصل مفصلية ، يستحدث على أطراف القطع الموصولة سطح خرسانى كروى (شكل ١٣ — ١٨ ، أ) . ويؤخذ نصف قطر تقوس هذا السطح ، بحيث يتراوح بين ١,٢ و ١,٥ h ، حيث h — طول الضلع الأكبر للمقطع العرضى للعمود . ولضبط الأعمدة عند التركيب ، ومركزة انتقال القوة ، يؤخذ نصف قطر تقوس السطح المقعر ، أكبر من نصف قطر تقوس السطح المحدب بمقدار يتراوح بين ٥ و ٨٪ .

وتزود الأطراف الموصولة للأعمدة ، بالإضافة إلى قضبان التسليح الطولية الرئيسية ، بشبكات عرضية ملحومة (تسليح غير مباشر) ، لايقل عددها عن أربع شبكات . وترتب هذه الشبكات فى عدة صفوف على مسافات تتراوح بين ٥ و ٧ سم ،

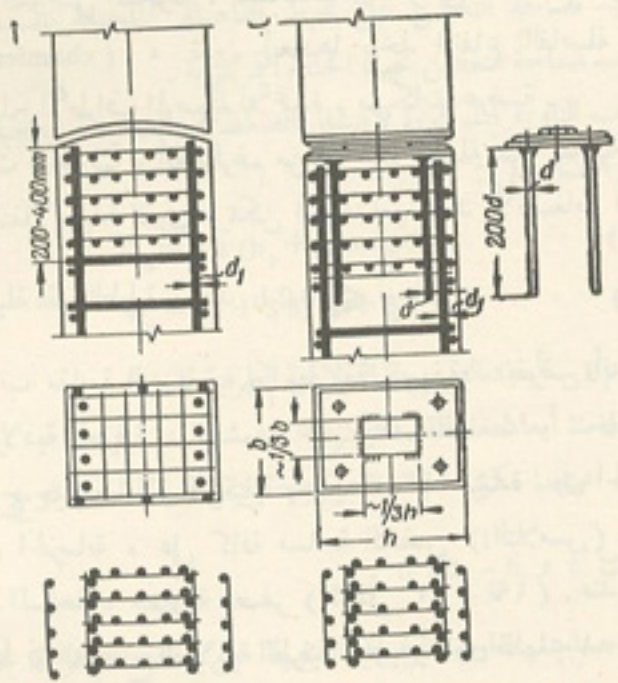


شكل ١٣ – ١٧ . تسليح أعمدة الإطار المتعدد الطوابق السابق الصنع

على جزء لا يقل طوله عن ٢٠ قطراً من أقطار قضبان التسليح الطولية الفعالة الملساء، أو لا يقل عن ١٠ أقطار قضبان التسليح الطولية الفعالة، ذات النتوءات الجانبية .

وتمرر قضبان التسليح الطولية الفعالة داخل محيط الشبكات العرضية . وللقيام بذلك يوضع القضيب العرضى الأول للهيكل الملحوم ، على مسافة تتراوح بين ٢٠٠ و ٤٠٠ مم عن الحافة .

إن حساب مقاومة الوصلة المفصلية ذات السطح الخرسانى الكروى يجرى



شكل ١٣ – ١٨ . وصل أعمدة الهيكل المتعدد الطوابق

بموجب الصيغة الوضعية (٣ – ١٠)، وعند ذلك تؤخذ القوة الطولية N فى حساب الوصلة ، مضاعفة بمقدار ١,٥مرة .

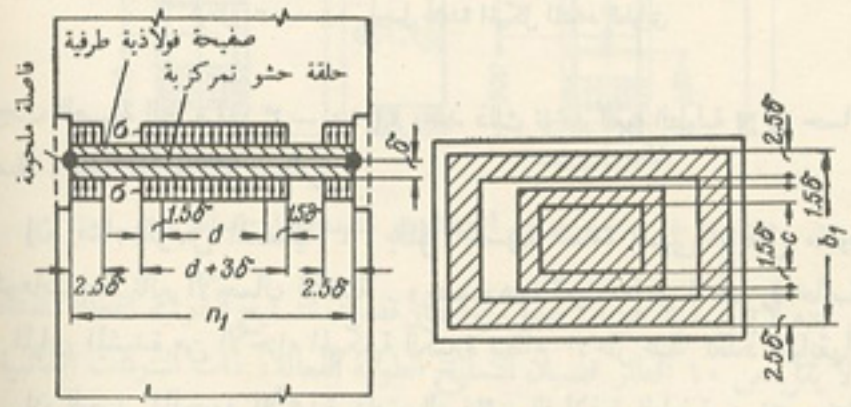
إن إنشاء الوصل المفصلية ، يقلل الجسوءة العامة للمبنى ويقلل مقاومته للتشوهات عند تأثير الأحمال الأفقية . ويصبح هذا العيب ملموسا بصورة خاصة، فى المبانى المشيدة من الأجزاء الهيكلية الكبيرة بنظام الأطر عند تعدد طوابقها .

إن الوصل الملحومة للأعمدة ذات الصفائح الفولاذية الطرفية ، تنتج بحلقة تمركزية لتسهيل استقامة الأعمدة عند التركيب (شكل ١٣ – ١٨ ، ب) . والصفائح الفولاذية الطرفية التى لها سمك يتراوح بين ١٠ و١٥مم ، مع قضبان تثبيت فولاذية ملحومة ، ذات نتوءات جانبية ، طولها ٢٠ d ، وحلقة تمركزية ، يتراوح سمكها بين ٣و٤مم ، هى عبارة عن رقائق الحشو المعدنية للعمود .

ولسهولة وضع الفواصل الملحومة ، تستحدث فى حواشى الصفائح الفولاذية الطرفية شطبيات (chamfers) ، تعين أبعادها بأخذ ارتفاع الفاصلة الملحومة فى الاعتبار . وتسلح الأطراف الموصولة للأعمدة ، بشبكات عرضية .

