

# تصميم الأسقف الخرسانية بطريقة حالات الحدود

وفقا للكود المصرى لتصميم المنشآت الخرسانية  
إصدار ٢٠٠١



أ.د. محمد على بركات  
كلية الهندسة - جامعة الإسكندرية

# تصميم الأسقف الخرسانية بطريقة حالات الحدود

وفقا للكود المصرى لتصميم المنشآت الخرسانية  
إصدار ٢٠٠١

أ. د. محمد على بركات  
أستاذ الخرسانة المسلحة  
كلية الهندسة - جامعة الإسكندرية

## تقديم

العلوم الرياضية والفيزيائية وأمثالها من العلوم المسماة بالعلوم الأساسية لا تختلف من دولة لأخرى أو من مجتمع لمجتمع ، فهي قوانين تم إستنتاجها من مسلمات وبديهيات متفق عليها. على سبيل المثال ناتج جمع ١ + ١ لا يختلف من بلد لآخر ولا يتغير بتقدم العلوم، فالنتيجة = ٢ سواء فى كندا أو فى مصر أو فى الصين ، سواء كان ذلك فى القرن الثانى الميلادى أم فى القرن الواحد والعشرين. على العكس من ذلك علوم المواد ، فمواصفات المواد ليست ثابتة بل تتطور وتتغير مع التقدم التكنولوجى المطرد فى العالم. وتتولى هيئة التوحيد القياسى بكل بلد تحديث مواصفات المواد المستخدمة فى المجالات المختلفة كل فترة زمنية. وعلى المهندس متابعة أحدث ما يصدر عن هيئة التوحيد القياسى بهذا الصدد.

وتتولى هيئة التوحيد القياسى فى كل بلد تحديد الأبعاد النمطية والمواصفات الدنيا التى يجب توافرها فى أى منتج يدخل البلد. على سبيل المثال أقطار أسياخ التسليح المتداولة فى مصر هى ( ٦ ، ٨ ، ١٠ ، ١٢ ، . . مم ) ولا توجد أقطار فردية بإستثناء قطر ٢٥ مم ، ويجب أن يلتزم جميع الموردين والمصنعين بهذه الأقطار. كما أن الحد الأدنى لجهد الخضوع ومقاومة الشد القصوى والممتطولية محددة لكل نوع من أنواع الصلب. كما يشترط أيضا أن تكون جميع أسياخ الصلب عالى المقاومة ذات نتوءات. وتتولى أجهزة الدولة التحقق من توافر هذه الإشتراطات فى كل المنتجات المتوفرة بالسوق. وتوجد إشتراطات مماثلة تطبق على الأسمنت وسائر مواد الإنشاء المتداولة بالسوق بحيث تطابق مواصفات هيئة التوحيد القياسى.

وكما تتطور علوم المواد تتقدم تكنولوجيا التشييد وهى تتوقف على جودة تصنيع مواد البناء ومهارة العمالة ودقة الاشراف ، وهذه جميعا تتفاوت من مجتمع لآخر. أيضا تختلف الظروف البيئية التى تتعرض لها المنشآت وتتباين درجة وعى المواطنين فى التعامل مع المبانى من دولة لأخرى. لأجل ذلك كله فإن أسس تصميم المنشآت تختلف من دولة لأخرى طبقا لظروف كل مجتمع. وتسمى تجميعه أسس البناء فى أى دولة بكود البناء.

ويجدر الإشارة أن كلمة كود code التى يظنها الكثيرون أجنبية هى كلمة عربية وردت فى القاموس المحيط ومعناها كومة أو تجميعه، ونقلها الغرب عنا فى مرحلة إنتقال الحضارة كالعديد من المصطلحات الأخرى.

ونظر لأنه مع الزمن تنمو الحصيلة المعرفية عن أسس الإنشاء وتتطور تكنولوجيا البناء ويزداد وعى المواطنين فى كيفية التعامل مع المنشآت وهذا يستلزم تحديث كود البناء لإى دولة كل فترة زمنية. ففى مصر صدرت أسس تصميم وتنفيذ الخرسانة المسلحة للمرة الأولى عام ١٩٣٠، وتم تحديثها عام ١٩٦٢ وأعيد إصدارها بعد تعديلها عام ١٩٦٩. كذلك قامت اللجنة الدائمة للكود المصرى لتصميم وتنفيذ المنشآت الخرسانية المسلحة بإعداد الكود الذى صدر عام ١٩٨٩ وتم عمل التحديث الأول له وصدر عام ١٩٩٥، وأخيرا صدر التحديث الثانى للكود عام ٢٠٠١. وهو المستخدم فى هذا الكتاب مع كود الأحمال السارى والصادر عام ١٩٩٤.

وهذا الكتاب يقدم شرحا مختصرا وأمثلة محلولة متنوعة لكيفية تصميم البلاطات والكمرات والسلالم المختلفة من الخرسانة المسلحة بطريقة حالات الحدود وذلك طبقا للكود المصرى لتصميم وتنفيذ المنشآت الخرسانية الصادر عام ٢٠٠١. وقد روعى أن يكون الشرح فى هذا الكتاب باللغة العربية تيسيرا للدارسين حتى لا تقف اللغة عقبة أمام إنتشار هذا العلم وحسن إستيعابه، مع كتابة المصطلحات الأساسية باللغتين العربية والإنجليزية. هذا وقد تم كتابة المعادلات والحسابات باللغة الإنجليزية، وهو نفس النسق الذى يتبعه الكود المصرى. وأى نص نقل حرفيا من الكود تم إظهاره بحروف سمكية مائلة. أيضا أى معلومة لم ترد بالكود وتمثل تبسيطا عمليا يراه المؤلف، وهى نقاط محدودة، تم وضعها داخل إطار مرسوم بخط متصل.

وهذا النهج فى تدريس جميع العلوم باللغة الأم هو ما نتبعه كافة الأمم المتقدمة والناهضة. ندعو الله أن يكون هذا الكتاب لبنة متواضعة فى المكتبة العربية للعلوم الهندسية وأن يفيد به أبناءنا الطلاب وزملائنا المهندسين المهتمين بهذا المجال. ونسأل الله الإخلاص فى القصد وهو الموفق والمعين.

د. محمد على بركات



## المحتويات

### مقدمة

- ١-١ التصميم بطريقة حالات الحدود ١
- ٢-١ نظم إرتكاز الأسقف الخرسانية ٢
- ٣-١ أنواع الأسقف الخرسانية ٣
- ٤-١ أنواع البلاطات الخرسانية المرتكزة على كمرات ٣
- ٥-١ أنظمة إنتقال الأحمال فى البلاطات المصمتة المرتكزة على كمرات ٥
- ٦-١ الوحدات الدولية ٧

### التصميم بطريقة حالات الحدود

- ١-٢ مقدمة ٩
- ٢-٢ حد المقاومة القصوى فى الإنحناء ٩
- ٣-٢ حد الترخيم ١٣
- ٤-٢ حد التشرخ ٢١
- ٥-٢ مقاومة الخرسانة للحريق ٣٧

### البلاطات المصمتة ذات الإتجاه الواحد

- ١-٣ مقدمة ٣٩
- ٢-٣ اعتبارات عامة للبلاطات المصمتة ذات الإتجاه الواحد ٣٩
- ٣-٣ حساب عزوم الإنحناء ٤٠

٤٦	٤-٣ الوحدة التصميمية للبلاطات المصمتة
٥٠	٥-٣ البلاطات المائلة
٥٢	٦-٣ إشتراطات الكود المصرى للتسليح
٥٤	٧-٣ أمثلة عددية
٧٤	٨-٣ أمثلة غير عددية

## البلاطات المصمتة المستطيلة ذات الإتجاهين

٧٩	١-٤ مقدمة
٧٩	٢-٤ إستطالة البلاطة
٨٠	٣-٤ طرق توزيع الأحمال
٨٦	٤-٤ طريقة الكود المصرى المبسطة لحساب عزوم الإنحناء
٨٩	٥-٤ إشتراطات الكود لتسليح البلاطات ذات الإتجاهين
٨٩	٦-٤ قواعد عامة لتفصيل تسليح البلاطات
٩٠	٧-٤ أمثلة توضيحية
٩٧	٨-٤ إرشادات عامة لتصميم البلاطات ذات الإتجاهين فى الأسقف
٩٨	٩-٤ أمثلة عددية

## تصميم الكمرات الخرسانية

١٠٥	١-٥ مقدمة
١٠٥	٢-٥ إشتراطات عامة
١٠٦	٣-٥ الأحمال المؤثرة على الكمرة

١١١	٤-٥ حساب القوى الداخلية فى الكمرات
١١٤	٥-٥ ملاحظات هامة فى حساب إجهادات القص
١١٤	٦-٥ حد النخافة
١١٦	٧-٥ الكمرات على شكل حرف T أو L
١١٧	٨-٥ طرق مبسطة لحالات خاصة
١١٩	٩-٥ أمثلة عددية

## تصميم السلالم

١٥١	١-٦ مقدمة
١٥٢	٢-٦ إعتبرات التنفيذ والرسم
١٥٢	٣-٦ نماذج لنظم إنشائية لسلم فى فراغ مستطيل
١٦٣	٤-٦ نماذج إنشائية لسلم فى فراغ شبه مربع
١٦٨	٥-٦ أحمال الدرجات
١٧٠	٦-٦ إشتراطات الكود لتصميم القطاعات المصمتة المعرضة لعزم إلتواء
١٧٥	٧-٦ أمثلة عددية

١٩٩	قائمة المراجع
-----	---------------

# الباب الأول

## مقدمة

## Introduction

### ١-١ التصميم بطريقة حالات الحدود Limit State Design Method

طريقة حالات الحدود هي الطريقة المتبعة في أغلب الكودات العالمية ، وتتلخص هذه الطريقة في أن العنصر الخرساني يجب أن تتوافر له متطلبات الأمان في مقاومة المؤثرات المختلفة التي يتعرض لها المنشأ. ولا يجوز استخدام هذه الطريقة لتصميم المنشآت الخرسانية في حالة إذا ما كانت المقامة المميزة للخرسانة بعد ٢٨ يوم أقل من  $20N/mm^2$  . والمؤثرات التي يوصى الكود المصرى بالإلتزام بحدودها هي :

#### ١-١-١ حد المقاومة القصوى Ultimate Strength Limit

وهدفه أن يضمن عدم حدوث إنهيار للمنشأ أو لأى قطاع فيه تحت تأثير الأحمال التصميمية وذلك طوال عمر المنشأ الافتراضى. كما يحرص على أن يكون الإنهيار الناشئ عن تجاوز الأحمال للقيم القصوى إنهياراً مطيلاً Ductile Failure . والإنهيار المطيل يجعل بواذر الانهيار تظهر على المنشأ ، كحدوث ترخيمات كبيرة وشروخ متسعة وهو ما يمثل إنذاراً مبكراً لشاغلى العقار أن يغادره. بينما الإنهيار القصيف يحدث فجأة ودون مقدمات فينتج عنه خسائر فى الأرواح. وهو ما يتفاداه الكود المصرى قدر الإمكان فى جميع ما أشتمل عليه من أسس التصميم.

#### ١-١-٢ حد الإستقرار Stability Limit State

وهو الذى يضمن عدم حدوث إنهيارات ناتجة عن فقد المنشأ لإستقراره سواء نتيجة الإنبعاج buckling أو الإنقلاب overturning أو الطفو uplift أو إنزلاق المنشأ sliding .

### ٣-١-١ حالات حدود التشغيل Serviceability Limit States

وهى التى تضمن أن يظل المنشأ تحت تأثير أحمال التشغيل محافظا على متانتة وصلابته للإستخدام طوال عمره الافتراضى. وهذه الحدود هى :

#### أ- حد الترخيم Deflection Limit State

وهو الذى يضمن عدم حدوث ترخيم أو إهتزاز غير مقبول للمنشأ تحت تأثير أحمال التشغيل وذلك طوال عمر المنشأ.

#### ب- حد التشرخ Cracking Limit

وهو الذى يضمن طبقا للظروف البيئية المتعرض لها المنشأ وتحت تأثير أحمال التشغيل عدم حدوث شروخ بإتساع يؤثر سلبا على كفاءة المنشأ أو يحد من صلابته طوال عمره الافتراضى.

ويعرض الباب الثانى من هذا الكتاب بإيجاز لكيفية التصميم بطريقة حالات طبقا للكود المصرى ECP2001 .

### ٢-١ نظم إرتكاز الأسقف الخرسانية

تنقسم المباني طبقا لنظم إرتكاز أسقفها إلى نظامين أساسيين :

#### ١- المنشآت الهيكلية Skeleton Structures

وهى منشآت مكونة من أسقف من الخرسانة المسلحة R.C. roofs ترتكز على أعمدة خرسانية مسلحة. وهذا النوع من المنشآت هو الأكثر شيوعا.

#### ٢- المنشآت ذات الحوائط الحاملة Bearing Wall Structures

وهى منشآت ترتكز أسقفها سواء مصنوعة من الخرسانة أو غيرها على حوائط مستمرة سواء كانت هذه الحوائط من المبانى masonry (وهو الأغلب) أو غير ذلك.

## ٣-١ أنواع الأسقف الخرسانية

وتنقسم أنظمة الأسقف الخرسانية الشائعة فى المنشآت الهيكلية إلى :

### ١ - نظام كمرات وبلاطات Beam – Slab System

وهى عبارة عن بلاطات من الخرسانة المسلحة ترتكز على كمرات خرسانية ترتكز بدورها على مجموعة من الأعمدة، كما هو مبين فى شكل (١-١). وفى هذا النوع من الأسقف تمثل البلاطات الحجم الأكبر من الخرسانة (تقريبا ٧٥% من خرسانة السقف). وهذا النظام هو الأكثر شيوعا فى المباني السكنية والإدارية.

### ٢ - نظام البلاطات المسطحة (اللاكمرية) Flat Slab System

وهى بلاطات ذات سمك منتظم ترتكز مباشرة على الأعمدة وتستخدم فى الإسكان الراقى والمباني الإدارية. وقد يتم زيادة سمك البلاطة فى مساحة حول العمود كما هو مبين بشكل (٢-١) ، وذلك فى حالة المصانع ومباني المخازن لزيادة سعتها الحملية.

## ٤-١ أنواع البلاطات الخرسانية المرتكزة على كمرات

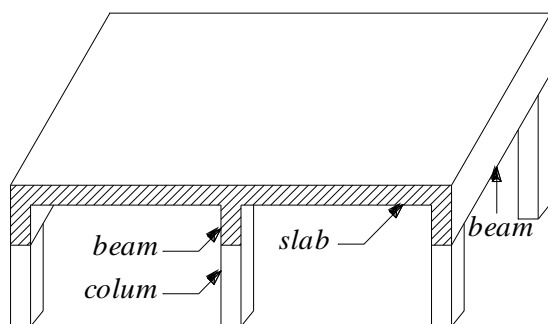
هناك ثلاث أنواع من هذه البلاطات :

### ١ - البلاطات المصمتة Solid Slabs

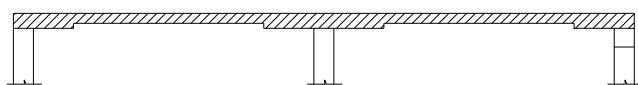
ويبين شكل (١-٣-أ) قطاع عرضى فى واحدة من هذه البلاطات، وهى تستخدم عادة إذا كان السمك اللازم لمقاومة الأحمال وإستيفاء شرط الترخيم لا يزيد عن ١٨٠ ملليمتر وليس هناك ما يمنع من إستعمالها لبلاطات أكبر سمكا من ذلك.

### ٢ - البلاطات ذات الأعصاب Ribbed Slabs

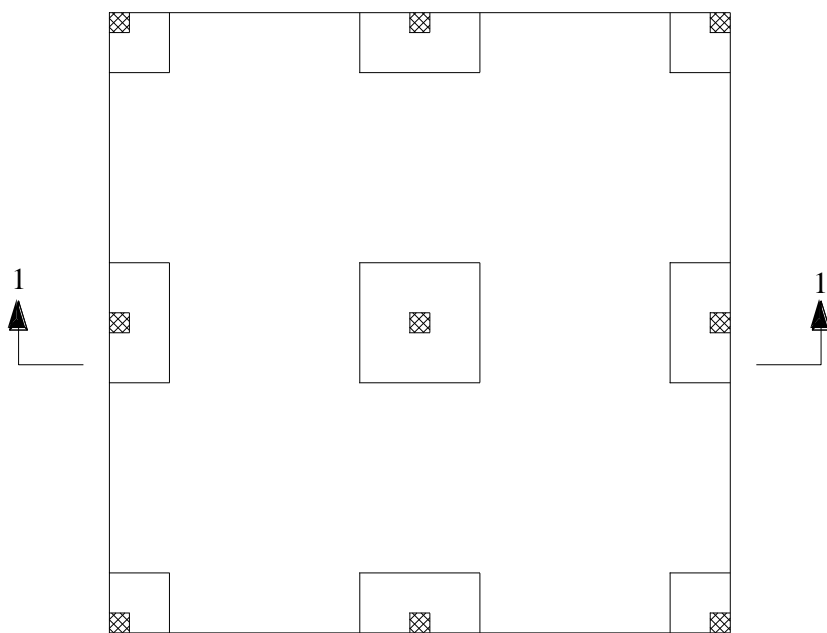
إذا زاد سمك البلاطة عن ١٨٠ ملليمتر، فنظرا لكون البلاطات تمثل ما يقارب ٧٥% من وزن خرسانة السقف فإنه يصبح من المهم تخفيف هذا الوزن. ويمكن هذا عن طريق الإبقاء على منطقة الضغط المباشرة بشكل (١-٣-أ) كما هى ، أما منطقة الشد فيتم تجميع التسليح فى أعصاب على مسافات متساوية كما فى شكل (١-٣-ب). وهذا النوع من البلاطات هو ما يعرف بالبلاطات ذات الأعصاب.



شكل (١-١) سقف مكون من كمرات وبلاطات



SEC 1-1

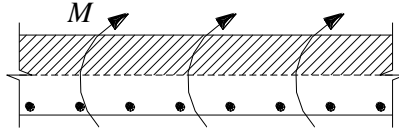


PLAN

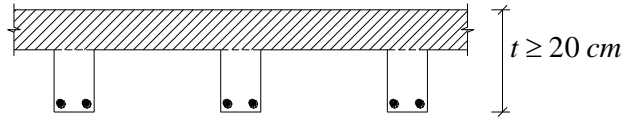
شكل (٢-١) سقف مكون من بلاطات مسطحة

### ٣- البلاطات ذات القوالب المفرغة Hollow Block Slabs

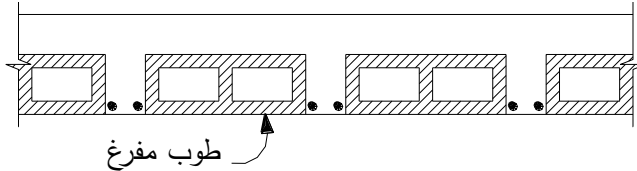
نظرا لأن البلاطات ذات الأعصاب تتطلب عمل شدة خشبية غير مستوية (وهو مكلف إقتصاديا)، فإنه من الشائع استخدام شدة أفقية ورس صفوف من قوالب الطوب المفرغ فوقها لتشكل بينها فراغات الأعصاب التي يوضع بها التسليح كما هو موضح بشكل (١-٣-ج). وهذا النوع من الأسقف خفيف الوزن ويعطى شكل نهائى مستو. كما أن قوالب الطوب تكون خشنة السطح تقبل البياض والطلاء ويطلق عليه عادة سقف هوردى.



شكل (١-٣-أ) قطاع فى بلاطة مصمتة



شكل (١-٣-ب) بلاطة ذات أعصاب Ribbed Slabs



شكل (١-٣-ج) بلاطة ذات قوالب مفرغة Hollow Block Slabs

### ١-٥ أنظمة إنتقال الأحمال فى البلاطات المصمتة المرتكزة على كمرات

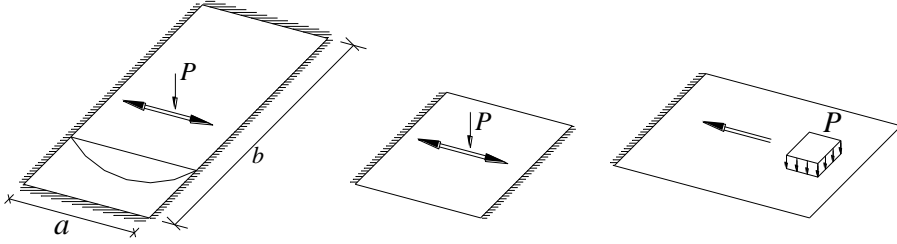
تتولى البلاطات نقل الأحمال الواقعة عليها إلى الكمرات المحيطة بها. وتنقسم البلاطات طبقا لنظام إنتقال الحمل بها إلى نوعين :

#### ١- البلاطات ذات الإتجاه الواحد One Way Slabs

وهى بلاطات ينتقل الحمل فيها فى إتجاه واحد كما فى البلاطات الكابولية، شكل (١-٤-أ) والبلاطات المرتكزة على جانبيه متقابلين، شكل (١-٤-ب). وأيضا فإن البلاطات المرتكزة على ٤ جوانب إذا كان طولها الفعال ضعف عرضها الفعال، فإن كامل الحمل تقريبا



ينتقل في الإتجاه القصير أى إلى الركائز الأقرب. هذا الإتجاه القصير هو إتجاه تقوس البلاطة، كما هو مبين فى شكل (١-٤-ج). وهذه البلاطات هى التى نعرض لها فى الباب الثالث من هذا الكتاب.



شكل (١-٤-ج)

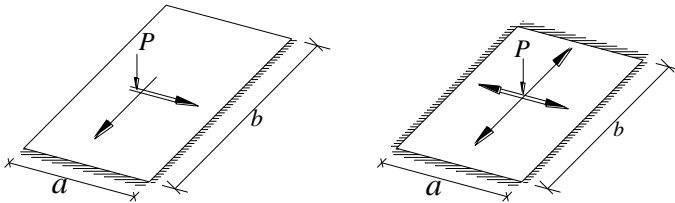
شكل (١-٤-ب)

شكل (١-٤-أ)

شكل (١-٤) نماذج البلاطات ذات الإتجاه واحد

## ٢ - البلاطات ذات الإتجاهين Two Way Slabs

وهى بلاطات ترتكز على ٤ جوانب، ونسبة إستطالتها (طولها الفعال إلى عرضها الفعال) أقل من ٢ كما فى شكل (١-٥-أ). وهذه البلاطات تنقل الحمل فى الإتجاهين، لكن الجزء الأكبر يتجه إلى الركائز الأقرب. وهذه البلاطات نعرض لها بالتفصيل فى الباب الرابع. أيضا فإن البلاطات التى ترتكز على جانبيين متجاورين وذات نسبة إستطالة أقل من ٢ كما فى شكل (١-٥-ب) ينتقل الحمل فيها فى إتجاهين، ولكن هذه البلاطات لن نعرض لها فى هذا الكتاب.