وقد أثبتت التجارب ، أنه بالرغم من أن هذه الوصلة تمتاز بقابلية تشوه عالية ، لكنها تؤمن انتقالا جيداً للقوى ويمكن استخدامها عند الانضغاط اللامركزى ، بلامركزية قليلة للقوة الطولية ، عند $e_o = \frac{M}{N} \leqslant 0.2\ h$.

إن حساب مقاومة الوصلة ، يتم بطريقة تقريبية ، بفرض أنه بفضل ليونة الصفائح الفولاذية الطرفية ، المتشوهة عند انتقال الضغط ، تنخفض تشوهات الخرسانة خارج حدود الحلقة التمركزية ومحيط اللحام ، بشدة . وفى الحساب ، تعتبر التشوهات فى الخرسانة ، على كافة مساحة التغضن (التلامس) ، متساوية ، وخارج تلك المساحة ، مساوية للصفر (شكل ١٣ — ١٩) .عند ذلك ، يؤخذ توزيع الضغط فى الصفائح الفولاذية الطرفية بزاوية يساوى ظلها ١,٥ .



شكل ١٣ — ١٩ . إجهادات الخرسانة العمودية فى الوصلة المحتوية على حلقة (وليجة) تمركزية

وعند مثل هذه الشروط الحسابية ، تكون المساحة العامة للتغضن فى الوصلة كما يلى :

$$F_{crumple} = F_{jo} + F_g \qquad (١٣ — ١٩)$$

حيث F_{jo} — مساحة التغضن على محيط الفاصلة الملحومة للصفائح الطرفية ؛
F_g — مساحة التغضن تحت الحلقة التمركزية .

وبحساب الزاوية المذكورة لانتشار الضغط فى الصفيحة الطرفية ، عندما يبلغ سمكها δ ، نحصل على :

$$F_{jo} = 5\,\delta\,(h_1 + b_1 - 5\,\delta) \qquad (١٣ — ٢٠)$$

$$F_g = (d + 3\,\delta)\,(c + 3\,\delta) \qquad (١٣ — ٢١)$$

حيث h_1 و b_1 — أبعاد الصفيحة الفولاذية الطرفية ؛
c و d — أبعاد الحلقة التمركزية .

وعمليا ، عندما تكون الحلقة التمركزية رقيقة (بسمك يتراوح بين ٣ و ٤مم) تؤخذ $c \leqslant \frac{1}{3}\,b$ و $d \leqslant \frac{1}{3}\,h$.

ويجرى حساب مقاومة الوصلة المحتوية على حلقة تمركزية بموجب الصيغة الوضعية (٣ — ١٢) ، وعند ذلك تؤخذ القوة الطولية N فى حساب الوصلة ، مضاعفة بمقدار ١,٥ مرة .

إن قيمة القوة N_{jo} ، المنتقلة إلى الفواصل الملحومة على محيط الوصلة ، تعين من نسبة المساحات :

$$N_{jo} = N\,\frac{F_{jo}}{F_{gasket}} \qquad (١٣ — ٢٢)$$

وتحسب الفواصل الملحومة للوصلة ، بموجب قواعد (مواصفات) تصميم المنشآت الفولاذية ، وسمكها يساوى :

$$h_{jo} = \frac{N_{jo}}{0.7\,R_{weld}\,\Sigma\,l_{jo}} \qquad (١٣ — ٢٣)$$

حيث $\Sigma\,l_{jo}$ — الطول الإجمالى للفواصل الملحومة للوصلة ، مع أخذ تفاوت اللحام فى الاعتبار ،

R_{weld} — المقاومة التصميمية للفاصلة الملحومة .

وعند وجود عزم انحناء ، تنتقل القوة الطولية الإضافية إلى فاصلتين عرضيتين ملحومتين (عموديتين على مستوى الانحناء) ، وعند ذلك يكون :

$$N_{trans} = \frac{M}{h} \qquad (١٣ - ٢٤)$$

والقوة الإجمالية ، المتنقلة إلى الفاصلة العرضية الملحومة للوصلة ، تساوى :

$$N_{trans} = \frac{N_{jo}\, b}{2\,(b + h)} + \frac{M}{h} \qquad (١٣ - ٢٥)$$

وسمك الفاصلة الملحومة يساوى :

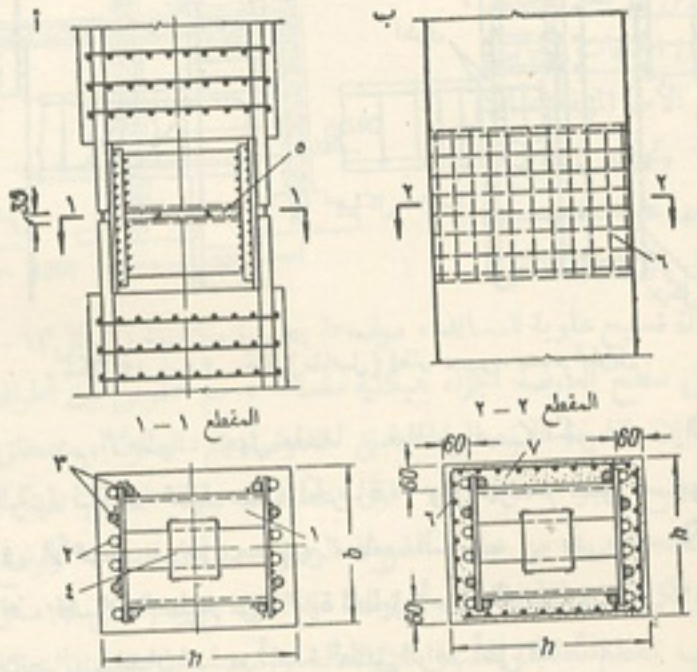
$$h_{jo} = \frac{N_{trans}}{0.7\, R_{weld}\, l} \qquad (١٣ - ٢٦)$$

حيث ($l = b - 1$) — طول الفاصلة العرضية الملحومة للوصلة (سم)، مع أخذ تفاوت اللحام فى الاعتبار .

وفى معظم الحالات ، يمكن تقليل عزم الانحناء فى الوصلة الملحومة لأعمدة المبنى الهيكلى المتعدد الطوابق ، باختيار موضع الوصلة ، بالقرب من منتصف ارتفاع الطابق ، حيث تقترب عزوم الانحناء ، الناتجة عن الأحمال العمودية والأفقية ، من الصفر .

وعند وجود عزوم انحناء كبيرة ، تنتج الوصل الملحومة للأعمدة ، على رقائق معدنية فى طرف العمود ، على هيئة طوق من زوايا وصفائح (شكل١٣—٢٠،أ) . وتلحم القضبان الطولية الفعالة للعمود ، مع الطوق من الخارج ، بواسطة فاصلة منتجة فى المصنع . وتلحم قضبان الوصل مع الطوق ، عند التركيب ، فى المسافات

المتوسطة بين القضبان الفعالة . إن الخلوص الموجود بين أطراف الأعمدة الموصولة ، يحشى بملاط جاسىء . أما الوصلة فتغطى بالخرسانة على اتساع الشبكة (شكل١٣—٢٠ ، ب) . ولكى نضمن حشو الخلوص بالملاط بدرجة عالية من الجودة ، يؤخذ سمك الحلقة التمركزية فى مثل هذه الوصلة بحيث يتراوح بين ٣٠ و٤٠مم . وتستخدم وصلة الأعمدة المذكورة ، فى المبانى الصناعية ، وكذلك فى المبانى المدنية المتعددة الطوابق .

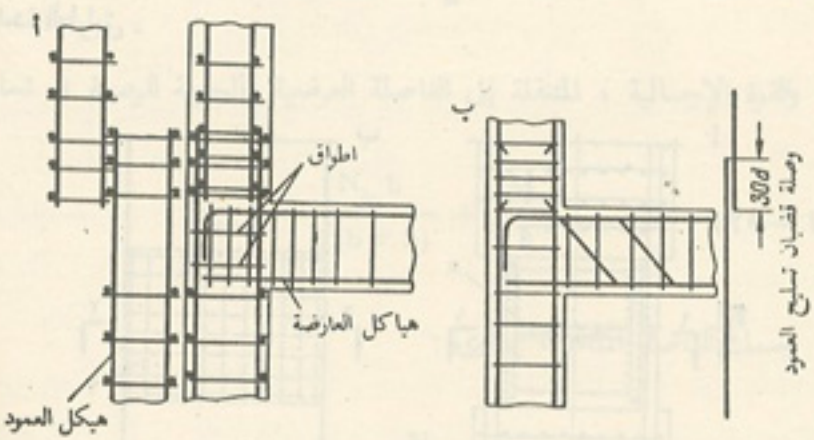


شكل ١٣ — ٢٠ . وصلة أعمدة ملحومة ومملوءة بالخرسانة

(أ) وصلة الأعمدة قبل الملء بالخرسانة ، (ب) بعد الملء بالخرسانة ،
١ — طوق فولاذى ملحوم من صفائح وزوايا ، ٢ — قضبان التسليح الطولية الفعالة للعمود ، ٣ — وصل تراكب مفصلية ، ٤ — حلقة (حشية) تمركزية ، ٥ — تجويف الوصلة المحشى بملاط جاسىء ، ٦ — شبكة ، ٧ — طبقة من الخرسانة

٢ ــ الأطر المتعددة الطوابق المصبوبة والمؤلفة

إن الأطر المتعددة الطوابق المصبوبة ، تصمم بمفاصل جاسئة . ولا يختلف تصميم عارضة الإطار عن تصميم العتبة الرئيسية للسقف المضلع ، باستثناء المسند الطرفى ، حيث تربط العارضة بالعمود بجسوءة (شكل ١٣ ــ ٢١ ، أ) .

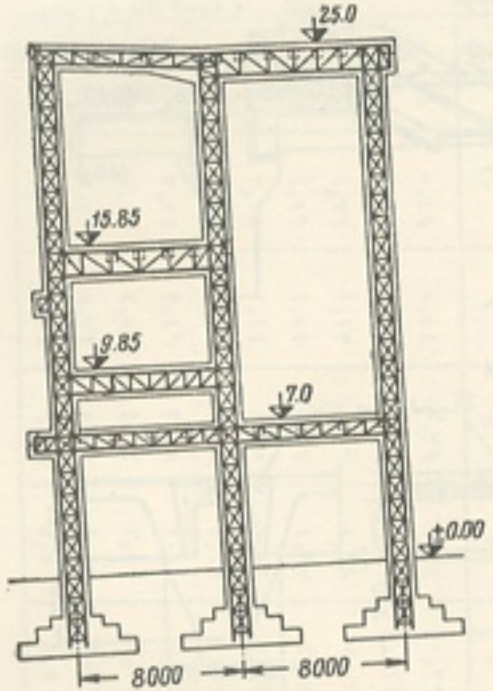


شكل ١٣ ــ ٢١ . عقد (مفاصل) إطار مصبوب متعدد الطوابق .

وعند تصميم الاطار ، تجهز مقدما ، فواصل صب الخرسانة ، التى تتطلبها الفترات الوقتية لتوقف عملية صب الخرسانة . وعلى ارتفاع المبنى ، تجهز فواصل الخرسانة فى الأعمدة ، على مستوى سطح السقوف . وفى هذه الأماكن ، تبرز أطراف قضبان التسليح من أعمدة الطابق أسفل الفاصلة (شكل ١٣ ــ ٢١ ، ب) ، للاتصال بقضبان تسليح أعمدة الطابق الواقع أعلى الفاصلة .