(ب) بلاطة مرتكزة على جانبيين متجاورين

(أ) بلاطة مرتكزة على ٤ جوانب

$$1 \leq \frac{b}{a} < 2$$

$$1 \leq \frac{b}{a} < 2$$

شكل (١-٥) نماذج البلاطات ذات الإتجاهين

## ٦-١ الوحدات الدولية SI units

فى هذا الكتاب تم إستخدام الوحدات الدولية الصادر بها الكود المصرى. وهذه الوحدات تختلف عن النظام المترى فى وحدات القوة والأطوال الدقيقة. فوحدة القوة، وهى غير مألوفة، أصبحت (النيوتن) ويرمز لها بالرمز N ، و (الكيلو نيوتن) ويرمز له بالرمز kN . والنيوتن يساوى تقريبا قوة مقدارها 0.1 kg ، بينما الكيلو نيوتن يساوى تقريبا قوة مقدارها 0.1 ton . أيضا فإن وحدة الأطوال الدقيقة أصبحت الملليمتر، ويرمز لها بالرمز mm بدلا من السنتمتر. وبناء على ذلك فإن الوحدات المستخدمة فى القوى والإجهادات أصبحت كما هى موضحة بجدول (١-١).

جدول (١-١) الوحدات الدولية وما يناظرها بالوحدات المترية

الوحدات المترية Metric units		الرمز بالوحدات الدولية SI units	الكمية المقاسة
0.1 ton	=	1 kN	القوة Force
0.1 ton . m	=	1 kN.m	العزم Moment
0.1 ton / m'	=	1 kN / m'	القوة لوحدة الأطوال Force / unit length
0.1 ton / m <sup>2</sup> 10 kg / cm <sup>2</sup>	=	1 kN / m <sup>2</sup> 1 N / mm <sup>2</sup>	الإجهاد Stress
0.1 ton / m <sup>3</sup>	=	1 kN / m <sup>3</sup>	Unit weight

وحيث أن كثيرا من ثوابت معادلات التصميم لها وحدات، فبالتالى تغيرت قيمها، لذلك تم حساب هذه الثوابت فى مقدمة الأمثلة العددية الموجودة بكل باب حتى يألفها المهندس. أما النسب والمعاملات التى ليس لها وحدات فلا تتأثر بهذا التغيير فى الوحدات.

## الباب الثانى

### التصميم بطريقة حالات الحدود

### Limit State Design Method

#### ١-٢ مقدمة

هذا الباب يتناول حالات الحدود المختلفة التى يجب على المهندس إعتبارها فى التصميم. فبينما يعرض بإيجاز لأسس التصميم بطريقة حد المقاومة القصوى التى يفترض إلمام المهندس بها، يشرح بتفصيل أكبر إشتراطات الكود لإستيفاء حد الترخيم، وكيفية حساب التشكلات الناتجة عن أحمال التشغيل. أيضا يتناول هذا الباب حد النشرخ ويشرح طريقة الكود المبسطة لإستيفائه. وعلى الرغم من أن مقاومة الخرسانة للحريق ليست من الحالات الحدية فى التصميم، إلا أنه نظرا لأهميتها فقد تم ذكر إشتراطات الكود لزيادة زمن مقاومة المنشأ للحريق فى نهاية هذا الباب.

#### ٢-٢ حد المقاومة القصوى فى الإنحناء

#### Ultimate Strength Limit in Bending

ووظيفته الأساسية ضمان حدوث إنهيـار مطيل للمنشأ فى حالة تجاوز الأحمال التصميمية. ويتحقق ذلك بألا تتجاوز نسبة التسليح للقطاع الحد الأقصى ولا تقل عن الحد الأدنى المحددين بالمواصفات ، وذلك كالآتى :

#### ١-٢-٢ نسبة التسليح القصوى للقطاعات الخرسانية

لضمان وصول صلب التسليح لإجهاد الخضوع وحدث إستطالة كافية له قبل وصول خرسانة المنشأ للإنهيـار يلزم فى القطاعات المستطيلة والتى على شكل T والقطاعات على شكل شبه منحرف، كما يتبين من شكل (١-٢) ، أن يتوفر الشرط التالى

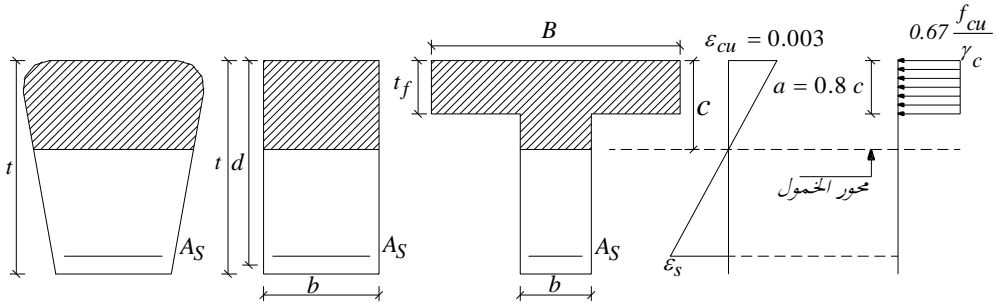
$$\frac{a}{d} \leq \frac{a_{\max}}{d} = 0.8 \times \frac{400}{600 + f_y / \gamma_s} \quad \text{---} \quad (2-1 a)$$

وفى حالات السماح بإعادة توزيع العزوم بمقدار  $\pm 10\%$  فيجب أن تخفض  $a_{\max} / d$  بمقدار 0.08 لتصبح قيمتها كما يلى :

$$\frac{a_{\max}}{d} = 0.8 \times \left( \frac{400}{600 + f_y / \gamma_s} - 0.1 \right) \quad \text{---} \quad (2-1b)$$

حيث :

$f_y$  (  $N / mm^2$  ) جهد الخضوع المميز لصلب التسليح  
 $\gamma_s = 1.15$  معامل خفض المقاومة لجهد الخضوع  
 $a$  عمق المستطيل المكافئ لإجهادات الضغط  
 $d$  العمق الفعال للقطاع



شكل (٢-١) المستطيل المكافئ لتوزيع إجهادات الضغط

هذا الشرط يمكن صياغته للقطاعات المعرضة للعزوم ، والمسلحة من جانب واحد فقط بصورة أكثر ملاءمة للمصمم وذلك كالآتى :

أ- للقطاعات المستطيلة والقطاعات على شكل T وبها  $\frac{t_f}{d} > \frac{a_{\max}}{d}$  فى هذه الحالة يكفى المصمم التحقق من إستيفاء أى من الشروط الثلاثة التالية:

الشرط الأول : عدم تجاوز نسبة التسليح القصوى المحددة فى الكود

$$\mu \leq \mu_{\max} = \frac{A_{s \max}}{b \times d} = 0.67 \left( \frac{a}{d} \right)_{\max} \frac{f_{cu} / \gamma_c}{f_y / \gamma_s} \quad \text{---} \quad (2-2-a)$$

حيث :

$$\begin{aligned}
 A_{s \max} & \text{ مساحة تسليح الشد القصوى فى القطاع} \\
 b & \text{ عرض القطاع الخرسانى فى منطقة الضغط} \\
 f_{cu} \text{ (N/mm}^2\text{)} & \text{ المقاومة المميزة للخرسانة} \\
 \gamma_c = 1.5 & \text{ معامل خفض المقاومة للخرسانة}
 \end{aligned}$$

الشرط الثانى : ألا يزيد معامل العزم R عن القيمة القصوى التى يحددها الكود

$$\begin{aligned}
 R &= \frac{M_u}{b d^2 f_{cu} / \gamma_c} \leq R_{\max} \text{ where} \\
 R_{\max} &= 0.67 \left( \frac{a}{d} \right)_{\max} \left[ 1 - \frac{(a/d)_{\max}}{2} \right] \text{ ---- (2-2-b)}
 \end{aligned}$$

الشرط الثالث : ألا يقل العمق الفعال للقطاع d عن العمق الأدنى للقطاع  $d_{\min}$

$$d \geq d_{\min} = \sqrt{\frac{1}{R_{\max} f_{cu} / \gamma_c}} \sqrt{\frac{M_u}{b}} \text{ ---- (2-2-c)}$$

ويشتمل جدول (٢-١)، (٢-٢) على القيم القصوى لكل من  $R_{\max}$  ،  $\mu_{\max}$  ،  $(a/d)_{\max}$  فى حالتى العزوم القصوى وفى حالة إعادة توزيع العزوم بنسبة  $\pm 10\%$

جدول (٢-١) [ جدول (٤-١) بالكود المصرى ] قيم  $(a/d)_{\max}$  ،  $\mu_{\max}$  ،  $R_{\max}$

رتبة الصلب	$a_{\max} / d$	$\mu_{\max}^*$	$R_{\max}$
240/350	0.8 (0.50)	$8.56 \times 10^{-4} f_{cu}$	0.214
280/450	0.8 (0.48)	$7.00 \times 10^{-4} f_{cu}$	0.208
360/520	0.8 (0.44)	$5.00 \times 10^{-4} f_{cu}$	0.194
400/600	0.8 (0.42)	$4.31 \times 10^{-4} f_{cu}$	0.187
450/520 *	0.8 (0.40)	$3.65 \times 10^{-4} f_{cu}$	0.180

جدول (٢-٢) I جدول (٢-٤) بالكود المصرى [قيم  $(a/d)_{\max}$ ,  $\mu_{\max}$ ,  $R_{\max}$

فقط فى حالة إعادة توزيع العزوم بمقدار  $\pm 10\%$

رتبة الصلب	$a_{\max} / d$	$\mu_{\max}^*$	$R_{\max}$
240/350	0.8 (0.40)	$6.85 \times 10^{-4} f_{cu}$	0.180
280/450	0.8 (0.38)	$5.58 \times 10^{-4} f_{cu}$	0.173
360/520	0.8 (0.34)	$3.88 \times 10^{-4} f_{cu}$	0.157
400/600	0.8 (0.32)	$3.29 \times 10^{-4} f_{cu}$	0.150
450/520 **	0.8 (0.30)	$2.74 \times 10^{-4} f_{cu}$	0.142

\*  $f_{cu}$  بوحدة  $N/mm^2$

\*\* خاصة لصلب الشبك

ب- للقطاعات على شكل T فى حالة  $\frac{t_f}{d} \leq \frac{a_{\max}}{d}$  يجيز الكود فى هذه الحالة إهمال الضغط الناشئ فى العصب ( أسفل شفة القطاع ). وللتأكد من حدوث إنهييار مطيل يكفى المصمم إستيفاء أى من الشرطين التاليين.

الشرط الأول : عدم تجاوز التسليح النسبة القصوى :

$$\mu \leq \mu_{\max} = \frac{A_{s\max}}{B \times d} \cong 0.67 \left( \frac{t_f}{d} \right) \frac{f_{cu} / \gamma_c}{f_y / \gamma_s} \quad (2-3-a)$$

حيث :

$B$  عرض شفة القطاع

$t_f$  سمك شفة القطاع

الشرط الثانى : ألا يقل العمق الفعال للقطاع  $d$  عن  $d_{\min}$  :

حيث  $d_{\min}$  يمكن حسابها من المعادلة

$$M_u \cong 0.67 \frac{f_{cu}}{\gamma_c} B \times t_f \left( d_{\min} - \frac{t_f}{2} \right) \quad (2-3-a)$$

## ٢-٢-٢ نسبة التسليح الدنيا للقطاعات الخرسانية

وللتحكم فى تشرخ العناصر المعرضة للعزوم والمزودة بتسليح ناحية الشد فقط ، ولضمان وجود ممطوليته كافية ، يشترط الكود المصرى حد أدنى لنسبة تسليح الشد فى القطاع ، وهذا يضمن عدم حدوث إنهيار مفاجئ للقطاع عند تشرخ الخرسانة فى منطقة الشد عند بداية التحميل. ويحدد الكود المصرى هذه النسبة بالقيمة الأصغر من

$$\mu_{\min} = \frac{A_{S \min}}{b \times d} = \frac{1.1}{f_y} \quad \text{where } f_y (N/mm^2) \quad \text{--- (2-4 a)}$$

$$\mu_{\min} = 1.3 \frac{A_{S \text{ required}}}{b \times d} = \quad \text{--- (2-4 b)}$$

بشرط ألا تقل نسبة التسليح عن

0.25 % for mild steel

0.15 % for high tensile steel --- (2-4 c)

حيث  $A_{S \text{ required}}$  = مساحة صلب التسليح اللازم لمقاومة العزم. مع ملاحظة أنه فى حالة القطاعات ذات شكل L , T تحسب النسبة بإستخدام b تساوى عرض القطاع فى منطقة الشد.

## ٣-٢ حد الترخيم Deflection Limit

### ١-٣-٢ قواعد عامة

يشترط الكود المصرى ألا تزيد قيم الترخيم فى العناصر المعرضة أساسا لعزوم إنحناء بالمنشآت العادية عن الحدود التالية.

أ ( لا يزيد الترخيم تحت تأثير جميع الأحمال مع الأخذ فى الإعتبار تأثير الحرارة والانكماش والزحف عن القيم التالية

$$\frac{L}{250} \quad \text{فى الكمرات والبلاطات ذات الإتجاه الواحد} \quad \text{--- (2-5 a)}$$

$$\frac{L'}{450} \quad \text{فى الكوابيل} \quad \text{--- (2-5 b)}$$

حيث :

$L$  = المسافة بين نقط الإنقلاب

$L'$  = طول الكابولى

ب ) لا يزيد الترخيم الناتج عن تنفيذ التشطيبات للأرضيات والقواطيع ( دون الأحمال الحية ) مع الأخذ فى الاعتبار تأثير الحرارة والإنكماش والزحف عن الأصغر من

$$(2-6 a) \quad \text{---} \quad \text{فى الكمرات والبلاطات ذات الإتجاه الواحد} \quad \frac{L}{350} \quad \text{or} \quad 20 \text{ mm}$$

$$(2-6 b) \quad \text{---} \quad \text{فى الكوابيل} \quad \frac{L'}{600}$$

### ٢-٣-٢ طريقة مبسطة لإستيفاء حد الترخيم

أولاً : للكمرات والبلاطات ذات الإتجاه الواحد

وفى حالة الكمرات والبلاطات ذات الإتجاه الواحد فى المباني العادية وذات البحور أقل من ١٠ متر ، غالباً ما تكون نسبة قيم الترخيم بالنسبة للبحور مقبولة فى القطاعات المعرضة لعزوم إنحناء إذا لم تتعد نسبة البحر الفعال  $L$  إلى العمق الكلى  $t$  النسب المعطاه فى جدول رقم (٢-٣) ، حيث العمق ثابت ومستمر والحمل منتظم التوزيع. وبناء على ذلك يجيز الكود المصرى فى هذه الحالة عدم حساب الترخيم والإكتفاء بتحقيق نسب المحددة بالجدول (٢-٣).

جدول (٢-٣) [جدول (٤-١٠) بالكود المصرى] نسبة البحر الفعال إلى العمق الكلى ( $L/t$ )

للعناصر ذات البحور أقل من ١٠ متر مالم يتم حساب الترخيم \*

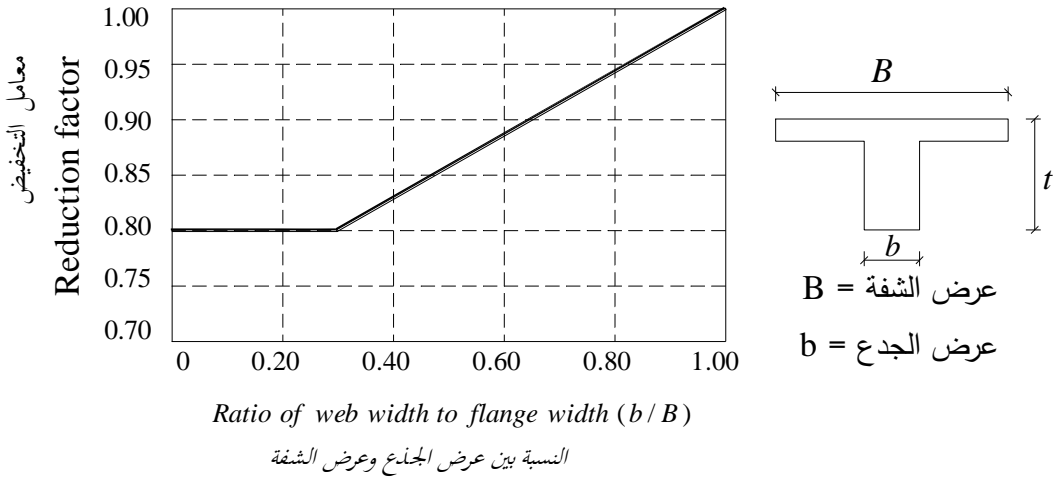
العنصر	بسيطة الإرتكاز	مستمرة من ناحية واحدة	مستمرة من جانبيين	الكابولى
البلاطات المصمتة	20	24	28	10
الكمرات والبلاطات ذات الأعصاب	16	18	21	8

• تسرى القيم الموضحة بهذا الجدول فى حالة إستخدام صلب عالى المقاومة ، أما فى حالة إستخدام صلب طرى فيتم زيادة هذه القيم بمقدار ٢٥ %

و بالنسبة للقطاعات على شكل حرف T تعدل القيم الموضحة بالجدول رقم (٢-٣) بضربها فى المعامل المبين بالشكل (٢-٢) ، حيث

$$(2-7) \quad \text{---} \quad \delta = 0.7 + 0.3 \left( \frac{b}{B} \right) \geq 0.8$$





شكل (٢-٢) معامل تخفيض نسب  $L/t$  للقطاعات على شكل حرف T

ثانيا : للبلاطات ذات الإتجاهين

فى حالة البلاطات ذات الإتجاهين والمرتكزة على كمرات جاسئة فى المباني العادية وذات البحور أقل من ١٠ متر ، تكون نسبة الترخيم بالنسبة للبحور غالبا مقبولة فى القطاعات المعرضة لعزوم إنحناء إذا لم يقل سمك القطاع عن ١٠٠ مم أو  $t$  أيهما أكبر، حيث  $t$  تؤخذ من المعادلة التالية :

$$t = \frac{L_n [0.8 + f_y/1500]}{36 + 9(b/a)} \quad \text{--- (2-8)}$$

حيث  $L_n$  = البحر الخالص الأكبر للبلاطة  
 $f_y$  بوحدة  $N/mm^2$

### ٢-٣-٢ كيفية حساب الترخيم

فى حالة البحور التى تتجاوز عشرة أمتار أو فى حالة الأحمال الثقيلة أو غير المنتظمة ، أو المباني غير العادية لا يجوز إستخدام جدول (٢-٣) ويجب التحقق من عدم تجاوز الترخيم

للقيم المحدده فى المعادلتين (2-5 , 2-6) . ويمكن حساب التشكل والترخيم على أساس الطرق المعروفة فى نظرية الإنشاءات مع حساب معايير المرونة من المعادلة

$$E_c = 4400 \sqrt{f_{cu}} \quad N / mm^2 \quad \text{--- (2-9)}$$

ونتيجة أن العنصر الخرسانى نتيجة إختلاف العزوم من مقطع لآخر تكون بعض قطاعاته تعاني من تشرخ ( $I = I_{cr}$ ) بينما قطاعات أخرى لم تصل لمرحلة التشرخ بعد ( $I = I_{gross}$ ) يحدد الكود المصرى عزوم القصور الفعال للعنصر الخرسانى  $I_e$  من المعادلة التالية

$$I_e = I_{cr} + (I_g - I_{cr}) \left( \frac{M_{cr}}{m_a} \right)^3 \quad \text{--- (2-10)}$$

حيث :

$$I_{cr} = \text{عزم القصور الذاتى للقطاع الفعال المكافئ بعد التشريح على ألا يزيد على } I_g$$

$$I_g = \text{عزم القصور الذاتى لكامل القطاع الخرسانى حول محور الخمول}$$

وبدون اعتبار تأثير الشروخ مع إهمال صلب التسليح

$$M_a = \text{قيمة أكبر عزم للانحناء المعرض له العضو عند حساب الترخيم}$$

$$M_{cr} = \text{أقل عزم انحناء يسبب التشرخ فى الخرسانة ويؤخذ من المعادلة :}$$

$$M_{cr} = \frac{f_{ctr} \cdot I_g}{y_t} \quad \text{--- (2-11)}$$

حيث :

$$y_t = \text{المسافة من محور التعادل حتى الطرف الأقصى للألياف المشدودة فى}$$

القطاع مع عدم اعتبار تأثير الشروخ وصلب التسليح

$$f_{ctr} = \text{إجهاد حد التشرخ للخرسانة المعرضة للشد ويؤخذ من المعادلة}$$

$$f_{ctr} = 0.6 \sqrt{f_{cu}} \quad (N / mm^2) \quad \text{--- (2-12)}$$

وللقطاعات على شكل T , L يتم حساب  $I_g$  ,  $I_{cr}$  بإستخدام عرض شفة القطاع مساوى لنصف القيمة المستخدمة فى تصميم القطاع والمحدده فى بند (٥-٧) بالباب الخامس. وحيث أنه طالما كانت الإجهادات فى حدود المرونة فإن موضع محور الخمول للقطاعات

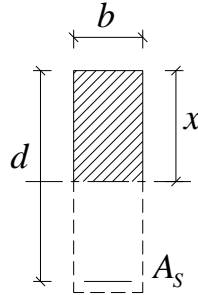
المشركة يكون أيضا خاصية من خواص القطاع لاتتعلق بالأحمال أو مقاومات المواد، مثلها في ذلك مثل القطاعات الغير مشركة. ويتوقف موضع محور الخمول في حالة القطاعات المشركة فقط على نسبة التسليح  $\mu$  ، وعلى النسبة  $n = E_s / E_c$  يحددها الكود المصرى بنسبة ثابتة كالآتى :

لحساب التشكلات والترخيم  $n = 10$

لحساب الإجهادات  $n = 15$

وللقطاعات ذات منطقة الضغط المستطيلة والمساحة من جانب واحد يكون موضع محور الخمول  $\frac{x}{d}$  المبين بشكل (٣-٢) ثابتا ويمكن حسابه من المعادلة

$$\frac{x}{d} = -\mu n + \sqrt{(\mu n)^2 + 2\mu n} \quad \text{--- (2-13)}$$



شكل (٣-٢) المساحات الفعالة في قطاع مستطيل مشرخ

### ٢-٣-٤ حساب الترخيم الناتج عن الزحف

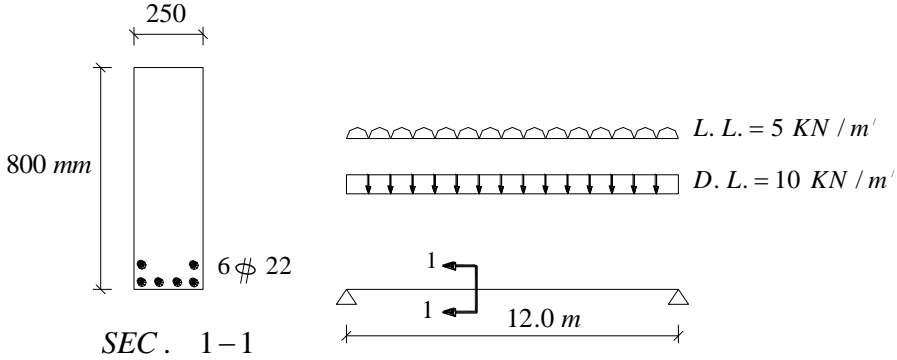
يسبب الزحف نتيجة للأحمال الدائمة (الميتة) ترخيما إضافيا يزداد مع الزمن ، وتتأثر قيمته القصوى بكمية تسليح الضغط في القطاع. ويمكن حساب الترخيم الإضافي المتولد عن تأثير الزحف في الاعتبار بضرب قيمة الترخيم اللحظي نتيجة للأحمال الدائمة في المعامل  $\alpha$  الذى يؤخذ بقيمة ٢ فى القطاعات التى لا تحتوى على تسليح ضغط ( compression steel ) . وفى الحالات الأخرى تؤخذ قيمته من العلاقة التالية

$$\alpha = 2 - 1.2 \left( \frac{A'_s}{A_s} \right) \geq 0.6 \quad \text{--- (1-14)}$$