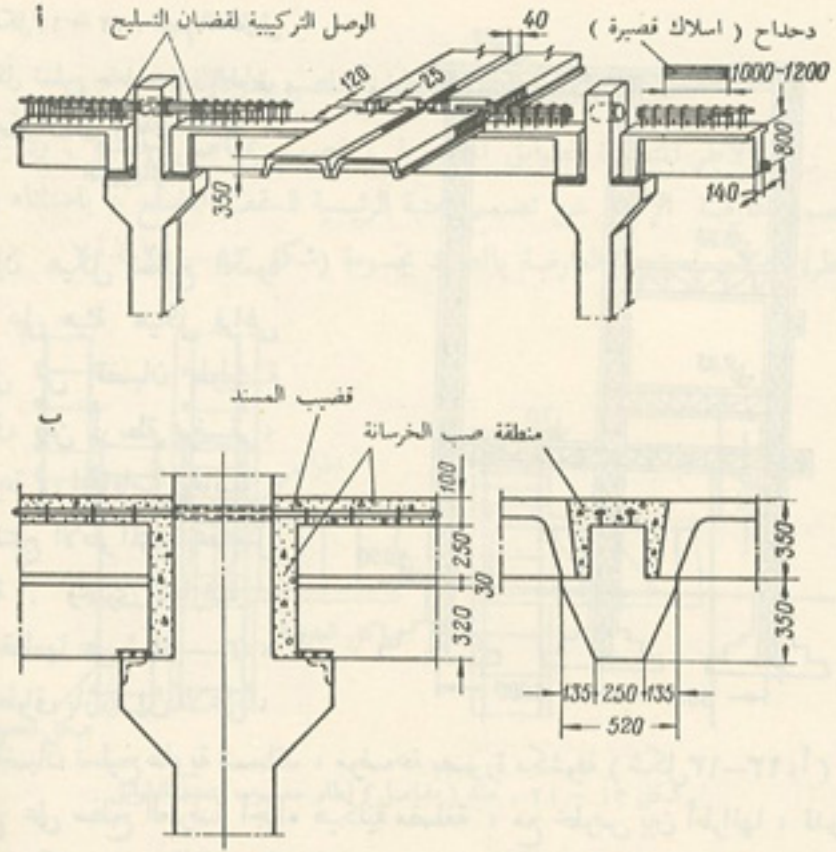
ومن المفيد تسليح الأطر المصبوبة ، ذات الأبواع الكبيرة والارتفاع العالى للطوابق ، بهياكل تسليح حاملة . ويبين الشكل (١٣ ــ ٢٢) مخطط هيكل تسليح حامل ، لإطار متعدد الطوابق فى المبنى الرئيسى لمحطة كهربائية . وتنتج الهياكل الملحومة لكل باع من أبواع العارضة ، على هيئة جمالونات مستوية ، وتجمع فى هيكل فراغى واحد ، مربوط من الأعلى والأسفل بأربطة أفقية حلزونية وقضبان مستقلة .

شكل ١٣ ــ ٢٢ . الرسم التخطيطى لهيكل تسليح حامل متعدد الطوابق للمبنى الرئيسى لإحدى المحطات الكهربائية



إن هيكل تسليح العمود ينتج على هيئة هيكل فراغى مشكل من قضبان طولية وأطواق ومن أربطة عرضية ، موضوعة فى الحافات الجانبية .

تنتج الأطر المؤلفة بمفاصل جاسئة . وتحتوى العارضة ، التى مقطعها على شكل ــ T ، على اطواق بارزة إلى الاعلى ، وعلى قضبان تسليح علوية للمساند ، موضعة بصورة مكشوفة (شكل ١٣ــ٢٣ ، أ) . وتوضع على سطح العارضة أجزاء هيكلية مضلعة ، مع خلوص بين أطرافها ، قدره ١٢ سم . إن جسوءة الاتصال المفصلى للعارضة مع العمود ، تتحقق بتلاحم قضبان التسليح العليا للعارضة ، فوق المسند . ولهذا الغرض تعدّ فى العمود مقدما ، فتحة تمرر من خلالها قضبان الوصل عند المساند . ولوضع الأجزاء الهيكلية ، يمكن كذلك أن تحتوى العارضة على شفاه بارزة (شكل ١٣ــ٢٣ ، ب) . وبعد تركيب القطع السابقة الصنع للإنشاء ، ووضع ولحم قضبان تسليح مساند العارضة ، فإن الفجوات الموجودة بين الأجزاء الهيكلية ، والخلوصات الموجودة بين طرف العارضة والعمود ، تملأ بالخرسانة ، وبذلك يصبح الاطار كتلة متراصة واحدة . وعند ذلك ، تعتبر العوارض ، بفضل العمل الموحد مع الأجزاء الهيكلية ، بمثابة عوارض مقطعها على شكل ــ T .