## ٢-٣-٥ مثال رقم (٢-١)

شكل (٢-٤) يوضح بيانات كمره بسيطة الإرتكاز تستوفى حد المقاومة القصوى طبقا للكود المصرى ، والمطلوب التأكد هل تستوفى شروط الترخيم طبقا للكود أم لا ، علما بأن

$$f_{cu} = 25 \text{ N / mm}^2 \text{ المقاومة المميزة للخرسانة}$$



شكل (٢-٤) مثال (٢-١)

الحل :

رغم أن الكمره تستوفى نسبة البحر إلى العمق كما هو محدد فى جدول رقم (٢-٣) ، للكمات البسيطة.

$$\frac{L}{t} = \frac{12.0}{0.8} = 15 < 16$$

لكن نظرا لأن بحر الكمره أكبر من ١٠ أمتار فلا بد من حساب الترخيم لها والتأكد من عدم تجاوزه الترخيم الأقصى المسموح به والمحدد فى المعادلتين (٢-٤ ، ٢-٥) . ويلزم لذلك حساب الآتى :

$$I_g = \frac{250 (800)^3}{12} = 1.067 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

لحساب عزم القصور للقطاع المشرح يلزم تحديد عمق محور الخمول  $x$  المبين بشكل (٢-٣).  
 (٣). وحيث أنه عند حساب التشكلات يحدد الكود المصرى قيمة  $n = E_s / E_c = 10$   
 بالتالى يمكن حساب  $x$  كما يلى :

$$\begin{aligned}\mu n &= \frac{A_s}{bd} \times n = \frac{2281}{250 (800 / 1.1)} \times 10 = 0.125 \\ \frac{x}{d} &= -\mu n + \sqrt{(\mu n)^2 + 2\mu n} \\ &= -0.125 + \sqrt{(0.125)^2 + 2(0.125)} = 0.390 \\ x &= \left(\frac{x}{d}\right) \times d = 0.390 \times \frac{800}{1.1} = 284 \text{ mm}\end{aligned}$$

بمعلومية  $x$  يمكن حساب عزم القصور  $I_{cr}$  للقطاع المسلح من جانب واحد وذلك بحساب عزم القصور لمنطقة الضغط فى القطاع ولصلب التسليح وذلك حول محور الخمول كالتالى :

$$\begin{aligned}I_{cr} &= \frac{bx^3}{3} + n A_s (d - x)^2 \\ &= \frac{250 (284)^3}{3} + 10 \times 2281 \left( \frac{800}{1.1} - 284 \right)^2 \\ &= 6.39 \times 10^9 \text{ mm}^4 < I_g \quad ok\end{aligned}$$

كذلك يلزم حساب  $M_{cr}$  لقطاع الكمره ، وأقصى عزم تتعرض له الكمره وذلك كالتالى

$$\begin{aligned}f_{ctr} &= 0.6 \sqrt{f_{cu}} = 0.6 \sqrt{25} = 3 \text{ N / mm}^2 \\ M_{cr} &= \frac{f_{ctr} \times I_g}{y_t} = \frac{3 \times 1.067 \times 10^{10}}{800 / 2} \times 10^{-6} = 80 \text{ KN.m} \\ M_a &= \frac{(D + L) L^2}{8} = \frac{(10 + 5) (12)^2}{8} = 270 \text{ KN.m}\end{aligned}$$

وبالتالى يمكن حساب عزوم القصور الفعال  $I_e$  ومعايير المرونة للخرسانة كالتالى

$$\begin{aligned}
I_e &= I_{cr} + (I_g - I_{cr}) \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \\
&= 6.39 \times 10^9 + (10.67 - 6.39) \times 10^9 \times \left( \frac{80}{270} \right)^3 \\
&= 6.50 \times 10^9 \text{ mm}^4 \\
E_c &= 4400 \sqrt{f_{cu}} = 4400 \sqrt{25} = 22 \times 10^3 \text{ N / mm}^2
\end{aligned}$$

وحيث أن الترخيم اللحظي  $\Delta_{D+L}$  الناتج عن جميع الأحمال يمكن حسابه ( طبقا لنظرية الإنشاءات من المعادلة

$$\begin{aligned}
\Delta_{D+L} &= \frac{5 w L^4}{384 E_c I_e} \\
&= \frac{5 (10 + 5) (12000)^4}{384 \times 22 \times 10^3 \times 6.5 \times 10^9} = 28.3 \text{ mm}
\end{aligned}$$

أيضا الترخيم الناتج عن الأحمال الثابتة فقط  $\Delta_D$  يمكن حسابه كالاتي

$$\Delta_D = \Delta_{D+L} \times \frac{D}{D+L} = 28.3 \times \frac{10}{10+5} = 18.9 \text{ mm}$$

وحيث أن الترخيم الناتج عن الزحف  $\Delta_{time}$  بالنسبة للقطاعات الغير محتوية على تسليح ضغط يساوى ضعف الترخيم الناتج من الأحمال الثابتة وبالتالي يمكن حساب ترخيم الزحف كالاتي

$$\Delta_{time} = 2 \Delta_D = 2 \times 18.9 = 37.8 \text{ mm}$$

ويلزم للتأكد من استيفاء شروط الكود للترخيم التحقق من الآتي

$$\Delta = \Delta_{D+L} + \Delta_{time} \leq \frac{L}{250} = \frac{12000}{250} = 48 \text{ mm}$$

$$\Delta = 28.3 + 37.8 = 66.1 > 48 \text{ mm} \quad \text{not ok}$$

وحيث أن هذا الشرط غير مستوف فلا داعى لمراجعة الشرط الثانى الخاص بتأثير الأرضيات والقواطيع. ويلاحظ أنه رغم أن الكمرة إستوفت نسبة البحر إلى عمق القطاع كما فى جدول (٢-٣) إلا أنها بالحساب الفعلى إتضح أن الترخيم الناتج يتجاوز المسموح به فى الكود المصرى ، وهو ما يتطلب زيادة عمق القطاع أو إضافة تسليح ضغط لإستيفاء حد الترخيم.

## ٢-٤ حد التشرخ Cracking Limit

الهدف منه تقليل إتساع الشروخ الناتجة تحت تأثير أحمال التشغيل للتواءم مع الظروف البيئية المعرض لها العنصر الخرسانى.

### ٢-٤-١ الأقسام البيئية

يقسم الكود المصرى الظروف البيئية التى تتعرض لها أسطح الشد فى العناصر الخرسانية إلى ٤ أقسام كما بالجدول (٢-٤) تتدرج فى الشدة من القسم الأول إلى الرابع. ويتم توفير الحماية للعناصر الخرسانية من الظروف البيئية بتوفير غطاء خرسانى لصلب التسليح ذو سمك مناسب وتخفيض جهد التشغيل لصلب التسليح كما سيتم تفصيله فيما بعد.

### ٢-٤-٢ الحد الأدنى لسمك الغطاء الخرسانى

وحيث أن الغطاء الخرسانى يشكل طبقة الحماية الخارجية لصلب التسليح لذلك يجب زيادته كلما زادت شدة الظروف البيئية. ويحدد جدول (٢-٥) الحد الأدنى لسمك الغطاء الخرسانى لتسليح الشد فى القطاع الذى يجب ألا يقل أيضا عن قطر أكبر سيخ مستعمل فى التسليح. ويلاحظ أن سمك الغطاء الخرسانى يقل للخرسانات الجيدة المقاومة

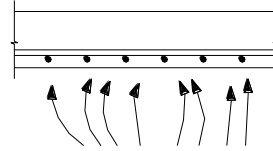
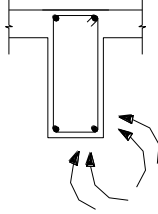
جدول (٢-٤) [ جدول (٤-١١) بالكود المصرى ]

تقسيم عناصر المنشآت حسب تعرض أسطح الشد بها للعوامل البيئية

القسم	درجة تعرض سطح الشد للعوامل البيئية
الأول	<p>العناصر ذات أسطح الشد بها محمية :</p> <p>وهذه العناصر تشمل :</p> <p>أ - جميع العناصر الداخلية المحمية من المنشآت العادية كالمبانى.</p> <p>ب - العناصر المغمورة بصفة دائمة أسفل المياه التى لا تحتوى على مواد ضارة أو فى حالة جفاف دائم.</p> <p>ج - الأسقف النهائية المعزولة جيدا ضد الرطوبة والأمطار.</p>
الثانى	<p>العناصر ذات أسطح الشد بها غير محمية :</p> <p>وهذه العناصر تشمل :</p> <p>أ - جميع المنشآت فى العراء مثل الكبارى والأسقف غير المعزولة عزلا جيدا.</p> <p>ب - منشآت القسم الأول المجاورة للشواطئ.</p> <p>ج - العناصر المعرضة أسطحها للرطوبة نظرا لعدم إمكان إبعادها عن تأثيرها مثل الصالات المفتوحة أو الجراجات.</p>
الثالث	<p>العناصر ذات أسطح الشد بها معرضة لعوامل ضارة :</p> <p>وهذه العناصر تشمل :</p> <p>أ - العناصر المعرضة لنسبة رطوبة عالية.</p> <p>ب - العناصر المعرضة إلى حالات متكررة من التشبع بالرطوبة.</p> <p>ج - خزانات المياه.</p> <p>د - المنشآت المعرضة لأبخرة وغازات ومواد كيميائية ذات تأثير غير شديد.</p>
الرابع	<p>العناصر ذات أسطح الشد بها معرضة لعوامل ذات تأثيرات مؤكسدة وضارة تسبب صدأ الصلب :</p> <p>وهذه العناصر تشمل :</p> <p>أ - العناصر المعرضة لعوامل ذات تأثير مؤكسد ضار يسبب صدأ الصلب بما فى ذلك الأبخرة والغازات التى تحتوى على كيماويات وغيرها.</p> <p>ب - الخزانات الأخرى والمجارى والمنشآت المعرضة لماء البحر.</p>



$f_{cu} > 25 \text{ N/mm}^2$  عنه للخرسانات المتوسطة المقاومة  $f_{cu} \leq 25 \text{ N/mm}^2$  .  
أيضا يقل سمك الغطاء الخرساني للحوائط والبلاطات المصممة ( حيث تتعرض لقسوة الظروف البيئية من سطح واحد فقط ) بينما فى باقى العناصر كالكمرات والأعمدة وغيرها تتعرض لمهاجمة العوامل الضارة من جانبيين كما يتضح من شكل (٥-٢).



(ب) قطاع فى كمره حيث التسليح معرض للظروف البيئية من جانبيين

(أ) قطاع فى بلاطة حيث التسليح معرض للظروف البيئية من جانب واحد فقط

شكل (٥-٢) إختلاف تأثير التسليح بالظروف البيئية تبعا لنوع العنصر

جدول (٥-٢) [ جدول (٤-١٣) بالكود المصرى ]

الحد الأدنى لسمك الغطاء الخرساني

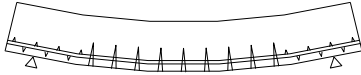
سمك الغطاء الخرسانى * ( مم )				قسم تعرض سطح الشد
للحوائط والبلاطات المصمتة		عام لجميع العناصر عدا الحوائط والبلاطات المصمتة		
$f_{cu}^{**} > 25$	$f_{cu}^{**} \leq 25$	$f_{cu}^{**} > 25$	$f_{cu}^{**} \leq 25$	
20	20	20	25	الأول
20	25	25	30	الثانى
25	30	30	35	الثالث
35	40	40	45	الرابع

\* يجب ألا يقل سمك الغطاء الخرساني بأى حال عن قطر أكبر سيخ مستعمل فى التسليح.

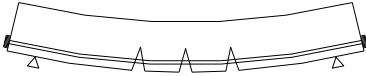
\*\* بوحداث  $\text{N/mm}^2$  .

## ٢-٤-٣ العوامل التي تؤثر على عرض الشروخ

ومن المعلوم أنه كلما كان التماسك بين الخرسانة و صلب التسليح جيدا ، فإن إستطالة حديد التسليح في جانب الشد تظهر في الخرسانة الملاصقة موزعة على عدد كبير من الشروخ ضيقة الإتساع كما يتضح من شكل (٢-٦-أ) أما إذا كان التماسك ضعيفا فإن إستطالة الحديد تتوزع على عدد محدود من الشروخ المتسعة كما يتضح من الشكل (٢-٦-ب) .



شكل (٢-٦-أ) الشروخ في حالة وجود تماسك جيد بين الخرسانة و صلب التسليح



شكل (٢-٦-ب) الشروخ في حالة عدم وجود تماسك بين الخرسانة و صلب التسليح

وسنعرض فيما يلي للعوامل التي تؤدي لزيادة التماسك بين الخرسانة و صلب التسليح :

- لنفس مساحة التسليح  $A_s$  كلما قل قطر الأسياخ المستخدمة زادت المساحة السطحية وبالتالي يتحسن التماسك.

- الأسياخ ذات النتوءات تماسكها مع الخرسانة أفضل من الأسياخ الملساء.

يتلاحظ مما سبق أن زيادة جهد التشغيل في صلب التسليح ينتج عنه إستطالة اكبر وشروخ أوسع. لذلك تشترط المواصفات لصلب التسليح عالى المقاومة أن يكون سطحه ذو نتوءات لتحسين التماسك وبالتالي تقليل إتساع الشروخ. وبناء على ذلك كلما ساءت الظروف البيئية المحيطة بصلب التسليح ، وهو ما يعجل بتآكله ، يصبح من الضروري تقليل إتساع الشروخ. ولتحقيق هذا الهدف يلزم (لكل نوع من أنواع التسليح) الإستفادة بقدر الإحتياج من العوامل التالية لتقليل إتساع الشروخ.

١- تخفيض جهد التشغيل فى صلب التسليح (زيادة مساحة عما هو مطلوب لمقاومة العزوم فى الظروف العادية).

٢- إستخدام أقطار أصغر وبالتالي زيادة المساحة السطحية لصلب التسليح وهو ما يؤدي لتحسين التماسك.

ويحدد جدول (٦-٢) و جدول (٧-٢) القيم المسموح بها لإجهادات الشد فى صلب التسليح تحت تأثير أحمال التشغيل وذلك طبقاً لأقطار الأسياخ المستخدمة والقسم البيئى الموجود فيه العنصر ، وبشرط عدم زيادة نسبة التسليح عن القيم القصوى المحددة فى المعادلتين (2-3) (2-2-a) , a).

جدول (٦-٢) [جدول ٤-١٤ بالكود المصرى] إجهادات تشغيل الصلب ومعاملات خفض إجهادات خضوع الصلب  $\beta_{cr}$  التى تستوفى شروط حالة حد التشرخ للصلب الأملس

إجهاد تشغيل الصلب N / mm <sup>2</sup>	$\beta_{cr}$	أسطح شد القسم الأول	أسطح شد القسم الثانى	أسطح شد القسمين الثالث والرابع
		قطر السيخ mm	قطر السيخ mm	قطر السيخ mm
140	1.00	25	18	12
120	0.84	28	20	18
100	0.69	-	-	28

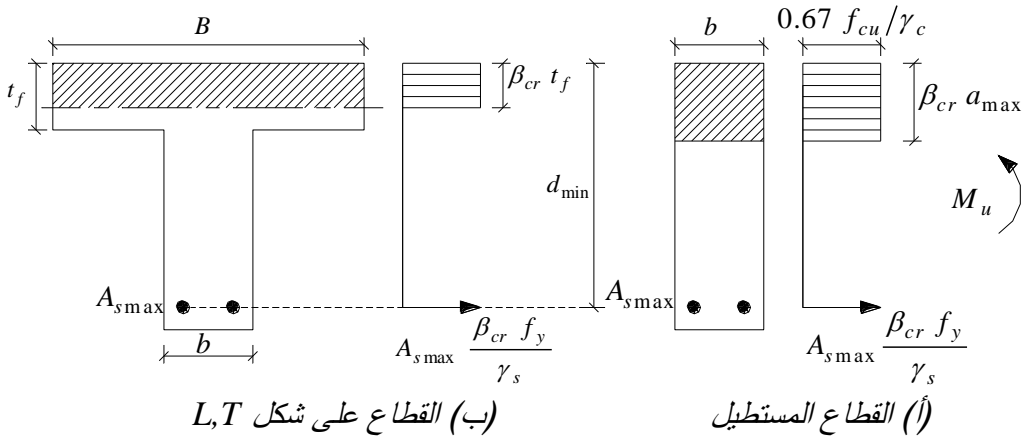
جدول (٧-٢) [جدول ٤-١٥ بالكود المصرى] إجهادات تشغيل الصلب ومعاملات خفض إجهادات خضوع الصلب  $\beta_{cr}$  التى تستوفى شروط حالة حد التشرخ للصلب عالى المقاومة ذى الفتوات

إجهادات تشغيل الصلب N / mm <sup>2</sup>	$\beta_{cr}$		أسطح شد القسم الأول	أسطح شد القسم الثانى	أسطح شد القسمين الثالث والرابع
	صلب 360/520	صلب 400/600	قطر السيخ mm	قطر السيخ mm	قطر السيخ mm
220	1.00	0.92	18	12	8
200	0.93	0.83	22	16	10
180	0.85	0.75	25	20	12
160	0.75	0.67	32	22	18
140	0.65	0.58	-	25	22
120	0.56	0.50	-	-	28

ويمكن الحصول على نفس النتيجة عند التصميم بطريقة المقاومة القصوى وذلك بتخفيض إجهاد الخضوع لصلب التسليح المستخدم  $f_y$  بضربه في المعامل  $\beta_c$  المعطى في الجدولين (٦-٢) ، (٧-٢) . وهذا المعامل  $\beta_{cr}$  يتحدد طبقا لقطر التسليح والقسم البيئي الموجود فيه أسطح الشد بشرط عدم زيادة نسبة التسليح عن القيمة المحددة في المعادلة (2-2-a)، (3-a)، على أن تؤخذ قيم  $\gamma_c = 1.5$  ،  $\gamma_s = 1.15$  .

## ٢-٤-٤ معادلات التصميم بطريقة المقاومة القصوى مع إستيفاء حد التشرخ

يمكن تحقيق حد التشرخ بإعادة صياغة معادلات التصميم العادية. ويبين شكل (٧-٢) توزيع الإجهادات على القطاع في حالة تخفيض إجهاد الخضوع وذلك لقطاع به نسبة التسليح القصوى.



شكل (٧-٢) توزيع الإجهادات القصوى في حالة إستيفاء حد التشرخ

## أ- حالة قطاع مستطيل

من شكل (٧-٢) يمكن إستنتاج معادلات التصميم اللازمة والتي تربط أقصى عزم بالعمق الأدنى للقطاع لحالة حد التشرخ وذلك كالتالي

$$M_u = 0.67 \frac{f_{cu}}{\gamma_c} b \times (\beta_{cr} a_{max}) \left( d_{min} - \frac{\beta_{cr} a_{max}}{2} \right) \quad \text{--- (2-15)}$$

$$R_{max}^{cr} = \frac{M_u}{b d_{min}^2 f_{cu} / \gamma_c} = 0.67 \beta_{cr} \left( \frac{a}{d} \right)_{max} \left[ 1 - \frac{\beta_{cr} (a/d)_{max}}{2} \right] \quad \text{--- (2-16)}$$

ويتلاحظ أن المعادلة (2-16) المستنتجة مماثلة لمعادلة (2-2-b) التي تحدد قيمة  $R_{\max}$  المستخدمة في تصميم القطاعات ، فقط تم تخفيض قيمة  $(a/d)_{\max}$  لتصبح  $\beta_{cr} (a/d)_{\max}$

حيث أن التغير الناشئ في قيمة المعامل  $\left[1 - \frac{\beta_{cr} (a/d)_{\max}}{2}\right]$  في معادلة (١٦-٢)

نتيجة التغير في  $\beta_{cr}$  محدود ، لذلك يمكن للمهندس استخدام التقريب  $R_{\max}^{cr} \cong \beta_{cr} R_{\max}$  في حساب  $R_{\max}^{cr}$  هذا التقريب سينتج عنه عمق يزيد عن العمق المطلوب بما لا يتجاوز 5% ، وهو فارق محدود وفي جانب الأمان.

وأنها تتطابق مع معادلة  $R_{\max}$  في حالة التعويض بقيمة  $\beta_{cr} = 1$  أى أن المعادلة (٢-١٦) هي المعادلة العامة لقيمة  $R_{\max}$  ، ولتمييزها عنها سيتم استخدام الرمز  $R_{\max}^{cr}$ . ويعرض جدول (٢-٨) قيم  $R_{\max}^{cr}$  الملاحظة لقيم  $\mu_{\max}$  ولأنواع صلب التسليح المختلفة بينما يعرض جدول (٢-٩) نفس المعاملات في حالة إعادة توزيع العزوم بمقدار ١٠ %  $\pm$ .

جدول (٢-٨) قيم  $R_{\max}^{cr}$  ،  $\mu_{\max}$  لقيم  $\beta_{cr}$  المختلفة

رتبة التسليح	$\beta_{cr}$ $\mu_{\max}^*$	$R_{\max}^{cr}$					
		1	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5
240/350	$8.56 \times 10^{-4} f_{cu}$	0.214	0.198	0.180	0.161	0.142	0.121
280/450	$7.00 \times 10^{-4} f_{cu}$	0.208	0.192	0.174	0.156	0.137	0.116
360/520	$5.00 \times 10^{-4} f_{cu}$	0.194	0.179	0.162	0.145	0.127	0.108
400/600	$4.31 \times 10^{-4} f_{cu}$	0.187	0.172	0.156	0.139	0.121	0.103

جدول (٢-٩) قيم  $R_{\max}^{cr}$  ,  $\mu_{\max}$  لقيم  $\beta_{cr}$  المختلفة

فقط في حالة إعادة توزيع العزوم بمقدار  $\pm 10\%$

رتبة التسليح	$\beta_{cr}$ $\mu_{\max}^*$	$R_{\max}^{cr}$					
		1	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5
240/350	$6.85 \times 10^{-4} f_{cu}$	0.180	0.165	0.150	0.133	0.116	0.099
280/450	$5.58 \times 10^{-4} f_{cu}$	0.173	0.158	0.143	0.127	0.111	0.094
360/520	$3.88 \times 10^{-4} f_{cu}$	0.157	0.144	0.130	0.115	0.100	0.085
400/600	$3.29 \times 10^{-4} f_{cu}$	0.150	0.137	0.123	0.109	0.095	0.080

\*  $f_{cu}$  بوحدات  $N/mm^2$

من المعادلة (٢-١٦) وشكل (٢-٧-أ) يمكن إستنتاج معادلات تصميم بطريقة المقاومة القصوى تقى بشروط حد التشرخ وينتج عنها تسليح لا يتجاوز القيمة القصوى المحددة بالكود. وهذه المعادلات يمكن إستنتاجها من شروط الإتزان العادية لتصبح كالآتى :

$$R_{\max}^{cr} = \frac{M_u}{b d_{\min}^2 f_{cu} / \gamma_c} \quad \text{accordingly}$$

$$d_{\min} = \sqrt{\frac{1}{R_{\max}^{cr} f_{cu} / \gamma_c}} \sqrt{\frac{M_u}{b}} \quad \text{--- (2-17)}$$

$$A_s = \frac{M_u}{d \left(1 - \frac{a/d}{2}\right) \frac{\beta_{cr} f_y}{\gamma_s}} \quad \text{--- (2-18)}$$

$$\text{where } \frac{a}{d} = 1 - \sqrt{1 - 3R} \quad \& \quad R = \frac{M_u}{b d^2 f_{cu} / \gamma_c}$$

ب- حالة قطاع على شكل T

من شكل (٢-٧-ب) يمكن إستنتاج معادلات التصميم لحالة حد التشرخ لقطاع على شكل T وذلك كالآتى :

- يمكن حساب العمق الأدنى للقطاع  $d_{min}$  من المعادلة

$$M_u \cong 0.67 \frac{f_{cu}}{\gamma_c} \beta (\beta_{cr} t_f) \left[ d_{min} - \frac{t_f}{2} \right] \quad \text{--- (2-19)}$$

وبتلاحظ أن معادلة (2-19) هي نفسها المعادلة (2-3-b) فقط تم تخفيض عمق الضغط من  $t_f$  لتصبح  $\beta_{cr} t_f$ . وتم إهمال هذا التخفيض في حساب ذراع العزم حيث أن تأثيره فيها ضئيل.