شكل ١٣ – ٢٣. تصاميم عقد (مفاصل) الإطار المؤلف

(أ) قبل الملء بالخرسانة ، (ب) بعد الملء بالخرسانة

المجموعة المنوعة لقضبان وأسلاك التسليح

القطر (مم)	مساحة المقطع العرضي (سم٢) عندما يبلغ عدد القضبان : ١	٢	٣	٤	٥	٦	٧	٨	٩	١٠	الوزن (كجم/م)	القطر (م)
٢٫٥	٠٫٠٤٩	٠٫١٠	٠٫١٥	٠٫٢٠	٠٫٢٥	٠٫٢٩	٠٫٣٤	٠٫٣٩	٠٫٤٤	٠٫٤٩	٠٫٠٣٨	٢٫٥
٣	٠٫٠٧١	٠٫١٤	٠٫٢١	٠٫٢٨	٠٫٣٥	٠٫٤٢	٠٫٤٩	٠٫٥٧	٠٫٦٤	٠٫٧١	٠٫٠٥٥	٣
٤	٠٫١٢٦	٠٫٢٥	٠٫٣٨	٠٫٥٠	٠٫٦٣	٠٫٧٦	٠٫٨٨	١٫٠١	١٫١٣	١٫٢٦	٠٫٠٩٨	٤
٥	٠٫١٩٦	٠٫٣٩	٠٫٥٩	٠٫٧٩	٠٫٩٨	١٫١٨	١٫٣٧	١٫٥٧	١٫٧٧	١٫٩٦	٠٫١٥٤	٥
٥٫٥	٠٫٢٣٨	٠٫٤٨	٠٫٧١	٠٫٩٥	١٫١٩	١٫٤٣	١٫٦٦	١٫٩٠	٢٫١٤	٢٫٣٨	٠٫١٨٨	٥٫٥
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	١٫٠١	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
١٤	١٫٥٣٩	٣٫٠٨	٤٫٦٢	٦٫١٦	٧٫٦٩	٩٫٢٣	١٠٫٧٧	١٢٫٣١	١٣٫٨٥	١٥٫٣٩
١٦	٢٫٠١١	٤٫٠٢	٦٫٠٣	٨٫٠٤	١٠٫٠٥	١٢٫٠٦	١٤٫٠٧	١٦٫٠٨	١٨٫١٠	٢٠٫١١
١٨	٢٫٥٤٥	٥٫٠٩	٧٫٦٣	١٠٫١٨	١٢٫٧٢	١٥٫٢٧	١٧٫٨١	٢٠٫٣٦	٢٢٫٩٠	٢٥٫٤٥
٢٠	٣٫١٤٢	٦٫٢٨	٩٫٤١	١٢٫٥٦	١٥٫٧١	١٨٫٨٥	٢١٫٩٩	٢٥٫١٤	٢٨٫٢٨	٣١٫٤٢
٢٢	٣٫٨٠١	٧٫٦	١١٫٤	١٥٫٢٠	١٩	٢٢٫٨١	٢٦٫٦١	٣٠٫٤١	٣٤٫٢١	٣٨٫٠١
٢٥	٤٫٩٠٩	٩٫٨٢	١٤٫٧٣	١٩٫٦٣	٢٤٫٥٤	٢٩٫٤٥	٣٤٫٣٦	٣٩٫٢٧	٤٤٫١٨	٤٩٫٠٩
٢٨	٦٫١٥٨	١٢٫٣٢	١٨٫٤٧	٢٤٫٦٣	٣٠٫٧٩	٣٦٫٩٥	٤٣٫١	٤٩٫٢٦	٥٥٫٤٢	٦١٫٥٨
٣٢	٨٫٠٤٢	١٦٫٠٨	٢٤٫١٣	٣٢٫١٧	٤٠٫٢١	٤٨٫٢٥	٥٦٫٣٠	٦٤٫٣٤	٧٢٫٣٨	٨٠٫٤٢
٣٦	١٠٫١٨	٢٠٫٣٦	٣٠٫٥٤	٤٠٫٧٢	٥٠٫٩	٦١٫٠٨	٧١٫٢٦	٨١٫٤٤	٩١٫٦٢	١٠١٫٨٠
٤٠	١٢٫٥٦	٢٥٫١٢	٣٧٫٦٨	٥٠٫٢٤	٦٢٫٨	٧٥٫٣٦	٨٧٫٩٢	١٠٠٫٤٨	١١٣٫٠٤	١٢٥٫٦٠

عزوم الانحناء والقوى العرضية للعتبات المتواصلة ذات الأبواع المتساوية عند الأحمال المنتظمة التوزيع والمتمركزة

عند الأحمال المنتظمة التوزيع :

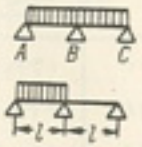
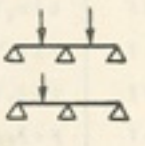
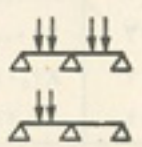
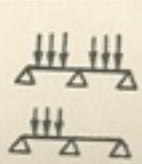
$$M = (\alpha g + \beta p) l^2$$

$$Q = (\gamma g + \delta p) l$$

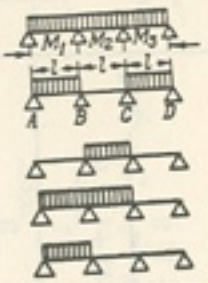
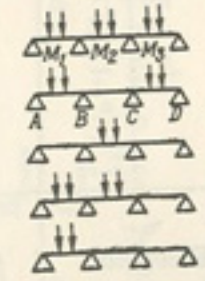
وعند الأحمال المتمركزة :

$$M = (\alpha G + \beta P) l$$

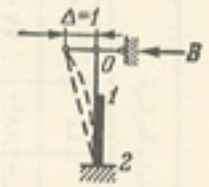
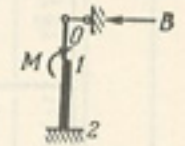
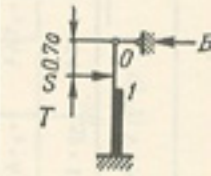
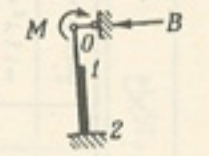
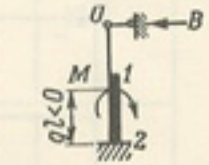
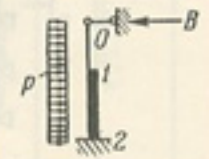
$$Q = \gamma G + \delta P$$

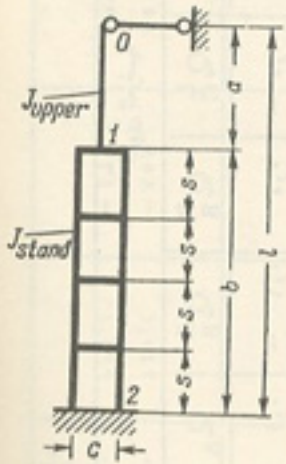
مخطط التحميل	عزوم الأبواع		عزوم المساند	القوى العرضية			
	M_1	M_2	M_B	Q_A	Q_B^L	Q_B^R	Q_C
	٠٫٠٧	٠٫٠٧	٠٫١٢٥ −	٠٫٣٧٥	٠٫٦٢٥ −	٠٫٦٢٥	٠٫٣٧٥ −
	٠٫٠٩٦	٠٫٠٢٥ −	٠٫٠٦٣ −	٠٫٤٣٧	٠٫٥٦٣ −	٠٫٠٦٣	٠٫٠٦٣
	٠٫١٥٦	٠٫١٥٦	٠٫١٨٨ −	٠٫٣١٢	٠٫٦٨٨ −	٠٫٦٨٨	٠٫٣١٢ −
	٠٫٢٠٣	٠٫٠٤٧ −	٠٫٠٩٤ −	٠٫٤٠٦	٠٫٥٩٤ −	٠٫٠٩٤	٠٫٠٩٤
	٠٫٢٢٢	٠٫٢٢٢	٠٫٣٣٣ −	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	١٫٧٣٤ −	٠٫٢٣٤	٠٫٢٣٤