- يمكن حساب نسبة التسليح لقطاع عمقه  $d \geq d_{min}$  وذلك كالاتى :

$$A_s \cong \frac{M_u}{\left( d - \frac{t_f}{2} \right) \beta_{cr} f_y / \gamma_s} \quad \text{--- (2-20)}$$

## ٢-٤-٥ الحالات التى يمكن الإستغناء فيها عن إجراء حسابات حالة حد التشرخ

ينص الكود المصرى أنه يمكن عدم الالتفات لحالة حد التشرخ فى الحالات التالية

أ- بالنسبة للمبانى العادية الواردة فى القسمين الأول والثانى والتى لاتزيد الأحمال الحية فيها على  $5 \text{ KN/m}^2$  وذلك للحالتين التاليتين

١- للبلطات المصمتة ذات سمك لايزيد على ١٦٠ مم

٢- للكمرات على شكل حرف  $T, L$  التى توجد بها الشفة ناحية الشد بشرط ألا تقل نسبة الشفة إلى عرض الجذع عن ٣.

ب) بالنسبة للعناصر المعرضة لعزوم إنحناء مصحوبة بقوة ضغط محورية قيمتها تتعدى عند مستوى  $f_{cu}$  الأحمال التشغيل.

## ٢-٤-٦ أمثلة عددية لإستيفاء حد التشرح فى التصميم.

فى جميع الأمثلة المذكورة فى هذا الباب تم استخدام المواد التالية :

- خرسانة مقاومتها المميزة  $f_{cu} = 25 \text{ N/mm}^2$

- تسليح طولى للكمات رتبة 360 / 520

- تسليح الكانات رتبة 240 / 350

للمواد المذكورة أعلاه يمكن حساب الثوابت التالية للقطاعات المعرضة لعزوم إنحناء.

$$\begin{aligned} \left( \frac{a}{d} \right)_{\max} &= 0.8 \frac{400}{600 + f_y / \gamma_s} \\ &= 0.8 \frac{400}{600 + 360/1.15} = 0.35 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \mu_{\max} &= 0.67 \left( \frac{a}{d} \right)_{\max} \frac{f_{cu} / \gamma_c}{f_y / \gamma_s} \\ &= 0.67 (0.35) \frac{25/1.5}{360/1.15} = 0.0125 \end{aligned}$$

$$\mu_{\min} = \frac{1.1}{f_y} = \frac{1.1}{360} = 0.0031$$

$$R_{\max} = 0.67 \left( \frac{a}{d} \right)_{\max} \left[ 1 - \frac{(a/d)_{\max}}{2} \right] = 0.194$$

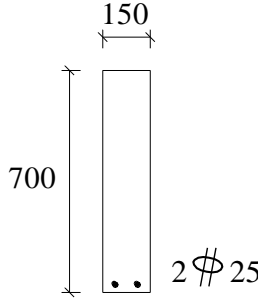
ويمكن الحصول على قيمة  $R_{\max}$  مباشرة من جدول (١-٢)

$$k_u = \sqrt{\frac{1}{R_{\max} f_{cu} / \gamma_c}} = \sqrt{\frac{1}{0.194 \times 25/1.5}} = 0.556$$



### مثال رقم (٢-٢)

إذا كان القطاع المبين بشكل (٨-٢) ضمن منشآت القسم الأول ، فالمطلوب حساب مقاومة القطاع القصوى للعزوم.



شكل (٨-٢)

لمنشآت القسم الأول ولصلب التسليح رتبة ٣٦٠ / ٥٢٠ وقطر ٢٥ مم فإن  $\beta_{cr} = 0.85$  طبقاً لجدول (٧-٢) [جدول (١٥-٤) بالكود المصرى] ، وبالتالي :

$$A_s (2 \phi 25) = 2 \times 491 = 982 \text{ mm}^2$$

$$d \cong 0.9 t \cong 0.9 \times 700 = 630 \text{ mm}$$

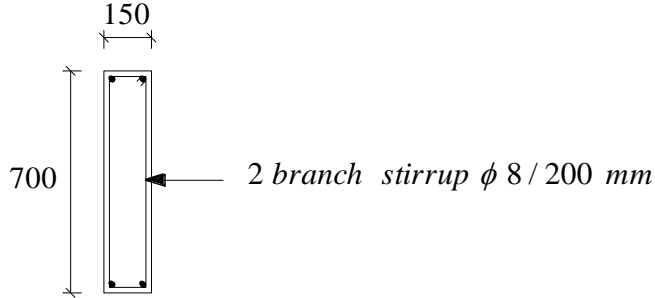
$$\text{check } \mu = \frac{A_s}{bd} = \frac{2 \times 491}{150 \times 630} = 0.0104 < \mu_{\max} \text{ \& } > \mu_{\min} \quad \underline{ok}$$

$$\frac{a}{d} = \frac{\beta_{cr} A_s f_y / \gamma_s}{0.67 (f_{cu} / \gamma_c) bd} = \frac{0.85 \times 982 \times 360 / 1.15}{0.67 \times (25 / 1.5) \times 150 \times 630} = 0.248 \geq 0.1 \quad \underline{ok}$$

$$\begin{aligned} M_u &= A_s \frac{\beta_{cr} f_y}{\gamma_s} d \left( 1 - \frac{a/d}{2} \right) \\ &= 982 \times \frac{0.85 \times 360}{1.15} \times 630 \left( 1 - \frac{0.248}{2} \right) \times 10^{-6} = 144 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

### مثال (٢-٣)

أحسب مقاومة القص القصوى Ultimate Shear Strength للقطاع المبين بشكل (٢-٩) إذا كان القطاع يتعرض لظروف بيئية من القسم الثالث.



شكل (٢-٩)

ينص الكود على أن حدود التشرخ تسرى على أسطح الشد فقط ، وهو ما ينطبق على التسليح الطولى فقط فى العناصر الخرسانية ، وبالتالي لا تؤخذ الأقسام البيئية فى الاعتبار عند حساب مقاومة أو تسليح القص. وأيضا فإن أقطار الكانات تكون صغيرة ، وهذه الأقطار تكون قيمة معامل خفض الإجهاد لها  $\beta_{cr} \cong$  . لذلك يتم الحساب بالخطوات العادية كالتالى :

أ- حساب الثوابت المستخدمة فى القص

$$q_{cu} = 0.24 \sqrt{f_{cu} / \gamma_c} = 0.24 \sqrt{25 / 1.5} = 0.98 \text{ N/mm}^2$$

$$q_{u_{\max}} = 0.7 \sqrt{f_{cu} / \gamma_c} = 2.86 \text{ N/mm}^2$$

$$\mu_{st_{\min}} = 0.4 / f_y = \frac{0.4}{240} = 0.00167$$

ب- حساب نسبة تسليح الكانات فى القطاع

$$\mu_{st} = \frac{A_{st}}{b \times s} = \frac{2 \times 50}{150 \times 200} = 0.0033 > \mu_{st_{\min}} \quad \underline{ok}$$

ج - حساب مقاومة القطاع القصوى للقص

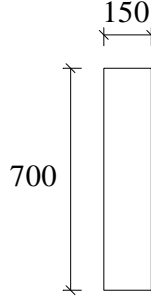
$$\begin{aligned} q_u &= 0.5 q_{cu} + q_{su} = 0.5 q_{cu} + \frac{A_{st} f_y / \gamma_s}{b \times s} \\ &= 0.5 \times 0.98 + \frac{2 \times 50 \times 240 / 1.15}{150 \times 200} = 1.186 \leq q_{u_{\max}} \quad \underline{ok} \end{aligned}$$

$$Q_u = q_u \times b \times d = 1.186 \times 150 \times 630 \times 10^{-3} = 112 \text{ KN}$$

## مثال (٢-٤)

إذا كان القطاع المبين في شكل (٢-١٠) من منشآت القسم الثالث ، إحسب حديد التسليح

بإستخدام طريقة المقاومة القصوى إذا كانت  $M_D = M_L = 20 \text{ KN.m}$



شكل (٢-١٠)

$$A_{s_{\min}} = \frac{1.1}{f_y} b d = \frac{1.1}{360} \times 150 \times 630 = 289 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\max}} = \mu_{\max} b d = 0.0125 \times 150 \times 630 = 1181 \text{ mm}^2$$

أولاً : حساب مبدئى لصلب التسليح

يمكن كبدائية إفتراض أن  $\beta_{cr} = 1$  وبالتالي تصبح

$$R_{\max}^{cr} = R_{\max} = 0.194$$

$$M_u = 1.4(20) + 1.6(20) = 60 \text{ KN.m}$$

$$R = \frac{M_u}{b d^2 f_{cu} / \gamma_c} = \frac{60 \times 10^6}{150 (630)^2 \times 25 / 1.5} = 0.0605 < R_{\max} \quad \underline{ok}$$

$$\frac{a}{d} = 1 - \sqrt{1 - 3R} = 1 - \sqrt{1 - 3 \times 0.0605} = 0.095 < 0.1 \text{ (use } a/d = 0.1)$$

$$A_s = \frac{M_u}{d \left(1 - \frac{a/d}{2}\right) \frac{f_y}{\gamma_s}} = \frac{60 \times 10^6}{630 \left(1 - \frac{0.1}{2}\right) \frac{360}{1.15}} = 320 \text{ mm}^2 > A_{s_{\min}} \quad \underline{ok}$$

$$\text{select } A_s \text{ } 2 \phi 16 \text{ of } A_s = 402 \text{ mm}^2$$

ثانيا : الحساب الدقيق لصلب التسليح ( باعتبار  $\phi 16 \text{ mm}$  )

من جدول (٧-٢) [١٥-٤] بالكود المصري] نجد أن

$$\text{for } \phi = 16 \text{ \& } 18 \text{ mm} \quad \beta_{cr} = 0.75$$

$$A_s = \frac{M_u}{d \left( 1 - \frac{a/d}{2} \right) \beta_{cr} f_y / \gamma_s} = \frac{60 \times 10^6}{630 \left( 1 - \frac{0.1}{2} \right) \times 0.75 \times \frac{360}{1.15}} = 427 \text{ mm}^2$$

$$\text{select } A_s = 2 \phi 18 < A_{s_{\max}} \quad \underline{\text{ok}}$$

مثال (٥-٢)

المطلوب تصميم قطاع خرساني مستطيل عرضه  $200 \text{ mm}$  بطريقة المقاومة القصوى ليتحمل عزوم إنحناء  $M_D = 100 \text{ KN.m}$  &  $M_L = 50 \text{ KN.m}$  ، إذا كان هذا القطاع فى منشآت القسم الثالث

أولا : تصميم مبدئى لتحديد أقطار حديد التسليح بافتراض  $\beta_{cr} = 1$

$$M_u = 1.4 \times 100 + 1.6 \times 50 = 220 \text{ KN.m}$$

$$d_{\min} = k_u \sqrt{\frac{M_u}{b}} = 0.556 \sqrt{\frac{220 \times 10^6}{200}} = 584 \text{ mm}$$

لتصميم قطاع معرض لعزم إنحناء محدد ، باستخدام  $d = d_{\min}$  فإنه سينتج عند اختيار أقطار حديد التسليح الفعلية أن تكون  $A_s > A_{s_{\max}}$  ، وهو مالا يجيزه الكود. ولتجنب هذا ينصح باستخدام  $d > d_{\min}$  ويتحقق ذلك باستخدام  $t \geq 1.15 d_{\min}$

وبالتالى

$$t \cong 1.15 d_{\min} = 1.15 (584) = 672 \text{ mm} \rightarrow 700 \text{ mm}$$

$$d \cong 0.9 t = 630 \text{ mm}$$

$$R = \frac{M_u}{b d^2 f_{cu} / \gamma_c} = \frac{220 \times 10^6}{200 (630)^2 25/1.5} = 0.166$$

$$\frac{a}{d} = 1 - \sqrt{1 - 3R} = 0.292 > 0.1 \quad \underline{\text{ok}}$$

$$A_s = \frac{M_u}{d \left( 1 - \frac{a/d}{2} \right) f_y / \gamma_s} = \frac{220 \times 10^6}{630 \left( 1 - \frac{0.292}{2} \right) (360/1.15)} = 1306 \text{ mm}^2$$

(select  $2 \phi 22 + 2 \phi 19$  of  $A_s = 1328 \text{ mm}^2$ )

ثانيا : التصميم الدقيق للقطاع

لتصميم قطاع فى القسم الثالث ( مع قطر تسليح أقصى  $\phi = 22 \text{ mm}$  ) يحدد جدول (٢-)  
٧) بالكود المصرى قيمة  $\beta_{cr} = 0.65$  بالتالى

$$\begin{aligned} R_{\max}^{cr} &= 0.67 \beta_{cr} (a/d)_{\max} \left[ 1 - \frac{\beta_{cr} (a/d)_{\max}}{2} \right] \\ &= 0.67 (0.65) 0.35 \left[ 1 - \frac{0.65 (0.35)}{2} \right] = 0.135 \end{aligned}$$

$$k_u = \sqrt{\frac{1}{R_{\max}^{cr} f_{cu} / \gamma_c}} = \sqrt{\frac{1}{0.135 \times 25 / 1.5}} = 0.667$$

$$d_{\min} = 0.667 \sqrt{\frac{220 \times 10^6}{200}} = 700 \text{ mm}$$

$$t \cong 1.15 d_{\min} = 1.15 \times 700 = 800 \text{ mm}$$

$$d \cong 0.9 t = 0.9 \times 800 = 720 \text{ mm}$$

$$R = \frac{M_u}{b d^2 f_{cu} / \gamma_c} = \frac{220 \times 10^6}{200 (720)^2 25 / 1.5} = 0.127$$

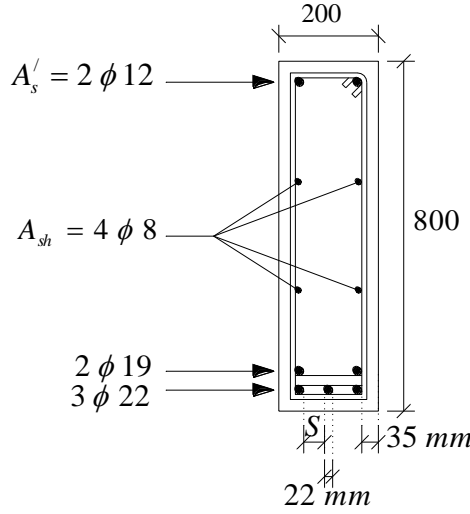
$$\frac{a}{d} = 1 - \sqrt{1 - 3R} = 1 - \sqrt{1 - 3(0.127)} = 0.214$$

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{M_u}{d \left( 1 - \frac{a}{d} \right) \beta_{cr} f_y / \gamma_s} = \frac{220 \times 10^6}{720 \left( 1 - \frac{0.214}{2} \right) \times 0.65 \frac{360}{1.15}} = 1682 \text{ mm}^2 \\ &\quad \left( \text{select } 3 \phi 22 + 2 \phi 19 \text{ of } A_s = 1707 \text{ mm}^2 \right) \end{aligned}$$

ويوضح شكل (٢-١١) أبعاد القطاع الذى تم تصميمه ويشتمل على التسليح الثانوى فى منطقة الضغط  $A'_s$  ، وتسليح الإنكماش  $A_{sh}$  الذين يتم حسابهم كالاتى :

$$A'_s \geq 0.1 A_s = 0.1 (1707) = 171 \text{ mm}^2 \quad (2 \phi 12 \text{ mm})$$

$$A_{sh} = 0.08 A_s = 0.08 (1707) = 137 \text{ mm}^2 \quad (4 \phi 8 \text{ mm})$$



شكل (١١-٢)

تجدر الإشارة أنه عند اختيار حديد التسليح المقاوم للعزوم في الكمرات تكون المساحة الفعلية أكبر قليلاً من مساحة حديد التسليح المطلوب. وهذا الأمر لا يجب أن يثير قلقاً من تجاوز حيث أن الحد الأدنى من تسليح الضغط الذي يلزم وضعه يوازن هذه الزيادة ، فضلاً عن أننا استخدمنا قيمة  $d_{min}$  وهو  $1.5 d_{min}$  لجعل قيمة  $d > d_{min}$  كما سبق أن أوضحنا.

يوضح شكل (١١-٢) توزيع حديد التسليح الطولى فى القطاع الخرسانى وبراعى عند رص حديد التسليح فى القطاع متطلبات الكود المصرى الذى يحدد المسافة الخالصة بين أسياخ التسليح الطولى  $S$  كالآتى :

المقاس الاعتبارى الأكبر للركام  $\max . aggregate size \geq 1.5$  &  $S \geq \phi_{max}$  وبناء على ذلك فإنه فى حالة استخدام ركام مقاسه الأعتبارى الأكبر 20 mm تصبح قيمة  $S = 30$  mm . أيضاً سمك الغطاء الخرسانى لحديد الشد الطولى من جدول (٢-٥) [ جدول (٤-١٣) بالكود ] هو 35 mm . وللتحقق من اتساع عرض الكمرة لوضع ٣ أسياخ قطر ٢٢ مم فى صف واحد يجب التأكد من الآتى

$$2 \times cover + 3 \phi + 2 S \leq b$$

$$2 \times 35 + 3 \times 22 + 2 \times 30 = 196 < 200 \text{ mm} \quad \underline{ok}$$

## ٢-٥ مقاومة الخرسانة للحريق

رغم أن مقاومة الحريق ليست من الحالات الحدية فى التصميم ، إلا أنها من الإعتبارات الرئيسية التى يجب أخذها فى الحسبان. وهناك محددات رئيسية يجب إعتبارها لزيادة زمن مقاومة المنشأ للحريق ، من أهمها :

- نوع وأبعاد العنصر الإنشائى

- سمك الغطاء الخرسانى خارج الكانات

- نوع وسمك طبقة البياض

ويربط جدول (٢-١٠) بين هذه المحددات لتحقيق مقاومة الخرسانة للحريق بما يتلاءم مع طبيعة المنشأ وإستعماله. ويلاحظ أن زمن المقاومة للحريق يتراوح بين نصف ساعة وأربع ساعات. هذا ويجب مراعاة عدم إستخدام صلب تسليح تتأثر خواصه بحرارة الحريق كالصلب المعالج على البارد عند زيادة إحتمال تعرض المنشأ للحريق كمحطات الوقود وشركات الورق والأخشاب.

بالإضافة لما سبق يجب مراعاة ما يلى :

أ- ألا يقل سمك الغطاء الخرسانى الأدنى لمقاومة الحريق عما يلزم لمقاومة الظروف البيئية ولا عن قطر أكبر سيخ تسليح مستخدم.

ب- إذا زاد سمك الغطاء الخرسانى خارج الكانات على ٤٠ مم فقد ينفصل الغطاء الخرسانى، وعندئذ يلزم أخذ احتياطات لمنع حدوث الانفصال مثل الحماية بطبقة من البياض مع تقليل سمك الغطاء أو استخدام شبكة من التسليح الإضافى على بعد ٢٠ مم من وجه الخرسانة.

ج - عند حماية الخرسانة بطبقة من البياض يمكن أخذ سمك طبقة البياض كغطاء خرسانى إضافى مكافئ وذلك على النحو التالى :

١ - فى حالة البياض من المونة الأسمنتية أو الجبس يؤخذ سمك طبقة البياض المكافئ مساويا ٦,٠ سمك طبقة البياض الفعلى.

٢ - فى حالة البياض بعازل خفيف الوزن كالفرميكوليت يؤخذ كامل سمك طبقة البياض ، على ألا يزيد السمك المعتبر من طبقة البياض عن ٢٥ مم.

جدول (٢-١٠) [ جدول ٢-١٣ بالكود المصرى ]  
جدول القيم الدنيا للأبعاد بالمليمتر لمقاومة الخرسانة للحريق

4.0	3.0	2.0	1.5	1.0	0.5	مدة الحريق (ساعة)	
450	400	300	250	200	200	البعد الأصغر للعمود	الحد الأدنى للأبعاد الخرسانية (مم)
280	240	200	150	120	120	عرض الكمرة بسيطة الارتكاز	
240	200	150	120	120	120	عرض الكمرة المستمرة	
170	150	130	110	100	80	سمك البلاطة ( بسيطة أو مستمرة )	
---	---	---	180	150	150	$\mu < 0.4 \%$ سمك	
240	200	160	140	120	120	$0.4 \% < \mu < 1 \%$ الحائط	
180	150	120	120	120	120	$\mu > 1 \%$ الخرسانى	
25	25	25	20	20	20**	غطاء تسليح العمود	سمك الغطاء الخرسانى خارج الكانات (مم)
70	60	45	30	20	20**	غطاء تسليح الكمرة البسيطة	
60	50	40	25	20**	20**	غطاء تسليح الكمرة المستمرة	
55	45	35	25	20	15	غطاء تسليح البلاطة البسيطة	
45	35	25	20	20	15	غطاء تسليح البلاطة المستمرة	
25	25	25	25	25	25	$0.4 \% < \mu < 1 \%$ غطاء تسليح	
25	25	25	25	15	15	$\mu > 1 \%$ الحائط	

\*  $\mu$  هي النسبة المئوية للتسليح الطولى فى الحائط.

\*\* يمكن تقليل الغطاء الخرسانى إلى ١٥ مم إذا كان المقاس الاعتبارى الأكبر للركام الكبير المستخدم لا يتجاوز ١٥ مم.



## الباب الثالث

### البلاطات المصمتة ذات الإتجاه الواحد

### One Way Solid Slabs

#### ٣-١ مقدمة

البلاطات ذات الإتجاه الواحد ، هى بلاطات ينتقل الحمل فيها فى إتجاه واحد فقط. وهذه البلاطات كما سبق توضيحه فى الباب الأول هى البلاطات الكابولية المرتكزة على جانب واحد ، وكذلك البلاطات المرتكزة على طول طرفين متقابلين وتكون الركائز إما حوائط أو كمرات وأيضا البلاطات المرتكزة على حوافها الأربع وطولها الفعال يساوى أو يزيد عن ضعف عرضها الفعال. والبلاطات المصمتة المرتكزة على كمرات أو حوائط لا تتطلب أى تسليح للقص إذ يتحقق فيها دائما شرط  $q_u \leq (q_{cu} / 2)$  ، لذلك يغفل فى تصميمها دائما التأكد من استيفاء متطلبات القص.