العتبات الثلاثية الأبواع

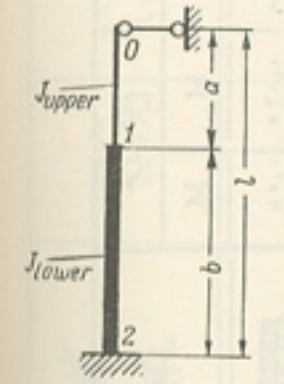
مخطط التحميل	عزوم الباع		عزوم المساند		القوى العرضية				
	M_1	M_2	M_B	M_C	Q_A	Q_B^L	Q_B^R	Q_C^L	Q_C^R	Q_D
	٠٫٠٨	٠٫٠٢٥	٠٫١ −	٠٫١ −	٠٫٤	٠٫٦ −	٠٫٥	٠٫٥ −	٠٫٦	٠٫٤ −
	٠٫١٠١	٠٫٠٥ −	٠٫٠٥ −	٠٫٠٥ −	٠٫٤٥	٠٫٥٥ −	صفر	صفر	٠٫٥٥	٠٫٤٥ −
	٠٫٠٢٥ −	٠٫٠٧٥	٠٫٠٥ −	٠٫٠٥ −	٠٫٠٥ −	٠٫٠٥ −	٠٫٠٥	٠٫٠٥ −	٠٫٠٥	٠٫٠٥
			٠٫١١٧ −	٠٫٠٣٣ −	٠٫٣٨٣	٠٫٦١٧ −	٠٫٥٨٣	٠٫٤١٧ −	٠٫٠٣٣	٠٫٠٣٣
			٠٫٠٦٧ −	٠٫٠١٧	٠٫٤٣٣	٠٫٥٦٧ −	٠٫٠٨٣	٠٫٠٨٣	٠٫٠١٧ −	٠٫٠١٧ −
	٠٫٢٤٤	٠٫٠٦٧	٠٫٢٩٧ −	٠٫٢٩٧ −	٠٫٧٣٣	١٫٢٦٧ −	١	١ −	١٫٢٦٧	٠٫٧٣٣ −
	٠٫٢٨٩	٠٫١٣٣ −	٠٫١٣٣ −	٠٫١٣٣ −	٠٫٨٦٦	١٫١٣٣ −	صفر	صفر	١٫١٣٣	٠٫٨٦٦ −
	٠٫٠٤٤ −	٠٫٢	٠٫١٣٣ −	٠٫١٣٣ −	٠٫١٣٣ −	٠٫١٣٣ −	١	١ −	٠٫١٣٣	٠٫١٣٣
			٠٫٣١١ −	٠٫٠٨٩ −	٠٫٦٨٩	١٫٣١١ −	١٫٢٢٢	٠٫٧٧٨ −	٠٫٠٨٩	٠٫٠٨٩
			٠٫١٧٨ −	٠٫٠٤٤	٠٫٨٢٢	١٫١٧٨ −	٠٫٢٢٢	٠٫٢٢٢	٠٫٠٤٤ −	٠٫٠٤٤ −

(ا) صيغ لحساب الأعمدة ذات الفرعين (الشكل أ)

مخطط التحميل	رد فعل المسند B
	$B_\Delta = \frac{3 E_c J_{lower}}{l^3 (1 + k + k_1)}$
	$B = \frac{3 M (1 - \alpha^2)}{2 l (1 + k + k_1)}$
	$B = \frac{T (1 - \alpha + k_1)}{1 + k + k_1}$
	$B = \frac{3 M \left(1 + \frac{k}{\alpha}\right)}{2 l (1 + k + k_1)}$
	$B = \frac{3 M \eta (2 - \eta)}{2 l (1 + k + k_1)}$
	$B = \frac{3p l [1 + \alpha k + 1{,}33 (1 + \alpha) k_1]}{8 (1 + k + k_1)}$



الشكل (أ)



الشكل (ب)

• الملحقان الثالث والرابع من وضع الأستاذ أ. ى. سيجالوف .

الرموز الموضوعة : $\alpha = \frac{a}{l}$ ؛ $k = \alpha^3 \left(\frac{J_{lower}}{J_{upper}} - 1\right)$ ؛

$k_1 = \frac{(1-\alpha)^3 J_{lower}}{8\ n^2\ J_{stand}}$ ؛ $J_{lower} = \frac{F_{stand}\ c2}{2}$ ؛

F_{stand} – مساحة مقطع القائم (الفرع) ؛

n – عدد فتحات (panels) العمود ذى الفرعين .

أما الرموز الأخرى فموجودة فى الشكل (أ) .

صيغ لحساب الأعمدة المصمتة (الشكل ب)

عند تعيين ردود الفعل B للأعمدة المصمتة ، يجب فى الصيغ المذكورة أعلاه للأعمدة ذات الفرعين أن نأخذ k_1 = صفر . أما عزم القصور الذاتى J_{lower} لجزء العمود الواقع تحت الوتش ، فيعين كما للمقطع المصمت .

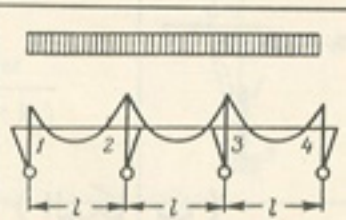
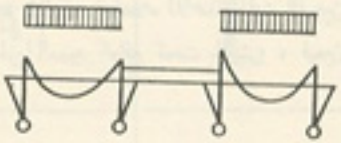
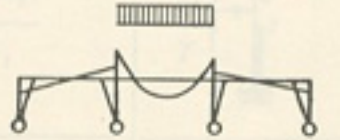
جداول لحساب الأطر المتعددة الطوابق