#### ٣-٢ اعتبارات عامة للبلاطات المصمتة ذات الإتجاه الواحد

##### ٣-٢-١ البحور

يحدد الكود المصرى البحر الفعال للبلاطات  $L$  المستخدم فى حساب العزوم بالآتى :

أ- بالنسبة للبحور بين الركائز يؤخذ البحر الفعال مساويا للقيمة الأكبر من :

-  $1.05 L_n$  البحر الخالص بين الركائز

- البحر الخالص بين الركائز مضافا إليه سمك البلاطة  $(L_n + t)$

على ألا يزيد عن المسافة بين محاور الركائز.

ب- البلاطات المستمرة التى يزيد عرض الركيزة لها على ٢٠% من البحر الخالص يمكن

إعتبارها كما لو كانت مثبتة كلياً فى الركائز ويحسب كل بحر على حده.

ج - للبلاطات الكابولية يؤخذ البحر مساويا للقيمة الأصغر من :

- طول البلاطة الكابولية مقاسا من محور الركيزة وذلك فى حالة كونها إمتدادا

لبلاطة داخلية.

- الطول الخالص للبلاطة مضافا إليه السمك الأكبر للبلاطة الكابولية.

### ٣-٢-٢ السمك الأدنى

أ- يحدد السمك الأدنى فى البلاطات بحيث يستوفى إشتراطات الترخيم وفق ما ورد فى الباب الثانى. وحيث أن غالبية بحور البلاطات أقل من ١٠ متر فيكفى إستيفاء نسبة  $L/t$  وفق جدول (٣-٢) [جدول (٤-١٠) بالكود المصرى] .

ب- يشترط ألا يقل سمك البلاطات عن الآتى :

$$t_{\min} = L/30 \quad \text{للبلطات بسيطة الإرتكاز}$$

$$t_{\min} = L/35 \quad \text{للبلطات المستمرة من ناحية واحدة}$$

$$t_{\min} = L/40 \quad \text{للبلطات المستمرة من ناحيتين}$$

ج - يشترط ألا يقل سمك البلاطة فى المباني العادية عن القيم التالية :

- ٨٠ مم للبلطات المصبوبة فى موضعها ومعرضة لأحمال إستاتيكية.

- ١٢٠ مم للبلطات المعرضة لأحمال ديناميكية أو أحمال العربات

- يمكن تقليل السمك عما سبق ذكره للبلطات سابقة الصب.

وعادة يتم تقريب سمك البلاطة بالزيادة ليصبح مساو لمضاعفات 20mm أو 50mm بحيث يصبح سمك البلاطة mm - - - - 80 , 100 , 120 , 140 , 150 , 160 .

### ٣-٢-٣ الركائز

يجب ألا يقل عرض ركيزة البلاطة عن سمكها، وبعد أدنى مقداره ١٠٠ مم إلا فى حالة إعتبار الإنفعالات الناتجة عن إلتواء الركيزة مع إستثناء البلاطات سابقة الصب. وبصفة عامة يجب ألا يستخدم حائط من الطوب سمكه أقل من ١٥٠ مم كركيزة للبلاطة الخرسانية.

### ٣-٣ حساب عزوم الإنحناء

#### ٣-٣-١ حالات التحميل

يجب حساب أكبر قوى داخلية ممكنة الحدوث نتيجة الأحمال الدائمة مع وضع الأحمال الحية فى أسوأ الأوضاع. ويجيز الكود المصرى حساب المباني العادية المعرضة لأحمال منتظمة بإعتبار كل باكية كاملة التحميل، أى دون إعتبار للتحميل الجزئى لأى بحر.

وبالتالى يصبح التحميل على أى بحر إما أقصى قيمة  $w_{max}$  أو أدنى قيمة  $w_{min}$  كما هو مبين بجدول (١-٣).

جدول (١-٣) قيم التحميل القصوى والدنيا للبحور

Load	Working	Ultimate
$w_{max}$	$D + L$	$1.4 D + 1.6 L$
$w_{min}$	$0.9 D$	$0.9 D$

ويجب توزيع الأحمال  $w_{min}$  ،  $w_{max}$  على البحور بحيث ينتج عنها أكبر قوى داخلية فى القطاعات الحرجة. ومن المعلوم أن القطاعات المعرضة لأقصى عزوم موجبة تتواجد فى منتصف البحور تقريبا بينما المعرضة لأقصى عزوم سالبة تتواجد فوق الركائز. ويوضح شكل (١-٣) عدد خمس تحميلات ينتج عنها عزوم الإنحناء القصوى الموجبة والسالبة فى منتصف جميع البحور وفوق كل الركائز أيا كان عدد البحور فى بلاطة أو كمر. وهذه التحميلات نوجزها فيما يلى فى :

- التحميل (١) ينتج عنها أقصى عزوم موجبة فى البحور الفردية
- التحميل (٢) ينتج عنها أقصى عزوم موجبة فى البحور الزوجية
- التحميل (٣) ينتج عنها أقصى عزوم سالبة فوق الركائز الداخلية (١) ، (٤) ، (٧) ، . .
- التحميل (٤) ينتج عنها أقصى عزوم سالبة فوق الركائز الداخلية (٢) ، (٥) ، (٨) ، . .
- التحميل (٥) ينتج عنها أقصى عزوم سالبة فوق الركائز الداخلية (٣) ، (٦) ، (٩) ، . .

### ٣-٣-٢ إعادة توزيع العزوم

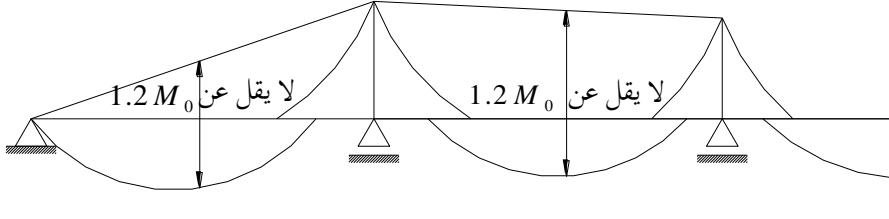
يسمح الكود المصرى بإعادة توزيع العزوم الناتجة من الحسابات الإنشائية الدقيقة وذلك بتخفيض العزوم السالبة بمقدار  $\pm 10\%$ ، ولكن يشترط مقابل السماح بهذا التوزيع تحقق الشرطين التاليين :

- ١- أن تخفض  $(a/d)_{max}$  من قيمتها القصوى كما فى معادلة (2.1a) إلى قيمتها بالمعادلة (2.1b) وأن تخفض بالتالى قيم  $R_{max}$  ،  $\mu_{max}$  من قيمتها القصوى المعطاه فى جدول (١-٢) إلى القيم المعطاه بجدول (٢-٢).

خط التشكل	موضع أقصى عزم	تحميلة رقم		
	الحمل	البحور الفردية 1 , 3 , 5 , 7	(١)	أقصى عزم موجبة
الحمل	البحور الزوجية 2 , 4 , 6	(٢)		
خط التشكل	الحمل	الركائز الداخلية 1 , 4 , 7	(٣)	أقصى عزم سالبة
		الركائز الداخلية 2 , 5 , 8	(٤)	
		الركائز الداخلية 3 , 6 , 9	(٥)	

شكل (١-٣) حالات التحميل المسببة لأقصى عزم موجبة وسالبة

٢- يجب ألا يقل مجموع العزم الموجب ومتوسط العزمين السالبين على جانبي البحر عن  $1.2 M_0$  كما هو مبين بشكل (٢-٣) حيث  $M_0$  هي أقصى عزم إنحناء للبحر المقصود إذا كان بسيط الإرتكاز.

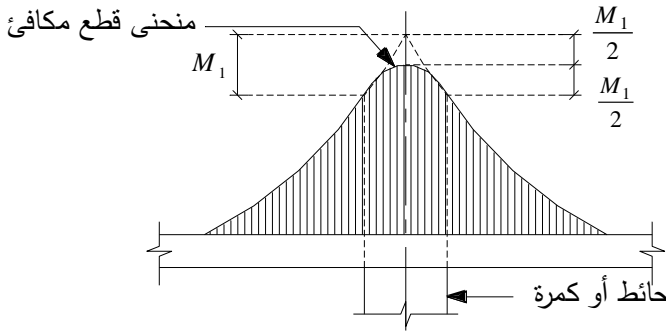


شكل (٢-٣) توزيع العزوم الحانية فى الكمرات والبلاطات

### ٢-٣-٣ اشتراطات الكود لحساب العزوم

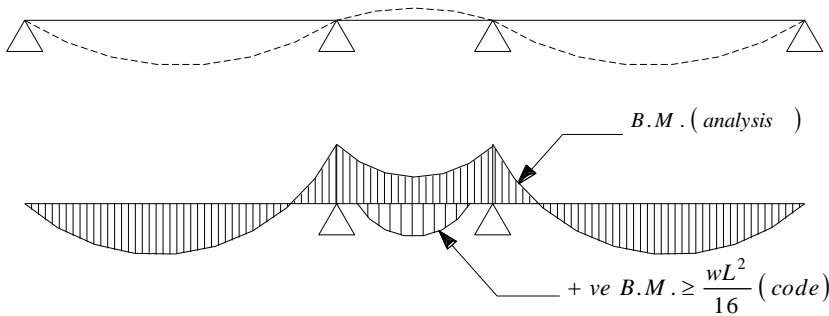
بالنسبة لعزوم الإنحناء فى البلاطات الخرسانية ينص الكود المصرى على مايلى :

١- يمكن تخفيض عزوم الإنحناء السالبة المحسوبة فوق الركائز ( نتيجة تحليل البلاطات ككمرات مستمرة على ركائز جاسئة ) طبقا لمنحنى قطع مكافئ كما هو مبين بالشكل (٣-٣) (٣)



شكل (٣-٣) تخفيض عزوم الإنحناء السالبة طبقا لمنحنى قطع مكافئ

٢- يجب ألا تقل عزوم الإنحناء الموجبة المأخوذة في الاعتبار عند تصميم البلاطات المستمرة عن  $\frac{wL^2}{16}$  كما هو مبين بشكل (٤-٣)

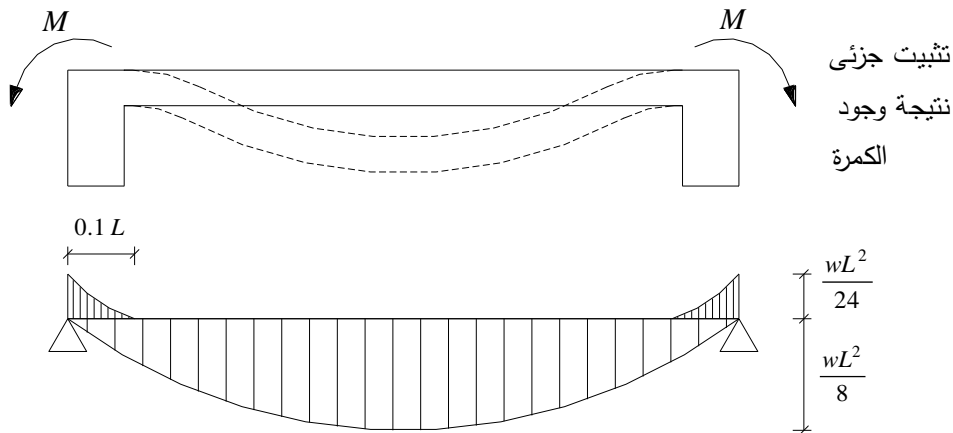


شكل (٤-٣) الحد الأدنى للعزوم الموجبة في الكود

٣) نتيجة للتثبيت الجزئي عند الركائز الخارجية للبلاطات يجب ألا تقل عزوم الإنحناء السالبة المأخوذة في الاعتبار عند هذه الركائز عن القيم التالية. مع إهمال هذه العزوم عند حساب العزوم الموجبة في البكر الخارجية.

أ- للبلاطات المثبتة تثبيتاً جزئياً في حوائط من الطوب أو الحجر أو الخرسانة العادية  $M = -wL^2/16$

ب- للبلاطات المصبوبة مليثيا مع الكمرات الحاملة  $M = -wL^2/24$  لها وذلك كما هو مبين بشكل (٥-٣)



شكل (٥-٣) عزوم التثبيت الجزئي للبلاطات المتصلة مليثيا بكمرات خرسانية

٤- فى حالة الأحمال الحية الثقيلة حيث كثافة الأحمال الحية  $p$  تزيد عن ضعف كثافة الأحمال الميتة  $g$  ، تؤخذ العزوم السالبة فى منتصف البحور المتوسطة طبقا للمعادلة

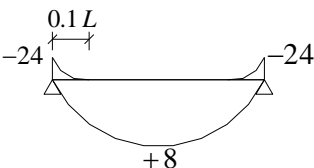
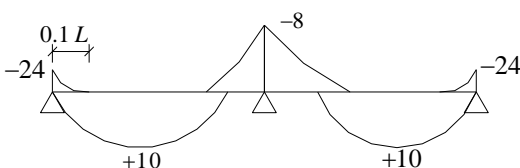
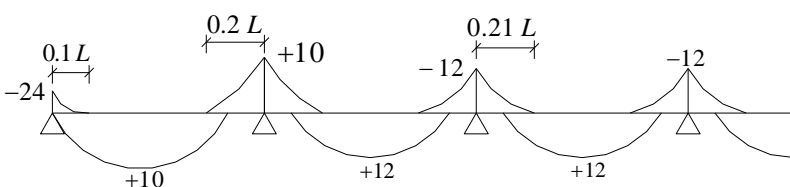
$$M_{\min} = \frac{\left(g - \frac{p}{2}\right) L^2}{24}$$

٥- فى البلاطات المتساوية البحور تقريبا (التي لا يزيد الفرق بينها عن ٢٠% من البحر الأكبر) والتي تتساوى فيها الأحمال منتظمة التوزيع ولا تزيد كثافة الأحمال الحية عن كثافة الأحمال الميتة ( $g \leq$  يمكن افتراض قيم عزوم الانحناء كما يلى :

$$M = -\frac{wL^2}{K}$$

حيث قيم  $K$  معطاه فى جدول (٢-٣) للبلاطات بسيطة الارتكاز وللبلاطات المستمرة على بحرين والمستمرة على أكثر من بحرين. وتؤخذ عزوم الانحناء السالبة فوق أى ركيزة مساوية للمتوسط الحسابى للعزوم السالبة المحسوبة للبحرين على جانبي هذه الركيزة.

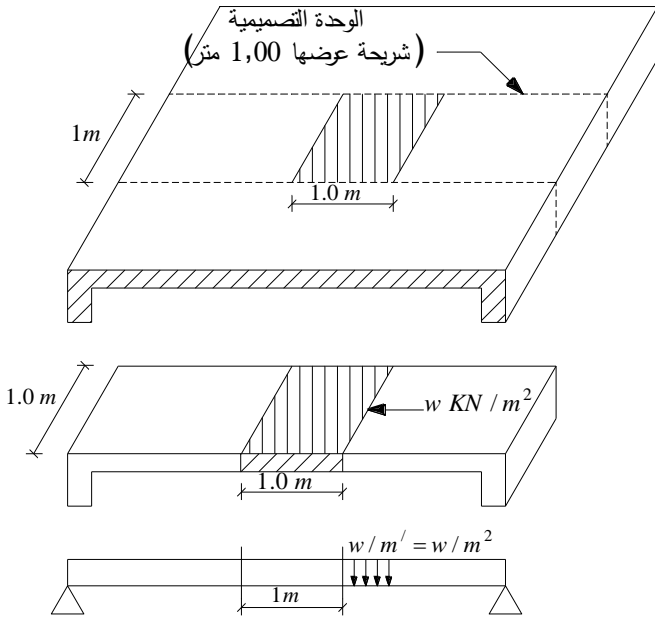
جدول (٢-٣) معاملات عزوم الانحناء  $K$  للبحور شبه المتساوية

المعامل $K$	بلاطة
	بسيطة الارتكاز
	مستمرة على بحرين
	مستمرة على أكثر من بحرين

### ٣-٤ الوحدة التصميمية للبلاطات المصمتة

#### ٣-٤-١ التمثيل الإنشائي للوحدة التصميمية

إذا أمكن تصميم شريحة عرضها متر واحد من البلاطة المبينة فى شكل (٣-٦-أ) ، فإن سمكها وتسليحها لن يختلف عن أى شريحة أخرى. وبالتالي فإن تصميم البلاطة ذات الإتجاه الواحد هو عبارة عن تصميم شريحة عرضها ١,٠٠ متر . وكما يتضح من الشريحة المبينة فى شكل (٣-٦-ب) فإن الحمل على المتر الطولى من الشريحة هو نفسه الحمل المؤثر على متر مربع من البلاطة. وبالتالي فإنه يمكن معاملة هذه الشريحة التصميمية Design Strip ككمرة عرضها متر واحد والحمل المؤثر على المتر الطولى منها يساوى الحمل الواقع على المتر المربع من البلاطة كما هو مبين بشكل (٣-٦-ج). ويوضع تسليح الشريحة المقاوم للعزوم ، ويسمى التسليح الرئيسى، فى إتجاه بحر البلاطة. ويختار عدد الأسياخ فى الشريحة عرض ١,٠٠ متر بحيث لا يقل عن خمسة أسياخ فى المتر وعادة لا يزيد عن عشرة أسياخ فى المتر. هذا ويلزم وضع تسليح عمودى على التسليح الرئيسى يسمى تسليح التوزيع أو التسليح الثانوى والغرض منه ربط حركة الشرائح ببعضها تحت تأثير الأحمال وتقليل شروخ الإنكماش.



(أ) شريحة تصميمية فى بلاطة ذات إتجاه واحد

(ب) الحمل على المتر الطولى من الشريحة هو الحمل الواقع على متر مربع منها

(ج) التمثيل الإنشائى للشريحة التصميمية

شكل (٣-٦) التمثيل الإنشائى للبلاطة ذات الإتجاه الواحد



### ٣-٤-٢ الحمل المؤثر على المتر المربع من البلاطة

تنقسم الأحمال المؤثرة على مساحة من البلاطة أبعادها  $1,00 \times 1,00$  متر كما هو مبين بشكل (٣-٧) إلى :

#### أولا : أحمال ميتة منتظمة (g) Uniform Dead Loads

وهذه تتكون من وزن البلاطة الخرسانية Own Weight of R.C. Slab ووزن الأرضيات Weight of Flooring ويمكن حسابهم كالاتى :

١- وزن المتر المربع من البلاطة الخرسانية Own Weight of Slab /  $m^2$  =  
حجم الخرسانة ( $m^3$ )  $\times$  وزن المتر المكعب من الخرسانة ( $25KN / m^3$ )

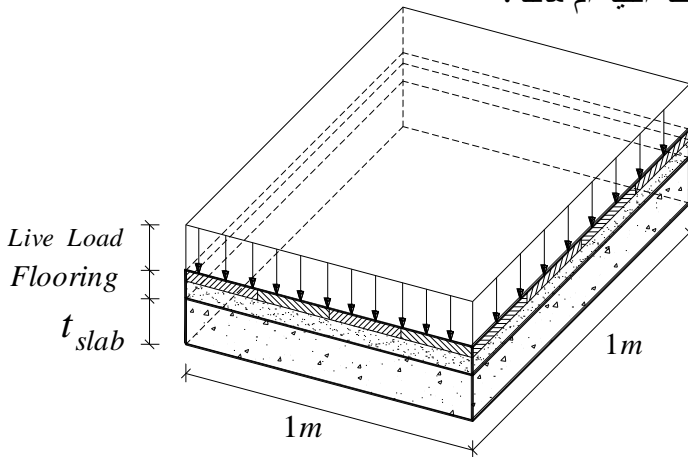
$$Own\ Weight\ of\ Slab / m^2 = \left( 1.0 \times 1.0 \times \frac{t(mm)}{1000} \right) \times 25 (KN / m^3) = \dots KN / m^2$$

٢- وزن الأرضيات للمتر المربع /  $m^2$  Weight of Flooring

ويتراوح عادة فى المباني العادية بين  $1 KN / m^2$  للأرضيات الخشبية ،  $1.5 KN / m^2$  للأرضيات من البلاط والسيراميك

#### ثانيا : أحمال حية منتظمة (p) Uniform Live Load

وهذه يحددها جدول (٣-٣) [ جدول (٤-١) بكود الأحمال ] طبقا لوظيفة كل حيز. ووحداتها  $KN / m^2$  . ويلاحظ أن الأحمال الحية تكون دائما مؤثرة على المسقط الأفقى للبلاطة سواء كانت البلاطة أفقية أم مائلة.



شكل (٣-٧) الأحمال المؤثرة على متر مربع من البلاطة

جدول (٣-٣) [جدول (٤-١) بكود الأحمال] أحمال التشغيل الحية للأغراض المختلفة

غرض الإستخدام	KN/m <sup>2</sup>
أ- أسطح نهائية :	
١- أفقية لا يصل إليها (غير مستخدمة)	(١)
٢- مائلة (زاوية الميل أكبر من ٢٠°) لا يمكن الوصول إليها (غير مستخدمة)	(٠,٥)
٣- أسطح غير مستخدمة من الصاج أو الزجاج أو البلاستيك أو القرميد	(٠,٢ - ٠,٦)
٤- أفقية يمكن الوصول إليها (مستخدمة)	مثل الحمل الحى الغالب فى الدور المتكرر
ب- المباني السكنية :	
١- غرف سكنية	(٢)
٢- سلالم	(٣)
٣- بلكنات	(٣)
ج - المباني الإدارية :	
١- غرف مكاتب	(٢,٥)
٢- غرف حفظ الملفات فى المكاتب	(٢ / م إرتفاع )
٣- أرشيف	(١٠-٥)
٤- سلالم	(٤)
٥- بلكنات	(٤)
د- المستشفيات :	
١- غرف علاج المرضى	(٢,٥)
٢- عناير علاج المرضى	(٢,٥)
٣- غرف الجراحة	(٤ فأكثر)
٤- غرف الأشعة	(٤ فأكثر)
٥- سلالم وطرقات	( ٤ )
٦- بلكنات	( ٤ )
هـ - المدارس والجامعات :	
١- فصول	(٣)
٢- معامل	(٤ فأكثر )
٣- صالات رياضية	(٥)
٤- غرف حفظ الكتب ذات أرفف وممرات	(١٠)
٥- غرف تخزين الكتب	(٤ / م إرتفاع)
٦- غرف الإطلاع	(٤)
٧- سلالم وطرقات	(٤)

غرض الإستخدام	KN/m <sup>2</sup>
و- القاعات والصالات ودور العبادة :	
١- ذات مقاعد ثابتة	(٤)
٢- ذات مقاعد غير ثابتة	(٥)
ز- المحلات :	(٥)
- محلات البيع بالجملة والمخازن (حسب نوع المواد المخزنة والآلات)	(١٠ فأكثر)
ح- الفنادق :	
١- غرف النزلاء	(٢)
٢- غرف الخدمة العامة	(٤)
٣- غرف الطعام والمطاعم	(٤)
٤- السلالم والطرق	(٤)
ط- المكتبات :	
١- غرف حفظ الكتب ذات أرفف وممرات	(١٠)
٢- غرف تخزين الكتب	(٤ / م إرتفاع)
٣- غرف الإطلاع	(٤)
ي- المسارح والسينما :	
١- غرف خلع الملابس	(٣)
٢- الشرفات	(٥)
٣- القاعات الرئيسية والبلكونات ذات المقاعد الثابتة	(٤)
٤- القاعات الرئيسية والبلكونات ذات المقاعد غير الثابتة	(٥)
٥- سلالم وطرق	(٥)
ك- الورش	
يجب حساب الأحمال طبقا للإستخدام الفعلى والوزن الفعلى للماكينات مع إعتبار الإهتزاز الديناميكي إضافة إلى 3KN/m <sup>2</sup> على باقى المسطح بحيث لا يقل متوسط الحمل عن 6KN/m <sup>2</sup>	
ل- ورش المصنوعات	
يجب حساب الأحمال طبقا للإستخدام والوزن الفعلى للماكينات مع إعتبار الإهتزاز الديناميكي وتضاف 3KN/m <sup>2</sup> على باقى المسطح بحيث لا يقل متوسط الحمل عن 20KN/m <sup>2</sup>	
م- أرضفة الشحن	(١٥)
ن- الجراجات :	
١- جراجات لعربات الركوب (لا يزيد الإرتفاع الصافى عند المداخل عن ٢,٤متر)	(٣)
٢- جراجات لعربات الركوب والعربات السياحية والأتوبيسات	(٤)
٣- ممرات الجراجات	(٥)

### ٣-٥ المائلات المائلة Inclined Slabs

هناك فروق يسيرة يجب مراعاتها فى التحليل الإنشائى للبلاطات المائلة ، وكذلك فى تسليح وصلاتها مع البلاطات الأفقية ، سنعرض لها فيما يلى

#### ٣-٥-١ حساب عزوم الإنحناء :

يوضح شكل رقم (٣-٨-أ) التوزيع الحقيقى للأحمال المؤثرة على بلاطة مائلة ، وجميعها أحمال رأسية. ويلاحظ أن الأحمال الميتة ( وزن البلاطة والأرضيات ) كثافتها موزعة على الطول المائل للبلاطة ، أما الأحمال الحية فدائما تكون كثافتها على المسقط الأفقى للبلاطة. ويمكن التعامل مع البلاطة المائلة بإحدى طريقتين وكلاهما تؤدي إلى نفس النتائج والعزوم.

\* **الطريقة الأولى :** وفيها يتم إعتبار بحر البلاطة هو الطول المائل للبلاطة ، وأن الأحمال المسببة للعزوم فيها هى المركبة العمودية للقوى المؤثرة على البلاطة كما فى شكل رقم (٣-٨-ب). وهذه الطريقة تصلح لكل أنواع البلاطات.

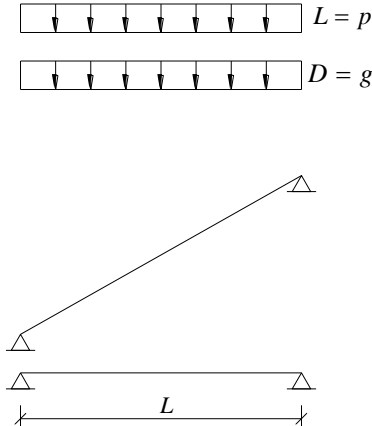
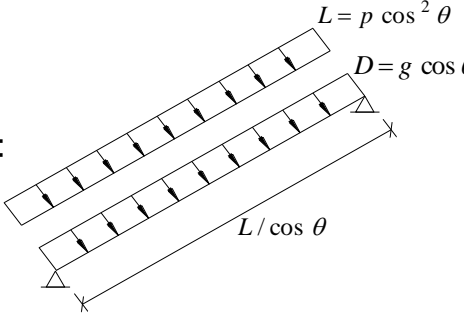
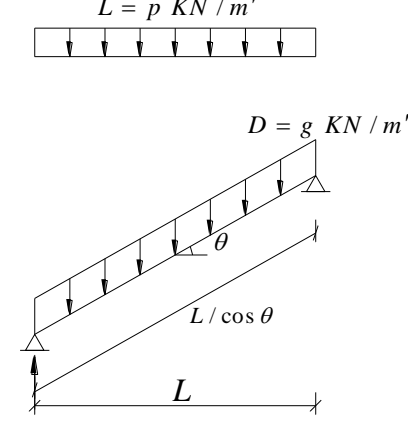
\* **الطريقة الثانية :** وفيها يتم التعامل مع المسقط الأفقى للبلاطة وحساب كثافة الأحمال الرأسية على المتر الطولى من المسقط الأفقى ، كما فى شكل (٣-٨-ج).

والطريقة الثانية وإن كانت غير مباشرة إلا أنها أيسر فى الحسابات حيث الأحمال رأسية وجميع المسافات أفقية ، وتصلح فقط للبلاطات ذات الإتجاه الواحد.

#### ٣-٥-٢ تفاصيل تسليح الوصلات بين البلاطات المائلة والأفقية

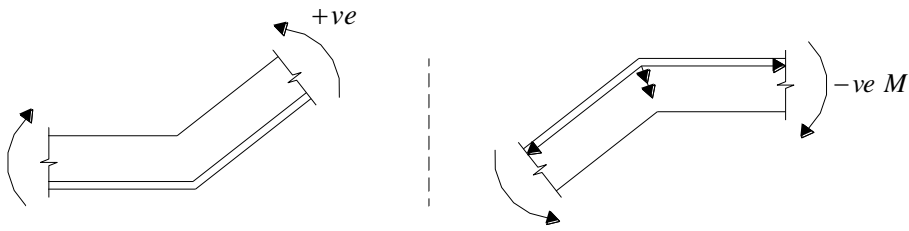
#### Reinforcement of Horizontal – Inclined Joints

يوضح شكل (٣-٩-أ) تسليح بلاطة أفقية متصلة بأخرى مائلة ومعرضة لعزم إنحناء سالب أو موجب. وفى كلتا الحالتين فإن محصلة الشد الناتج فى طرفى سيخ التسليح على جانبى الوصلة تكون كما هو موضح بشكل (٣-٩-أ) ضاغطة ناحية الجسم الخرسانى للوصلة، وهو قادر على مقاومة هذا الضغط. وبالتالي يكون السيخ على جانبى الوصلة متصلا ولا ينشأ عن ذلك مشكلة، وتسمى هذه الوصلة وصلة منغلقة closing joint . فى المقابل يبين شكل (٣-٩-ب) نفس الوصلات الموجودة فى شكل (٣-٩-أ)

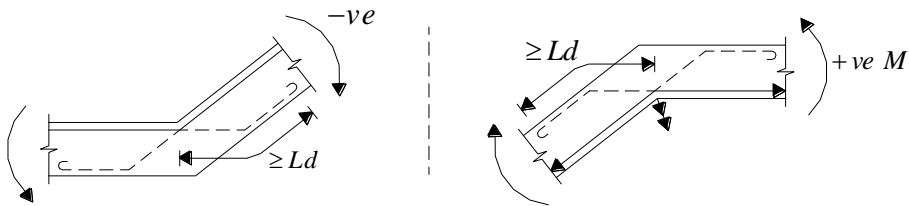
 <p><math>L = p</math></p> <p><math>D = g / \cos \theta</math></p> $M_{\max} = (g / \cos \theta + p) \frac{L^2}{8}$ <p>ب - حساب العزوم بإستخدام الأحمال على المسقط الأفقى</p>	 <p><math>L = p \cos^2 \theta</math></p> <p><math>D = g \cos \theta</math></p> <p><math>L / \cos \theta</math></p> $M_{\max} = (g \cos \theta + p \cos^2 \theta) \frac{(L / \cos \theta)^2}{8}$ $= \frac{L^2}{8} (g / \cos \theta + p)$ <p>ب - حساب العزوم بإستخدام المركبة العمودية للأحمال</p>	 <p><math>L = p \text{ KN } / m'</math></p> <p><math>D = g \text{ KN } / m'</math></p> <p><math>L / \cos \theta</math></p> <p><math>L</math></p> $R = \frac{L}{2} (g / \cos \theta + p)$ $M_{\max} = R \times \frac{L}{4}$ $= \frac{L^2}{8} (g / \cos \theta + p)$ <p>أ - حساب العزوم من الأحمال بتوزيعها الطبي</p>
--	--	--

شكل رقم (٨-٣) أساليب حساب العزوم للبلاطات المائلة ذات الإتجاه الواحد

لكن بعد تغيير إشارة العزوم المؤثرة عليها. ويتلاحظ أنه لو تم تسليح الوصلة بسيخ مستمر كما هو مبين بالخط المصمت في الوصلة، فإن محصلة الشد الناتج في طرفي سيخ التسليح على جانبي الوصلة تكون ضاغطة في إتجاه الغطاء الخرساني، وهو لصغر سمكه غير قادر على مقاومة هذه القوة. وينشأ عن هذا نظر للغطاء الخرساني وخروج السيخ. لذلك فإن التسليح الصحيح لهذه الوصلة يكون بإستبدالها بسيخين منفصلين واحد على كل طرف من طرفي الوصلة، ويتم إعطائه طول تماسك  $L_d$  ممتد في منطقة الضغط من الوصلة كما هو موضح بالخط المنقط في شكل (٣-٩-ب). وتسمى هذه الوصلة وصلة منفثة Opening Joint .



شكل (٣-٩-ب) وصلات منغلقة Closing joints



شكل (٣-٩-ب) وصلات منغلقة Opening Joints

شكل رقم (٣-٩) تفاصيل تسليح وصلات إتصال البلاطات المائلة بالأفقية

### ٦-٣ إشتراطات الكود المصرى للتسليح

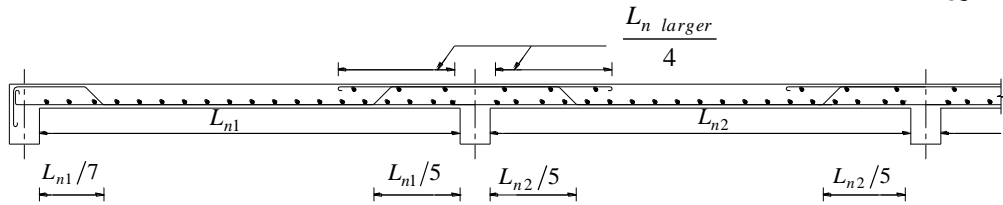
يشترط الكود المصرى ما يلى للبلاطات ذات الإتجاه الواحد :

- ١ - يجب ألا تقل نسبة التسليح فى الإتجاه الرئيسى فى حالة إستعمال صلب التسليح الطرى عن 0.25% من مساحة مقطع الخرسانة الفعلى. وفى حالة إستخدام صلب على

المقاومة يتم تخفيض هذه القيمة بمقدار النسبة بين إجهادى الخضوع على ألا يقل عن 0.15% من مساحة مقطع الخرسانة الفعلية.

٢- يتم رص أسياخ التسليح بحيث تغطي كافة مناطق الشد ، وتمتد بعد نهايتها لمسافة تساوى الطول اللازم للرباط.

٣- فى البلاطات المستمرة التى تتساوى أو تتقارب فيها أطوال البحور بفارق لا يزيد على ٢٠% من البحر الأكبر ، وتحت ظروف التحميل العادية يمكن أن يكسح نصف التسليح الرئيسى عند خمس البحر الخالص من وجه الركائز التى تستمر فوقها البلاطة ويمتد فى البحر المجاور إلى مسافة تساوى ربع أكبر البحرين ، هذا إذا لم تكن الأسياخ قد رتبت تبعاً لمنحنى عزوم الإنحناء. ويوضح شكل (٣-١٠) نموذج لتسليح بلاطة تتحقق فيها هذه الشروط.



شكل (٣-١٠) نموذج لتسليح البلاطات ذات الأحمال المنتظمة والبحور شبه المتساوية

- ٤- أكبر مسافة بين أسياخ التسليح الرئيسى فى منتصف البحر لا تتعدى ٢٠٠ مم .
- ٥- يجب ألا تقل مساحة مقطع أسياخ التسليح السفلية والممتدة إلى الركائز عن ثلث مساحة مقطع التسليح الموجب المستعمل فى منتصف البحر.
- ٦- يجب ألا تقل مساحة مقطع أسياخ التوزيع العمودية على التسليح الرئيسى عن خمس مساحة مقطع التسليح الرئيسى. وأقل أسياخ توزيع يمكن إستعمالها هى أربعة أسياخ فى المتر.

٧- أصغر قطر للأسياخ الرئيسية هو ٦ مم للأسياخ المستقيمة و ٨ مم للأسياخ المكسحة. ويمكن إستعمال أسياخ ذات قطر أصغر فى حالة إستخدام الشبك أو فى الوحدات سابقة الصب.

- ٨- يجب وضع شبكة علوية فى البلاطات ذات سمك أكبر من ١٦٠ مم لا تقل عن ٢٠% من التسليح الرئيسى فى كل إتجاه ، وبحد أدنى ٥ # ٨ / م / للصلب العادى أو ٥ # ٦ / م / للصلب عالى المقاومة.

### ٣-٧ أمثلة عديدة :

#### ٣-٧-١ المواد المستخدمة

فى جميع الأمثلة بهذا الباب تم إستخدام المواد التالية :

- خرسانة مقاومتها المميزة  $f_{cu} = 25 \text{ N/mm}^2$

- تسليح البلاطات من الصلب الطرى رتبة 240/350

للمواد المذكورة أعلاه يمكن حساب الثوابت التالية للقطاعات المعرضة لعزوم إنحناء.

$$\left(\frac{a}{d}\right)_{\max} = 0.8 \frac{400}{600 + f_y / \gamma_s} = 0.8 \frac{400}{600 + 240/1.15} = 0.4$$

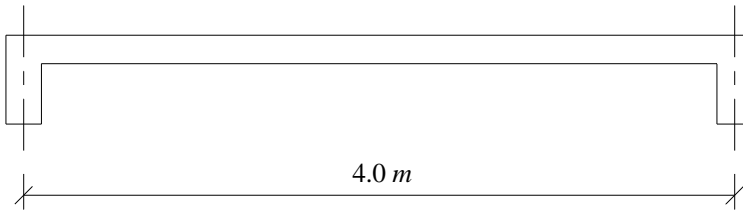
$$\begin{aligned} R_{\max} &= 0.67 \left(\frac{a}{d}\right)_{\max} \left[ 1 - \frac{\left(a/d\right)_{\max}}{2} \right] \\ &= 0.67 (0.4) \left[ 1 - \frac{0.4}{2} \right] = 0.214 \end{aligned}$$

$$K_u = \sqrt{\frac{1}{R_{\max} f_{cu} / \gamma_c}} = \sqrt{\frac{1}{0.214 \times 25/1.5}} = 0.53$$

$$\mu_{\min} = 0.25 \%$$

#### ٣-٧-٢ مثال تفصيلى (مثال ٣-١)

المطلوب تصميم البلاطة بسيطة الإرتكاز المبينة بشكل (٣-١١) علما بأن وزن الأرضيات  $1.5 \text{ KN/m}^2$  والحمل الحى  $2.5 \text{ KN/m}^2$



شكل (٣-١١)



## ١) حساب السمك الأدنى للبلاطة Minimum thickness

لإستيفاء شرط الترخيم طبقا لجدول (٣-٢) [ جدول ٤-١٠ بالكود المصرى ]

$$t_{\min} = \frac{\text{span}}{20 \times 1.25} = \frac{4000}{20 \times 1.25} = 160 \text{ mm}$$

## ٢) حساب الأحمال / $m^2$ Loads / $m^2$

$$\text{Own wt. of slab} = 1.0 \times 1.0 \times 0.16 \times 25 = 4.0 \text{ KN / } m^2$$

$$\text{flooring} = 1.5 \text{ KN / } m^2$$

$$\text{Dead Load} = 5.5 \text{ KN / } m^2$$

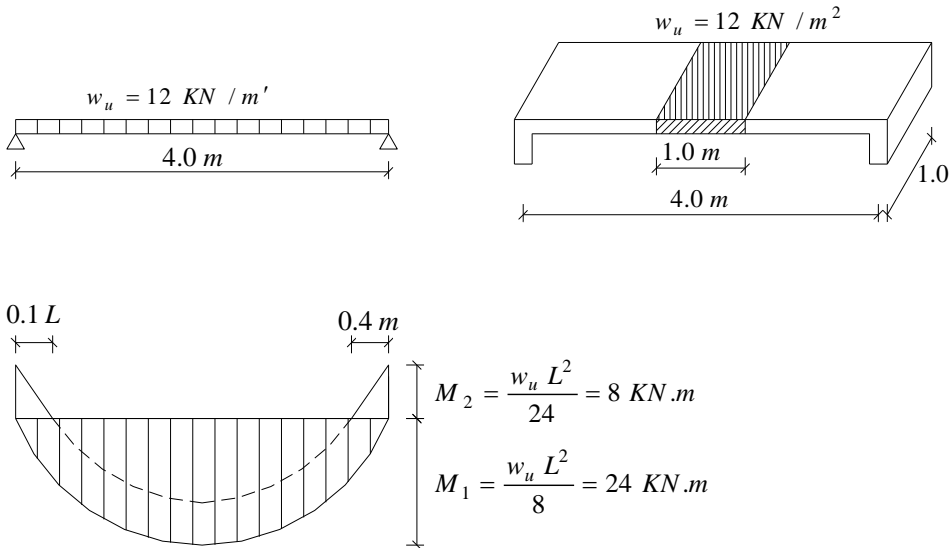
$$\text{Live Load} = 2.5 \text{ KN / } m^2$$

حيث أن  $L \leq 0.75 D$  فإنه من الممكن إستخدام التقريب

$$w_u = 1.5 (g + p) = 1.5 (5.5 + 2.5) = 12 \text{ KN / } m^2$$

## ٣) حساب عزوم الإنحناء / $m$

يمكن حساب قيمة العزوم المؤثرة على شريحة عرضها ١,٠٠ متر من البلاطة كما فى شكل (٣-١٢) بالتالى :



شكل (٣-١٢) حساب عزوم الإنحناء

#### ٤) تصميم القطاعات Design of Sections

حيث أن سمك البلاطة لا يزيد عن ١٦٠ مم ، بالتالى طبقا للكود المصرى يمكن إهمال حساب حد التشرخ فى تصميم القطاعات ، كما لا يلزم تزويد البلاطة بشبكة تسليح علوية. وحيث أن عرض الشريحة التصميمية متر واحد ( 1000 mm ) فيمكن حساب السمك اللازم لمقاومة العزوم كما يلى :

$$d_{\min} = K_u \sqrt{\frac{M_u}{b}} = 0.53 \sqrt{\frac{24 \times 10^6}{1000}} = 82 \text{ mm}$$

$$t \cong d + 30 \text{ mm} \cong 120 \text{ mm} < t_{\min}$$

$$\text{use } t = t_{\min} = 160 \text{ mm}$$

$$d = t - 30 = 160 - 30 = 130 \text{ mm}$$

$$R = \frac{M_u}{b d^2 f_{cu} / \gamma_c} = \frac{24 \times 10^6}{1000 (130)^2 25/1.5} = 0.0852$$

$$\frac{a}{d} = 1 - \sqrt{1 - 3R} = 1 - \sqrt{1 - 3 \times 0.0852} = 0.137 > 0.1 \quad \text{ok}$$

هذه القيمة  $a/d$  خاصة بالقطاع المعرض لأقصى عزم ، إلا أنه يمكن إستخدامها فى باقى قطاعات البلاطة ، حيث أن التغير فيها نتيجة نقص العزم تأثيره محدود على مساحة التسليح الناتجة ، وفى جانب الأمان. وبالتالى يمكن إعتبار الآتى :

$$A_s = \frac{M_u}{d \left( 1 - \frac{a/d}{2} \right) f_y / \gamma_s} = \frac{M_u \times 10^6}{130 \left( 1 - \frac{0.137}{2} \right) 240/1.15} = 39.6 M_u$$

$$A_{s \min} = \frac{0.25}{100} \times b \times d = \frac{0.25}{100} \times 1000 \times 130 = 325 \text{ mm}^2$$

$$A_{s1} = 39.6 \times 24 = 950 \text{ mm}^2 > A_{s \min} \quad \text{ok}$$

$$\text{select } A_{s1} = 9 \phi 12 / m' \text{ of } A_s = 1018 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} = 39.6 \times 8 = 317 \text{ mm}^2 < A_{s \min} \quad \text{use } A_{s2} = A_{s \min} = 325 \text{ mm}^2$$

$$\text{select } A_{s2} = 4.5 \phi 10 / m' \text{ of } A_s = 356 \text{ mm}^2$$

أما صلب التسليح الثانوى  $A'_s$  (تسليح التوزيع Distributing steel) والعمودى على التسليح الرئيسى فيتم حسابه كالاتى :

$$A'_s = 0.2 A_s = 0.2 \times 1018 = 204 \text{ mm}^2$$

$$\text{select } A'_s = 4 \phi 8 / m'$$

ويوضح شكل (٣-١٣) نموذج لتسليح هذه البلاطة.

## ٥) تفاصيل تسليح البلاطة

فيما يلى نذكر أسس توزيع التسليح فى المواضع المختلفة

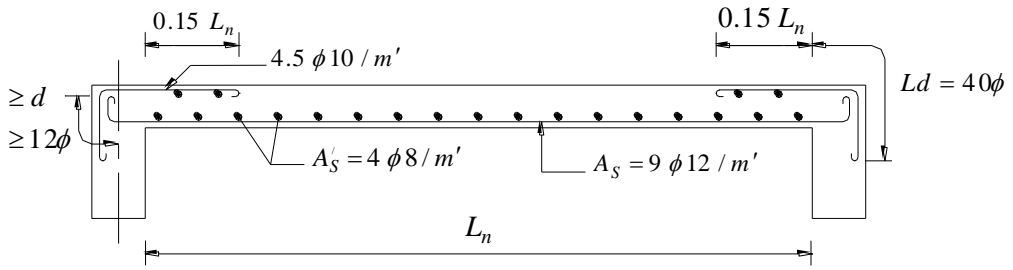
**أولا : بالنسبة للتسليح الثانوى :**

كما موضح بشكل (٣-١٣-أ) فإن هذا التسليح الثانوى  $A'_s$  يتم وضعه فى البحر الخالص ناحية السطح السفلى وأعلى التسليح الرئيسى. أيضا يوضع فى السطح العلوى تسليح ثانوى لربط أسياخ التسليح العلوية الرئيسية معا ، والحفاظ على إنتظام المسافة بينها. والأسياخ العلوية الثانوية تكون أقل عددا من التسليح السفلى الثانوى وتوضع بصورة تبادلية معها كما هو مبين فى شكل (٣-١٣-أ).