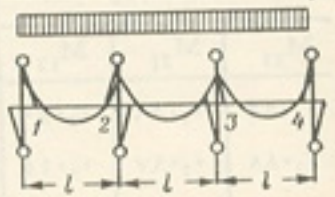
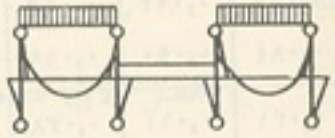
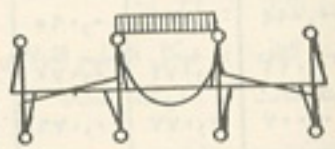
عزوم المساند لعوارض الأطر الثلاثية الأبواع

عزم مسند العارضة هو $M = (\alpha g + \beta p) l^2$. إن قيم المعاملين α و β تعتمد على مخطط تحميل العارضة بالأحمال الدائمية g والأحمال الوقتية p ، وكذلك على نسبة الجسوءة فى وحدة الطول للقوائم الموصولة بمفصل الإطار من الأسفل i_{lower} ، والجسوءة فى وحدة الطول للقوائم الموصولة بالمفصل من الأعلى i_{upper} والجسوءة فى وحدة الطول للعوارض i_{girder} :

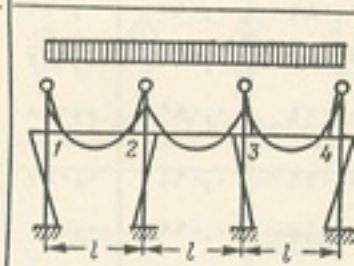
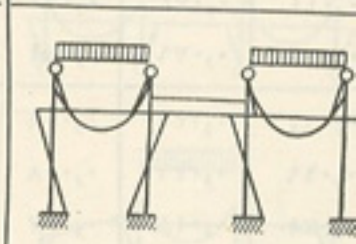
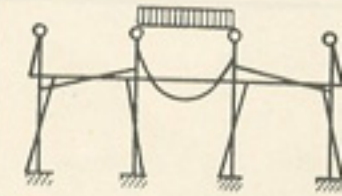
$$i_{lower} = \frac{B_{lower}}{l_{lower}} \; ; \quad i_{upper} = \frac{B_{upper}}{l_{upper}} \; ; \quad i_{girder} = \frac{B_{girder}}{l_{girder}}$$

حيث l_{lower} و l_{upper} – الطول الكلى للقائمين السفلى والعلوى على التوالى (ارتفاع طابق الإطار المتعدد الطوابق) .

مخطط التحميل والرسم البيانى للعزوم	$\frac{i_{lower}}{i_{girder}}$	عزوم المساند		
		M_{12}	M_{21}	M_{23}
	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	٠,٠٩٣	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	٠,٠٤٠	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

مخطط التحميل والرسم البيانى للعزوم	$\frac{i_{lower} + i_{upper}}{i_{girder}}$	عزوم المساند		
		M_{12}	M_{21}	M_{23}
	٠,٥	٠,٠٣٨	٠,٠٩٨	٠,٠٨٩
	١	٠,٠٥٢	٠,٠٩٥	٠,٠٨٦
	٢	٠,٠٦٣	٠,٠٩٢	٠,٠٨٥
	٣	٠,٠٦٨	٠,٠٨٩	٠,٠٨٤
	٠,٥	٠,٠٤٧	٠,٠٦٤	٠,٠٢٦
	١	٠,٠٦٠	٠,٠٦٩	٠,٠١٧
	٢	٠,٠٧٠	٠,٠٧٤	٠,٠١١
	٣	٠,٠٧٤	٠,٠٧٦	٠,٠٠٨
	٠,٥	٠,٠٠٩	٠,٠٣٤	٠,٠٦٤
	١	٠,٠٠٨	٠,٠٢٦	٠,٠٦٩
	٢	٠,٠٠٧	٠,٠١٨	٠,٠٧٤
	٣	٠,٠٠٦	٠,٠١٣	٠,٠٧٦

إطار الطابق الأول (السفل)

مخطط التحميل والرسم البيانى للعزوم	$\frac{i_{lower} + 1.5\ i_{upper}}{i_{girder}}$	عزوم المساند		
		M_{12}	M_{21}	M_{23}
	٠٫٥	٠٫٠٣٠	٠٫٠٩٩	٠٫٠٩٢
	١	٠٫٠٤٤	٠٫٠٩٧	٠٫٠٨٨
	٢	٠٫٠٥٧	٠٫٠٩٤	٠٫٠٨٦
	٣	٠٫٠٦٣	٠٫٠٩٢	٠٫٠٨٥
	٥	٠٫٠٦٩	٠٫٠٩٠	٠٫٠٨٤
	٠٫٥	٠٫٠٣٨	٠٫٠٦١	٠٫٠٣١
	١	٠٫٠٥٣	٠٫٠٦٦	٠٫٠٢٢
	٢	٠٫٠٦٥	٠٫٠٧١	٠٫٠١٤
	٣	٠٫٠٧٠	٠٫٠٧٤	٠٫٠١١
	٥	٠٫٠٧٦	٠٫٠٧٧	٠٫٠٠٧
	٠٫٥	٠٫٠٠٨	٠٫٠٣٨	٠٫٠٦١
	١	٠٫٠٠٩	٠٫٠٣١	٠٫٠٦٦
	٢	٠٫٠٠٨	٠٫٠٢٣	٠٫٠٧١
	٣	٠٫٠٠٧	٠٫٠١٨	٠٫٠٧٤
	٥	٠٫٠٠٧	٠٫٠١٣	٠٫٠٧٧

ملاحظة : إن عزوم الانحناء فى القوائم ، لكل مخطط من مخططات تحميل الإطار ، تعين بفرق عزوم مساند العارضة فى المفصل ، وذلك بتوزيع ذلك الفرق بصورة تتناسب مع الجسوءات فى وحدة الطول للقوائم . وعند التوزيع ، تؤخذ الجسوءة فى وحدة الطول لقائم الطابق الأول ،

مساوية للمقدار $\frac{i_{lower}}{1.5}$.

المحتويات

صفحة

تمهيد ٥
مقدمة ٧

الفصل الأول — معلومات أساسية عن الخرسانة وهيكل التسليح والخرسانة المسلحة

البند الأول : الخرسانة ١٧
البند الثانى : هيكل التسليح الفولاذى ٣٥
البند الثالث : الخرسانة المسلحة ٦٠

الفصل الثانى — المبادئ الأساسية لتصميم المنشآت الخرسانية المسلحة

البند الرابع : مسائل التصميم والمعطيات التصميمية ٧٣
البند الخامس : حالات التصميم الأساسية ٨٤
البند السادس : فقدان الإجهاد المسبق ٨٩

الفصل الثالث — القطع المنضغطة مركزيا والقطع المشدودة مركزيا

البند السابع : القطع المنضغطة مركزياً ٩٧
البند الثامن : القطع المشدودة مركزياً (محورياً) ١١١
البند التاسع : أمثلة على تصميم القطع المشدودة مركزياً ١٣٢

الفصل الرابع — القطع المعرضة للانحناء

البند العاشر : معلومات عن تصميم القطع المعرضة للانحناء ١٤١
البند الحادى عشر : طبيعة عمل القطع المعرضة للانحناء تحت تأثير الأحمال . . ١٥٣
البند الثانى عشر : حساب السعة الحملية للمقاطع العمودية فى القطع المعرضة للانحناء . ١٦٣
البند الثالث عشر : حساب السعة الحملية للمقاطع المائلة فى القطع المعرضة للانحناء . ١٩٢
البند الرابع عشر : حساب مقاومة التشقق والجسوءة والانثناء ، فى القطع المعرضة للانحناء ٢٠٨
البند الخامس عشر : أمثلة على حساب وتصميم القطع المعرضة للانحناء ٢٣٩

الفصل الخامس — القطع المنضغطة لامركزيا والقطع المشدودة لامركزيا

البند السادس عشر : القطع المنضغطة لا مركزيا ٢٥٧
البند السابع عشر : القطع المشدودة لا مركزيا ٢٨٤
البند الثامن عشر : خصائص حساب مقاومة القطع السابقة الاجهاد، المنضغطة لا مركزيا ، والمشدودة لا مركزيا ٢٩٠

الفصل السادس — مبدأ تصميم المنشآت الخرسانية المسلحة مع أخذ إعادة توزيع القوى فى الاعتبار

البند التاسع عشر : مفهوم المفصلة اللدنة وإعادة توزيع عزوم الانحناء . . . ٢٩٣
البند العشرون : تعادل عزوم الانحناء فى العتبات المتواصلة ٢٩٨

الفصل السابع — مبادئ تصميم الهياكل الخرسانية المسلحة للمبانى

البند الحادى والعشرون : مسائل المعايرة والتوحيد القياسى ٣٠٣
البند الثانى والعشرون : مسائل الانتاج والتركيب ٣١١
البند الثالث والعشرون : مبادئ تصميم وصل القطع السابقة الصنع . . . ٣١٨
البند الرابع والعشرون : فواصل التشوه ٣٢٢

الفصل الثامن — إنشاء السقوف المستوية

البند الخامس والعشرون : تصنيف السقوف المستوية ٣٢٥
البند السادس والعشرون : السقوف العتبية السابقة الصنع ٣٢٧
البند السابع والعشرون : السقوف المضلعة المصبوبة ذات البلاطات العتبية . . . ٣٥٣
البند الثامن والعشرون : السقوف المضلعة المصبوبة ذات البلاطات المرتكزة على محيطها . ٣٦٤
البند التاسع والعشرون : السقوف العتبية المؤلفة ٣٧٤
البند الثلاثون : السقوف غير العتبية ٣٧٦
البند الحادى والثلاثون : مثال على تصميم سقف عتبى سابق الصنع (المثال الثالث عشر) ٣٨٩

الفصل التاسع — تصاميم عتبات وجمالونات وعقود السقوف

البند الثانى والثلاثون : العتبات ٤٢١
البند الثالث والثلاثون : الجمالونات ٤٢٧
البند الرابع والثلاثون : العقود ٤٣٨

الفصل العاشر — السقوف الفراغية الرقيقة

البند الخامس والثلاثون : معلومات عامة ٤٤٥
البند السادس والثلاثون : المنشآت القشرية الأسطوانية ٤٤٩
البند السابع والثلاثون : القبب ٤٥٨
البند الثامن والثلاثون : المنشآت القشرية المحدبة ذات المسقط الأفقى المستطيل . . ٤٦٢

الفصل الحادى عشر — الأسس الخرسانية المسلحة

البند التاسع والثلاثون : إنشاء أسس الأعمدة وعملها تحت تأثير الأحمال . . ٤٦٩
البند الأربعون : حساب وتصميم الأسس المدرجة ٤٧٤

الفصل الثانى عشر — المبانى الصناعية ذات الطابق الواحد

البند الحادى والأربعون : المخططات الإنشائية للمبانى ٤٨٧
البند الثانى والأربعون : معلومات عن الأوناش الرحالة وأحمال الأوناش . . . ٤٩٢

البند الثالث والأربعون : الأطر العرضية ٤٩٥
البند الرابع والأربعون : تصاميم السقوف العلوية ٥٠٣
البند الخامس والأربعون : نظام الأربطة ٥١٠
البند السادس والأربعون : العتبات حاملة الأونائش ٥١٤
البند السابع والأربعون : خصائص منشآت المبانى الهيكلية ذات الطابق الواحد ، المشيدة من الخرسانة المسلحة المصبوبة ٥٢٠
البند الثامن والأربعون : حساب الاطار العرضى ذى التوصيل المفصل للعارضات والأعمدة ٥٢٣
البند التاسع والأربعون : مثال على حساب الاطار العرضى (المثال الثامن عشر) . . ٥٣٢

الفصل الثالث عشر — المبانى المتعددة الطوابق ذات الألواح الكبيرة

البند الخمسون : المخططات الإنشائية للمبانى ذات الأجزاء الهيكلية الكبيرة . . ٥٥٣
البند الحادى والخمسون : حساب منشآت المبانى ذات الألواح الكبيرة . . . ٥٦٣
البند الثانى والخمسون : تصميم الأطر المتعددة الطوابق ٥٧٧
الملحقات ٥٨٩