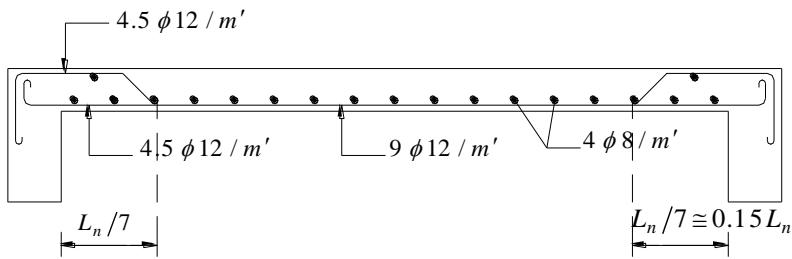
**ثانيا : بالنسبة للتسليح الرئيسى العلوى :**

تطبيقا لاشتراطات الكود فإن الأسياخ العلوية تمتد داخل البحر الخالص بعد نقطة إنعدام العزم zero moment المبينة بشكل (٣-١٣-ب) بمقدار طول الرباط anchorage length ومقداره  $L/20$  ، ليصبح إمتدادها الكلى داخل البحر الخالص  $L_n = 0.15$  . أيضا يمتد هذا التسليح العلوى داخل الكمره بمقدار طول التماسك Development Length  $L_d$  ومقداره  $40 \phi$  للأسياخ الملساء ذات الجنش  $\phi 60$  للأسياخ المستقيمة ذات النتوءات كما هو مبين بشكل (٣-١٣-أ).

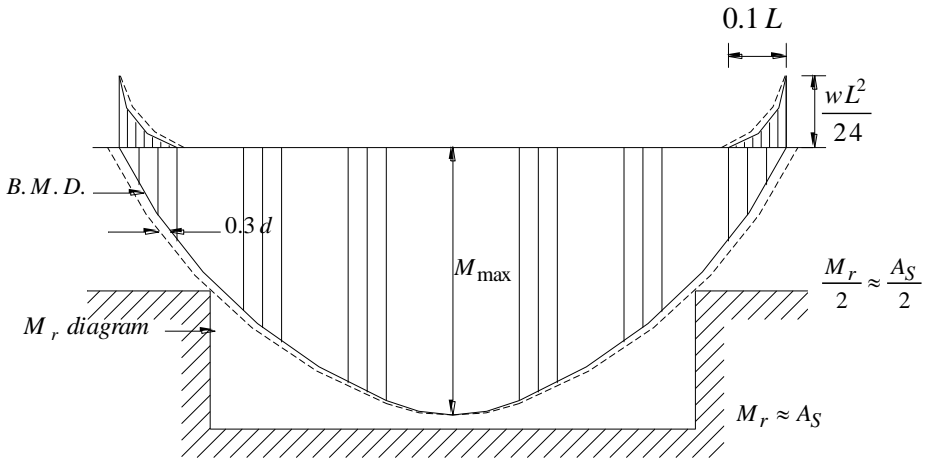
والتسليح الرئيسى العلوى يمكن أن تكون أقطاره مخالفة لأقطار التسليح السفلى ، وذلك فى حالة إستخدام تسليح علوى منفصل عن التسليح السفلى كما فى شكل (٣-١٣-أ). ويمكن أيضا توفير تسليح البلاطة العلوى بصورة أخرى وذلك بتكسيح نصف عدد الأسياخ السفلية كما فى شكل (٣-١٣-ب). وبالتالي فإن التسليح العلوى فى هذه الحالة يصبح



(أ) نموذج لتسليح البلاطة دون تكسيح



(ب) نموذج لتسليح البلاطة بالتكسيح



(ج) تحديد موضع تكسيح الأسياخ باستخدام \$M\_r\$

شكل (٣-١) تفاصيل تسليح البلاطة وعلاقتها بعزم الإنحناء

عدده فى المتر هو نصف عدد الأسياخ السفلية ( حيث يتم تكسيح سيخ وترك آخر).

$$A_{s2} = 4.5 \phi 12 / m' \text{ هذا المثال}$$

ويلاحظ أن  $4.5 \phi 12 / m'$  تعنى أن عدد الأسياخ فى مسافة مترين هى ٩ أسياخ ، وأن

$$\frac{1000}{4.5} = 222 \text{ mm}$$

المسافة بين السيخ المكسح والآخر هى

ثالثا : بالنسبة للتسليح الرئيسى السفلى :

يشترط الكود بالنسبة للتسليح الرئيسى السفلى الواصل إلى الركائز الطرفية أن يستمر بعد محور الركائز الطرفية مسافة تساوى  $d$  أو  $12 \phi$  أيهما أكبر كما هو مبين بشكل (٣-١٣-أ).

والأسياخ السفلية يمكن الإستغناء عن نصفها بتكسيحه إلى أعلى بعد نقص عزم الإنحناء إلى نصف قيمته، وهذا يحدث عند مسافة من الركيزة مقدارها  $0.15L_n \cong L_n/7$

كما يتضح من شكل (٢-١٥-ج). وتكسيح الأسياخ السفلية عند هذه النقطة يتيح إستخدامها

فى مقاومة العزم السالب حيث يصل السيخ إلى السطح العلوى قبل نقطة إنعدام العزوم ،

ليغطى العزم السالب بأكمله. وحيث أن إختيار قطر وعدد الأسياخ فى المتر من بين

الأقطار القياسية يجعل التسليح الفعلى فى أى قطاع عادة أكبر من المطلوب ، وبالتالي فإن

مقاومة القطاع الفعلية للعزوم  $M_r$  Moment of resistance المحدده بخط أفقى مهشـر

بشكل (٣-١٣-ج) تكون أكبر من عزوم الإنحناء القصوى. وهذه السعة العزمية

للقطاع عندما تتخفض إلى نصف قيمتها  $\frac{M_r}{2}$  نتيجة تكسيح نصف التسليح لا ينتج عن

ذلك مشكلة طالما أنها تغلف شكل عزوم الإنحناء بعد إزاحته بمقدار  $0.3 d$  كما فى شكل

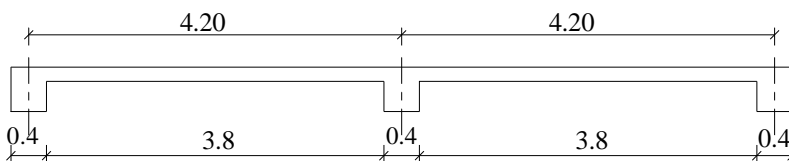
(٣-١٣-د).

### ٣-٧-٣ أمثلة متنوعة

مثال (٣-٢)

المطلوب تصميم البلاطة ذات الإتجاه الواحد المبينة بشكل (٣-١٤) علما بأن وزن

الأرضيات  $1.5 \text{ KN/m}^2$  والحمل الحى  $2.5 \text{ KN/m}^2$



شكل (٣-١٤)

### (١) حساب السمك الأدنى للبلاطة

لإستيفاء شرط الترخيم طبقا لجدول (٣-٢) [ جدول ٤-١٠ بالكود المصرى ]

$$t_{\min} = \frac{\text{span}}{24 \times 1.25} = \frac{4200}{24 \times 1.25} = 140 \text{ mm}$$

حيث أن أبعاد الكمرات محددة فى هذا المثال ، بالتالى يمكن حساب البحر الفعال  $L$  كالتالى :

$\text{span } L = \text{the larger of}$

$$\begin{aligned} * \quad 1.05 L_n &= 1.05 \times 3.8 = 3.99 \text{ m} \\ * \quad L_n + t &= 3.8 + 0.14 = 3.94 \text{ m} \end{aligned} \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} * \quad 1.05 L_n &= 1.05 \times 3.8 = 3.99 \text{ m} \\ * \quad L_n + t &= 3.8 + 0.14 = 3.94 \text{ m} \end{aligned}} \right\} L = 3.99 \cong 4.0 \text{ m}$$

Also ,  $L \leq L - L \text{ distance} = 4.20 \text{ m}$  ok c c

Accordingly  $L = 4.00 \text{ m}$

فبالرغم من أن المسافة بين محاور الركائز هى ٤,٢ متر فإن البلاطة الجارى تحليلها يتم تمثيلها إنشائيا بشريحة عرضها واحد متر مكونة من بحرين طول كل منهم ٤,٠٠ متر كما فى شكل (٣-١٥-أ).

### (٢) حساب الأحمال / $m^2$ Loads / $m^2$

$$\text{Own wt. of slab} = 1.0 \times 1.0 \times 0.14 \times 25 = 3.5 \text{ KN / } m^2$$

$$\text{flooring} = 1.5 \text{ KN / } m^2$$

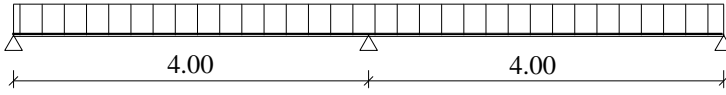
$$\text{Dead Load} = 5 \text{ KN / } m^2$$

$$\text{Live Load} = 2.5 \text{ KN / } m^2$$

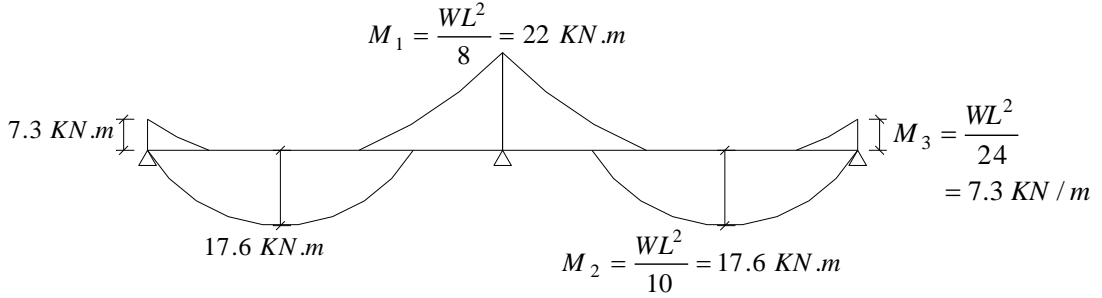
$$w_u = 1.4 \times 5 + 1.6 \times 2.5 = 11 \text{ KN / } m^2$$

### (٣) حساب عزوم الانحناء Bending Moments

حيث أن البلاطة ذات بحرين متساويين وقيمة الأحمال الحية أقل من الأحمال الميتة ، فإنه يمكن حساب العزوم القصوى طبقا للكود كما فى جدول (٣-٢). ويبين شكل (٣-١٥-ب) شكل عزوم الانحناء القصوى الناتجة من إستخدام معاملات الكود.



شكل (١٥-٣)



شكل (١٥-٣ ب)

حيث أن سمك البلاطة منتظم ، فإن أكبر سمك تتطلبه مقاومة العزوم يكون مناظرا لأقصى عزم  $M_1 = 22 \text{ KN.m}$  ، وبالتالي يمكن حساب السمك اللازم لمقاومة العزوم كما يلي :

$$d_{\min} = K_u \sqrt{\frac{M_u}{b}} = 0.53 \sqrt{\frac{22 \times 10^6}{1000}} = 79 \text{ mm}$$

$$t \cong d + 30 \text{ mm} \cong 120 \text{ mm} < t_{\min}$$

$$\text{use } t = t_{\min} = 140 \text{ mm}$$

$$d = t - 30 = 140 - 30 = 110 \text{ mm}$$

$$R = \frac{M_u}{b d^2 f_{cu} / \gamma_c} = \frac{22 \times 10^6}{1000 (110)^2 25/1.5} = 0.109$$

$$\frac{a}{d} = 1 - \sqrt{1 - 3R} = 1 - \sqrt{1 - 3(0.109)} = 0.180 > 0.1 \quad \underline{ok}$$

هذه القيمة  $\frac{a}{d}$  خاصة بالقطاع المعرض لأقصى عزم ، إلا أنه يمكن إستخدامها في باقي قطاعات البلاطة ، كما سبق توضيحه في مثال (١-٣) ، وبالتالي يمكن حساب التسليح اللازم لمقاومة العزوم كما يلي :

$$A_s = \frac{M_u \times 10^6}{(110) \left( 1 - \frac{0.18}{2} \right) 240 / 1.15} = 47.9 M_u$$

$$A_{s \min} = \frac{0.25}{100} \times b \times d = \frac{0.25}{100} \times 1000 \times 110 = 275 \text{ mm}^2$$

وفى هذا المثال تم مراعاة إختيار صلب التسليح بحيث يكون عدد الأسياخ ثابت / م / فى كل بحر حتى يمكن تنفيذ خيار التكميخ كما سيتم توضيحه فى نهاية المثال.

$$A_{s1} = 47.9 \times 22 = 1054 \text{ mm}^2 > A_{s \min} \quad ok$$

$$\text{select } A_{s1} = 6 \phi 16 / m' \text{ of } A_s = 1206 \text{ mm}^2 / m$$

$$A_{s2} = 47.9 \times 17.6 = 843 \text{ mm}^2 > A_{s \min} \quad ok$$

$$\text{select } A_{s2} = 3 \phi 16 + 3 \phi 12 / m' \text{ of } A_s = 942 \text{ mm}^2$$

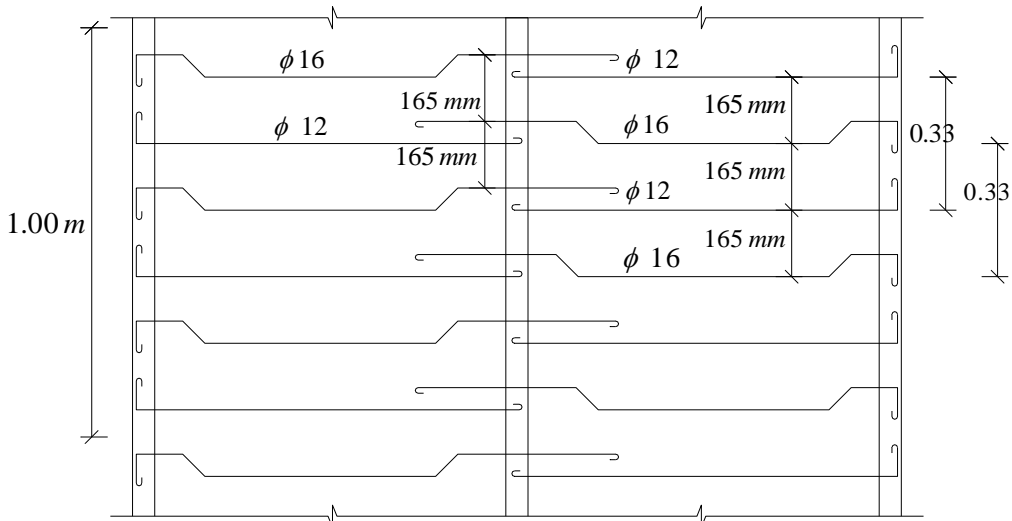
$$A_{s3} = 47.9 \times 7.3 = 350 \text{ mm}^2 > A_{s \min} \quad ok$$

$$\text{select } A_{s3} = 3 \phi 16 / m' \text{ of } A_s = 603 \text{ mm}^2$$

$$A'_s = 0.2 A_s = 0.2 \times 1206 = 241 \text{ mm}^2$$

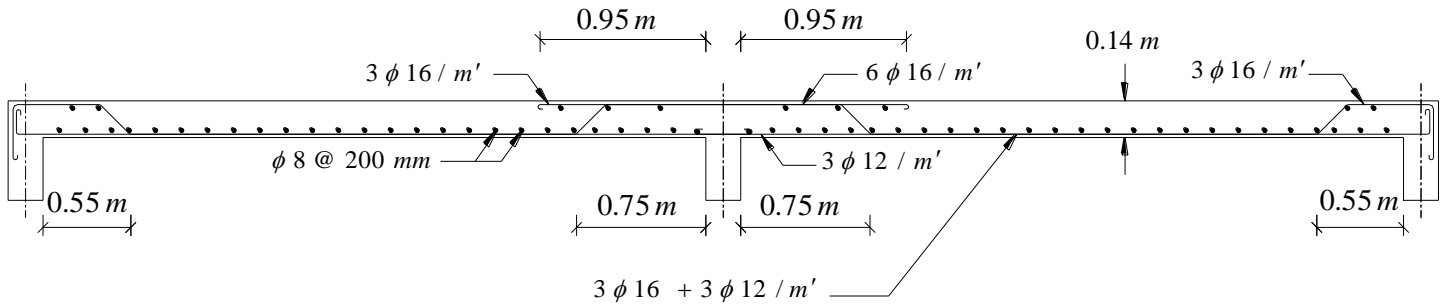
$$\text{select } A'_s = 5 \phi 8 / m'$$

يتضح من شكل (٣-١٦) أن توزيع الأسياخ وتكميخها يتم بصورة تبادلية. وينتج عن هذا أنه رغم إختلاف أقطار التسليح السفلى كما فى هذا المثال ، فإن الأسياخ المكسحة تصبح كلها قطر واحد. ويوضح شكل (٣-١٧) تفاصيل تسليح هذه البلاطة.



شكل (٣-١٦) كيفية توزيع تسليح البلاطة فى حالة التكميخ

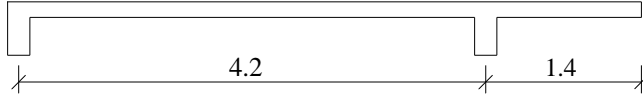




شكل (٣-١٧) مثال رقم (٣-٢)

### مثال رقم (٣-٣)

المطلوب تصميم البلاطة ذات الإتجاه الواحد المبينة بشكل (٣-١٨) ، علما بالآتى :  
وزن الأرضيات  $1.5 \text{ KN/m}^2$  والحمل الحى  $2 \text{ KN/m}^2$  .



شكل (٣-١٨) قطاع فى البلاطة

أولاً : حساب السمك الأدنى :

$$( \text{ for } 4.2 \text{ m span } ) \quad t_{\min} = \frac{4200}{24 \times 1.25} = 140 \text{ mm}$$

$$( \text{ for cantilever } ) \quad t_{\min} = \frac{1400}{10 \times 1.25} \cong 120 \text{ mm}$$

من الممكن تصميم البلاطة بسمك للكابولى أقل من سمك البلاطة لكن فى هذا المثال تم توحيد السمك.

Use  $t_{\min} = 140 \text{ mm}$  for slab span and cantilever

Loads /  $m^2$

ثانياً : حساب الأحمال :

$$\text{Own wt} = 1 \times 1 \times \frac{140}{1000} \times 25 = 3.5 \text{ KN / m}^2$$

$$\text{flooring} = 1.5 \text{ KN / m}^2$$

$$g = 5.0 \text{ KN / m}^2$$

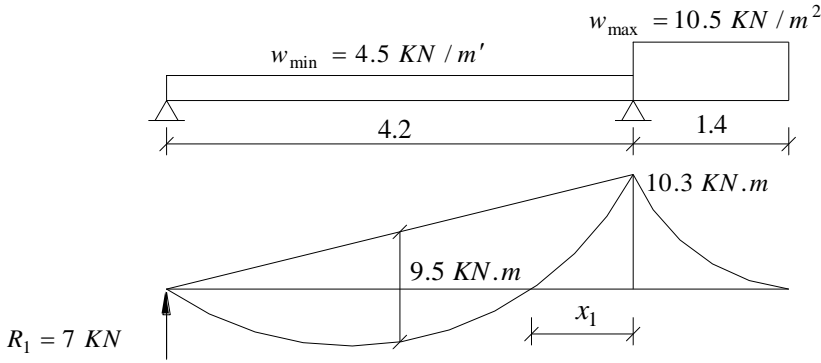
$$p = 2.0 \text{ KN / m}^2$$

$$w_u = 1.5 ( g + p ) = 1.5 ( 5 + 2 ) = 10.5 \text{ KN / m}^2$$

$$w_{\min} = 0.9 g = 0.9 \times 5 = 4.5 \text{ KN / m}^2$$

ثالثا : حساب عزوم الإنحناء القصوى :

1) Case of Loading for  $M_{max-ve}$



ولحساب بعد نقطة إنعدام العزوم السالبة  $x_1$  ، فيمكن تحديده من الرسم إذا كان مرسوما بدقة أو حسابه كالاتى :

$$\text{Min Reaction of left support } R_1 = \frac{4.5 \times 4.2}{2} - \frac{10.3}{4.2} = 7.0 \text{ KN}$$

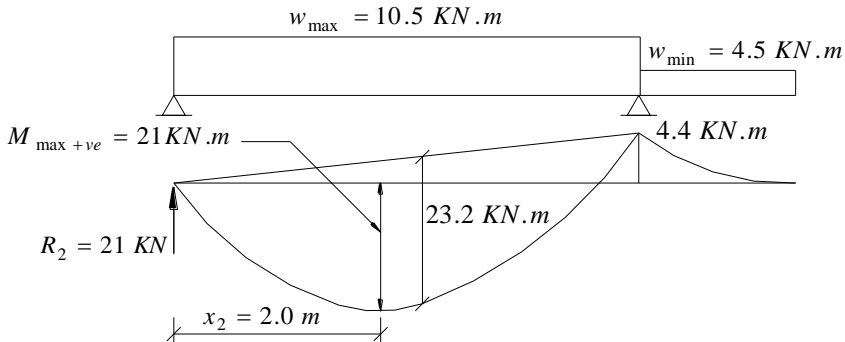
$\Sigma$  moments @ point of zero moment ( from left ) results :

$$R_1 (4.2 - x_1) = w_{\min} \frac{(4.2 - x_1)^2}{2}$$

$$4.2 - x_1 = \frac{2R}{w_{\min}} = \frac{2 \times 7}{4.5} = 3.11 \text{ m} \rightarrow x_1 = 1.09 \text{ m}$$

وبتلاحظ أنه تم وضع الحمل الأدنى على بحر البلاطة للحصول على أكبر إمتداد للعزم السالب داخل البحر ( أكبر بعد للمسافة  $x_1$  ).

2) Case of Loading for  $M_{max+ve}$



$$M_{+ve \min} \text{ (according to code) } = \frac{w_u L^2}{16} = \frac{10.5 (4.5)^2}{16} = 11.6 \text{ KN.m.}$$

وأقصى عزم موجب يحدث عند نقطة إنعدام قوى القص. ويمكن حساب بعد نقطة إنعدام

القص  $x_2$  كالتالي :

$$x_2 = \frac{R_2}{w_{\max}} = \frac{21}{10.5} = 2.0 \text{ m}$$

وبالتالي يكون أقصى عزم موجب هو :

$$M_{\max +ve} = R_2 \frac{x_2}{2} = \frac{R_2^2}{2w_{\max}} = \frac{(21)^2}{2(10.5)} = 21 \text{ KN.m.} > M_{+ve \min} \text{ ok}$$

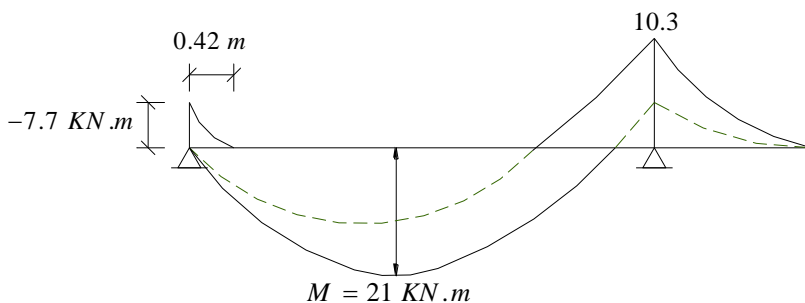
ويلاحظ أن العزم الموجب عند منتصف البحر يساوي تقريبا العزم الأقصى عند نقطة إنعدام

قوى القص. وبالتالي يمكن حساب أقصى عزوم موجبة كالتالي :

$$M_{\max +ve} \cong \frac{10.5 (4.5)^2}{8} - \frac{4.4}{2} = 20.95 \cong 21 \text{ KN.m.}$$

### 3) Envelops of $M_{\max +ve}$ & $M_{\max -ve}$

يوضح شكل (١٩-٣) غلاف أقصى عزوم إنحناء موجبة وسالبة بالبلاطة



شكل (١٩-٣) غلاف العزوم السالبة والموجبة

### رابعاً : تصميم القطاعات Design of Sections

يتم حساب سمك البلاطة بإستخدام أقصى عزم بغض النظر عن إشارته

$$d_{\min} = 0.53 \sqrt{\frac{21 \times 10^6}{1000}} = 77 \text{ mm}$$

$$t = 77 + 30 = 107 \text{ mm} \rightarrow 120 \text{ mm} < t_{\min}$$

$$\text{Use } t = t_{\min} = 140 \text{ mm}$$

$$d = 140 - 30 = 110 \text{ mm}$$

$$A_{S \min} = \frac{0.25}{100} \times 1000 \times 110 = 275 \text{ mm}^2$$

$$R = \frac{M_u}{bd^2 f_{cu} / \gamma_c} = \frac{21 \times 10^6}{1000 (110)^2 \times 25 / 1.5} = 0.104$$

$$\frac{a}{d} = 1 - \sqrt{1 - 3R} = 1 - \sqrt{1 - 3(0.104)} = 0.17 > 0.1 \quad \underline{ok}$$

$$A_s = \frac{M_u \times 10^6}{110 \left( 1 - \frac{0.17}{2} \right) 240 / 1.5} = 47.6 M_u$$

$$A_{S \max +ve} = 47.6 \times 21 = 1000 \text{ mm}^2 > A_{S \min} \quad \underline{ok}$$

$$\text{Select } A_{S+ve} = 5 \phi 16 / m'$$

$$A_{S -ve \max} \cong 47.6 \times 10.3 = 490 \text{ mm}^2 > A_{S \min} \quad \underline{ok}$$

$$\text{Select } A_{S -ve} = 2.5 \phi 16 + 2.5 \phi 12 / m'$$

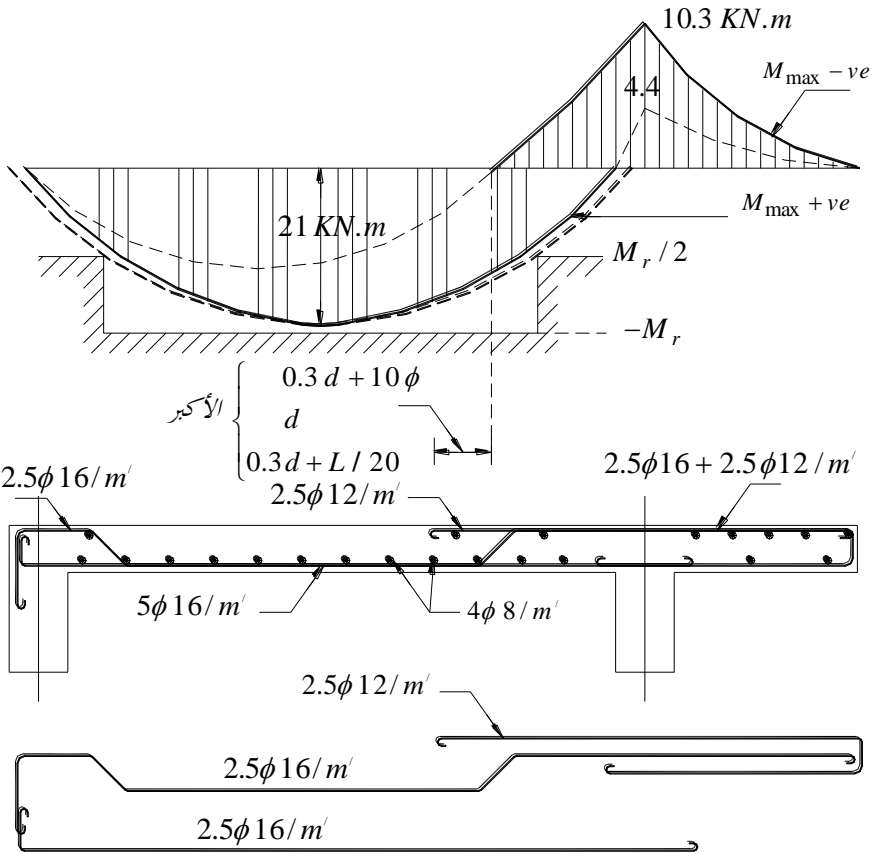
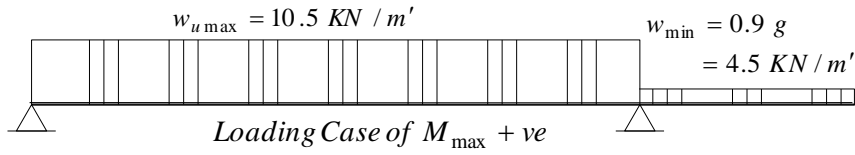
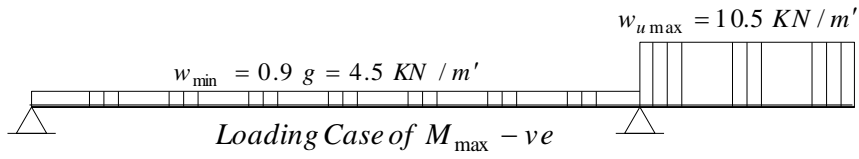
$$A_{S \text{ edge}} \cong 47.6 \times 7.7 = 367 \text{ mm}^2 > A_{S \min} \quad \underline{ok}$$

$$\text{Select } A_{A \text{ edge}} = 2.5 \phi 16 / m'$$

$$A'_s = 0.2 A_s = 0.2 \times 1000 = 200 \text{ mm}^2$$

$$\text{Select } A'_s = 4 \phi 8 / m'$$

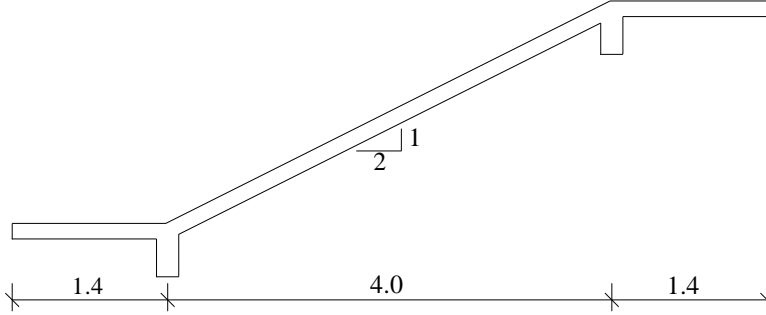
يتلاحظ أن عدد أسياخ التسليح السالب لا بد أن تساوى عدد أسياخ التسليح الموجب ، وأن نصف عددهم من أسياخ التسليح الموجب الذى يتم تكسيحه. ورغم أن التسليح المكسح يغطى أقصى عزم سالب لكنه أقل من ٥ أسياخ فى المتر ، لذلك يجب إضافة أسياخ أخرى ، وأن تكون هذه الأسياخ الأخرى مساحتها أكبر من  $A_{s \min}$  تقاوم العزوم بأمان فى منطقة ما قبل التكسيح. لذلك أختيرت هذه الأسياخ الإضافية  $2.5 \phi 12 / m'$  حيث أن  $2.5 \phi 10 / m'$  تكون أقل من  $A_{s \min}$  . ويوضح الشكل رقم (٣-٢٠) غلاف العزوم القصوى وتسليح قطاع بالبلاطة.



شكل (٢٠-٣) غلاف العزوم القصوى وتسليح قطاع بالبلاطة

### مثال رقم (٣-٤)

المطلوب تصميم البلاطة المبينة بشكل (٣-٢١) إذا كانت أوزان الأرضيات  $1.5 \text{ KN/m}^2$  للأجزاء الأفقية ،  $0.75 \text{ KN/m}^2$  للأجزاء المائلة. وأن الحمل الحى للأجزاء الأفقية قيمته  $2 \text{ KN/m}^2$  وللأجزاء المائلة  $0.5 \text{ KN/m}^2$



شكل (٣-٢١) قطاع فى بلاطة

أولاً : حساب السمك الأدنى Minimum Thickness

$$\text{for cantilever} = \frac{1400}{10 \times 1.25} \cong 120 \text{ mm}$$

$$\text{for slab span} = \frac{\text{inclined length}}{28 \times 1.25} = \frac{4000 \left( \frac{\sqrt{5}}{2} \right)}{28 \times 1.25} = 128 \rightarrow 140 \text{ mm}$$

$$t_{\min} = 140 \text{ mm}$$

باعتبار سمك موحد للبلاطة والكابولى تصبح

ثانياً : حساب الأحمال :

أ ( على الأجزاء الأفقية من البلاطة

$$\text{Own wt} = 0.14 \times 25 = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{flooring} = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$g = 5.0 \text{ KN/m}^2$$

$$p = 2.0 \text{ KN/m}^2$$

$$W_u = 1.5 (g + p) = 1.5 (5 + 2) = 10.5 \text{ KN/m}^2$$

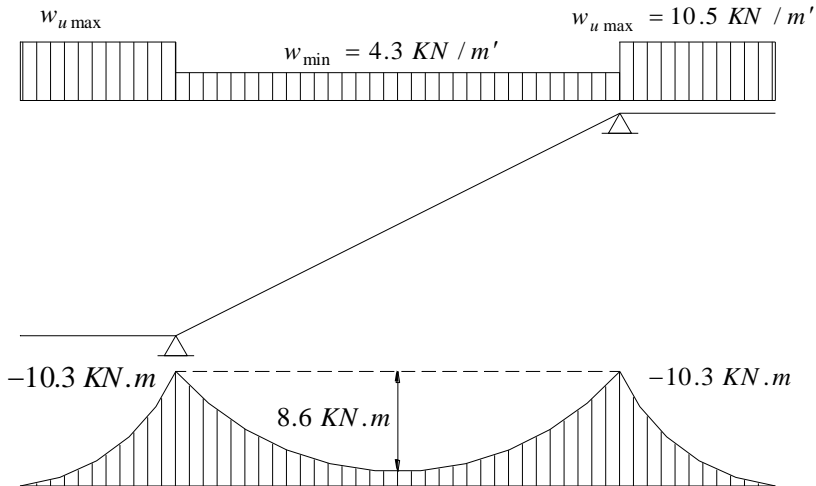
$$w_{\min} = 0.9 g = 0.9 \times 5 = 4.5 \text{ KN/m}^2$$

ب ) على الجزء المائل من البلاطة  
بحساب كثافة الأحمال الرأسية على المسقط الأفقي من البلاطة والتعامل مع البلاطة كما لو  
كانت أفقية كما بشكل (٢٢-٣) ، (٢٣-٣)

$$\begin{aligned}
 \text{Own wt} &= 0.14 \times 25 = 3.5 \text{ KN/m}^2 \\
 \text{flooring} &= 0.75 \text{ KN/m}^2 \\
 g &= 4.25 \text{ KN/m}^2 \\
 g/\cos \theta &= \frac{4.25}{(2/\sqrt{5})} = 4.75 \text{ KN/m}^2 \text{ ( horiz. projection )} \\
 \text{Live Load} &= 0.5 \text{ KN/m}^2 \text{ ( horiz. projection )} \\
 w_{\max} &= 1.5 ( 4.75 + 0.5 ) = 7.9 \text{ KN/m}^2 \\
 w_{\min} &= 0.9 ( g/\cos \theta ) = 0.9 \times 4.75 = 4.3 \text{ KN/m}^2
 \end{aligned}$$

ثالثا : حساب عزوم الانحناء القصوى

a) Case of Loading of  $M_{\max -ve}$



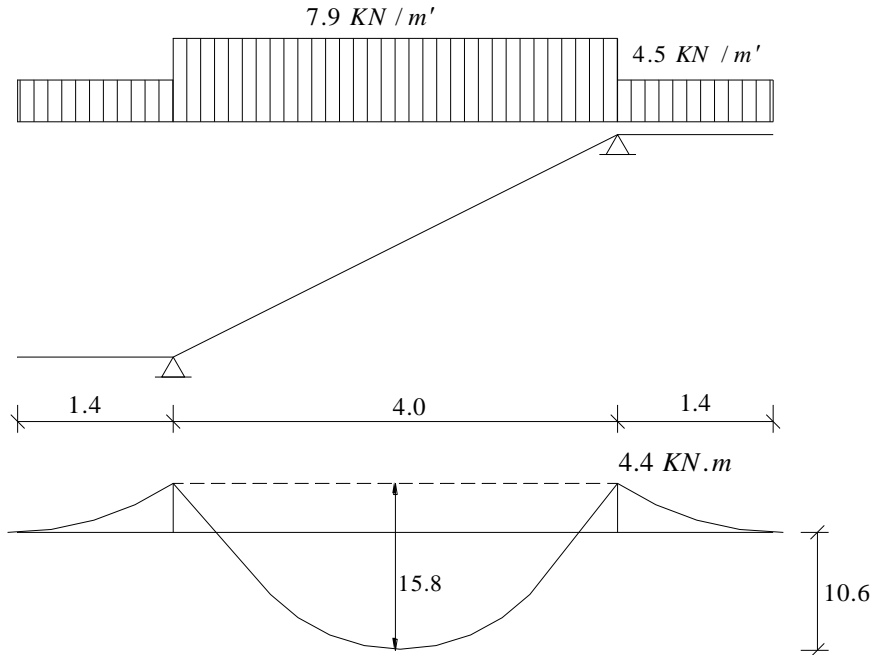
شكل (٢٢-٣) تحميلية أقصى عزوم سالب

$$B.M. \text{ At mid-span} = -10.3 + \frac{4.3(4)^2}{8} = -1.7 \text{ KN.m}$$

أى أن السطح العلوى للبلاطة بأكمله معرض لعزم سالب.

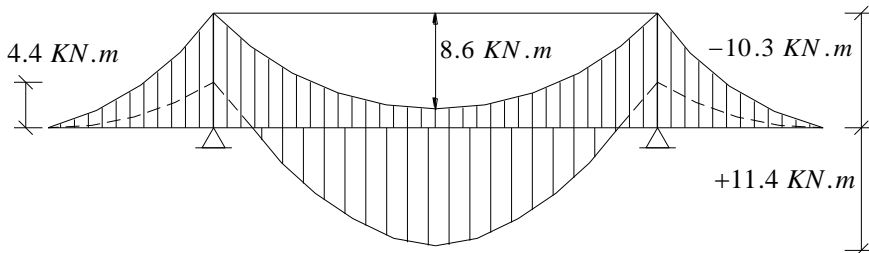


b ) Case of Loading of  $M_{max +ve}$



شكل (٢٣-٣) تحميلية أقصى عزم موجب

C ) Envelope for  $M_{max +ve}$  &  $M_{max -ve}$  غلاف أقصى عزم موجب وسالب



شكل (٢٤-٣) غلاف العزوم الموجبة والسالبة

رابعاً : تصميم القطاعات Design of Sections

$$d_{\min} = 0.53 \sqrt{11.4 \times 1000} = 57 \text{ mm}$$

$$t = 57 + 30 = 87 \text{ mm} \rightarrow 100 \text{ mm} < t_{\min}$$

$$\text{Use } t = t_{\min} = 140 \text{ mm}$$

$$d = 140 - 30 = 110 \text{ mm}$$

$$A_{S \min} = \frac{0.25}{100} \times 1000 \times 110 = 275 \text{ mm}^2$$

$$R = \frac{M_u}{bd^2 f_{cu} / \gamma_c} = \frac{11.4 \times 10^6}{1000 (110)^2 \times 25 / 1.5} = 0.057$$

$$a/d = 1 - \sqrt{1 - 3R} = 1 - \sqrt{1 - 3(0.057)} = 0.09 < 0.1 \text{ use } a/d = 0.1$$

$$A_s = \frac{M_u \times 10^6}{110 \left( 1 - \frac{0.1}{2} \right) 240 / 1.15} = 45.9 M_u$$

$$A_{S+ve} = 45.9 \times 11.4 = 523 \text{ mm}^2 > A_{S \min} \text{ ok}$$

$$\text{Select } A_{S+ve} = 7 \phi 10 \text{ of } A_s = 553 \text{ mm}^2$$

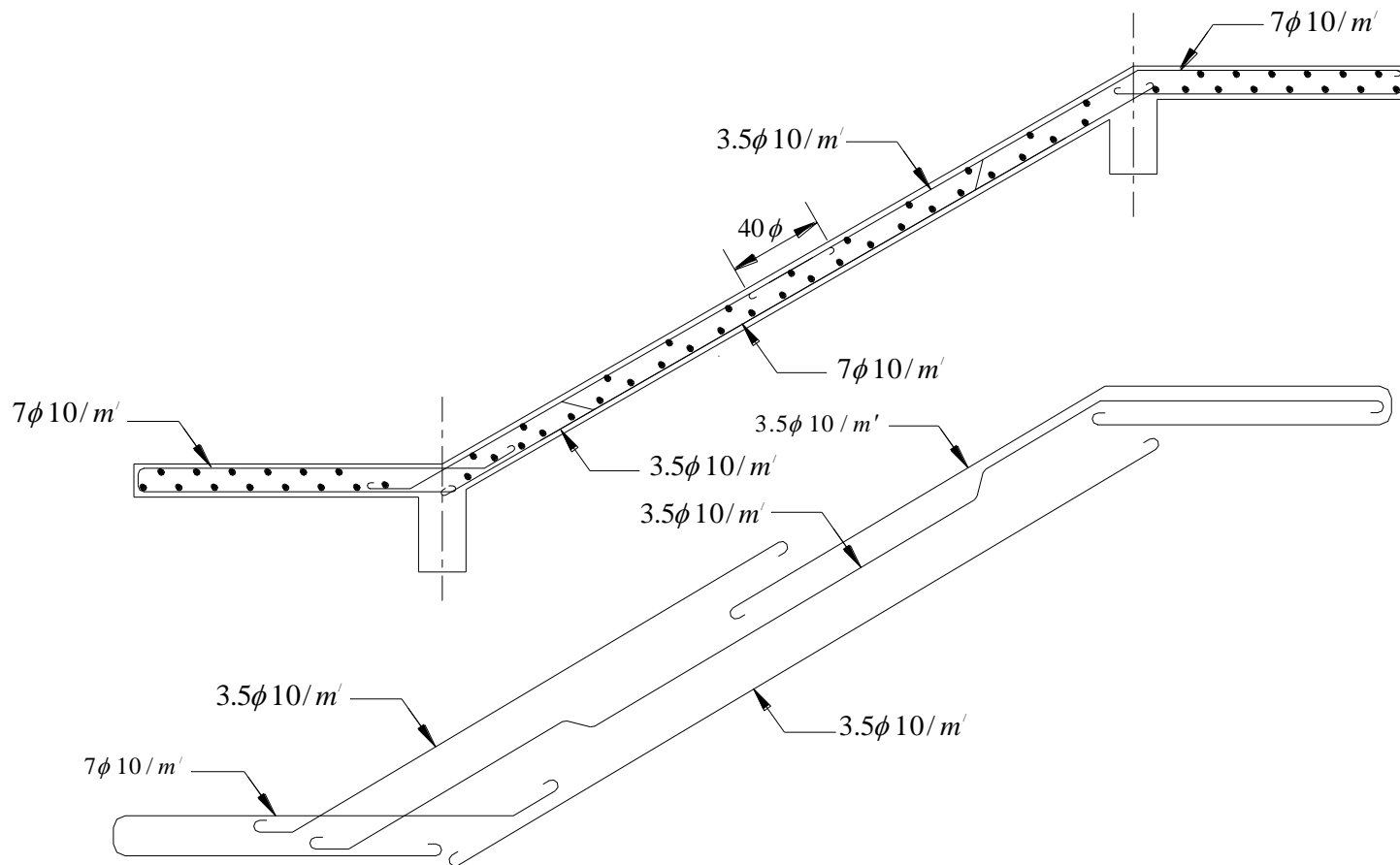
$$A_{S-ve} = 45.9 \times 10.3 = 473 \text{ mm}^2 > A_{S \min} \text{ ok}$$

$$\text{Select } A_{S-ve} = 7 \phi 10 / m' \text{ of } A_s = 553 \text{ mm}^2 / m'$$

$$A'_s = 0.2 A_s = 0.2 \times 553 = 111 \text{ mm}^2$$

$$\text{Select } A'_s = 5 \phi 6 / m'$$

يمثل شكل (٣-٢٥) قطاع فى البلاطة يوضح تفاصيل تسليحها . ويتلاحظ أنه نظراً لأن العزم السالب يغطى كامل بحر البلاطة ، فإن وصلة الرباط للتسليح العلوى تساوى طول التماسك فى الشد  $40 \phi$  .



شكل (٢٥-٣) قطاع يوضح تفاصيل تسليح البلاطة

### ٣-٨ أمثلة غير عددية

#### مثال رقم (١)

حالة بلاطة أفقية مستمرة على ثلاث بحور الخارجيين كبيرين كل منهم بطول ٤,٠٠ متر والداخلي صغير بطول ٢,٥٠ متر كما هو موضح بشكل (٣-٢٦).

حيث أن التفاوت بين البحور أكبر من ٢٠ % ، فإنه يلزم عمل حالات تحميل لتحديد غلاف العزوم القصوى الموجبة والسالبة. ويبين شكل (٣-٢٦-أ) غلاف العزوم القصوى الموجبة والسالبة ( و يستلزم لتحديده حساب ٣ حالات تحميل ). وحيث أن العزوم السالبة تغطي كامل البحر الأوسط ، لذلك يلزم إعتبار عزم موجب مقداره  $w_u L^2/16$  في هذا البحر طبقا لتوصيات الكود. عند تسليح مثل هذه البلاطة ، فإن التسليح المكسح من البحر الخارجى يتم تكسيحه طبقا لمنحنى العزوم ، ويفترض أن يمتد في البحر المجاور حتى يتجاوز نقطة إنعدام العزوم. وحيث أنه في هذه المسألة لا توجد نقطة إنعدام عزوم في البحر الأوسط حيث يغطي العزم السالب كامل هذا البحر ، فإن التسليح المكسح من البحور الطرفية يعبر هذا البحر بأكمله ( دون أن يقابل نقطة إنعدام عزوم فيه ) ويمتد في البحر التالى حتى يتجاوز نقطة إنعدام العزوم ، كما هو موضح بشكل (٣-٢٦-ب). ويوضح شكل (٣-٢٦-ج) تفريد تسليح البلاطة في هذا المثال.

#### مثال (٣-٦)

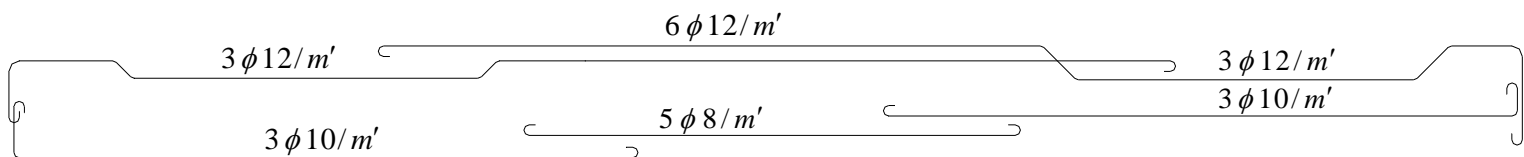
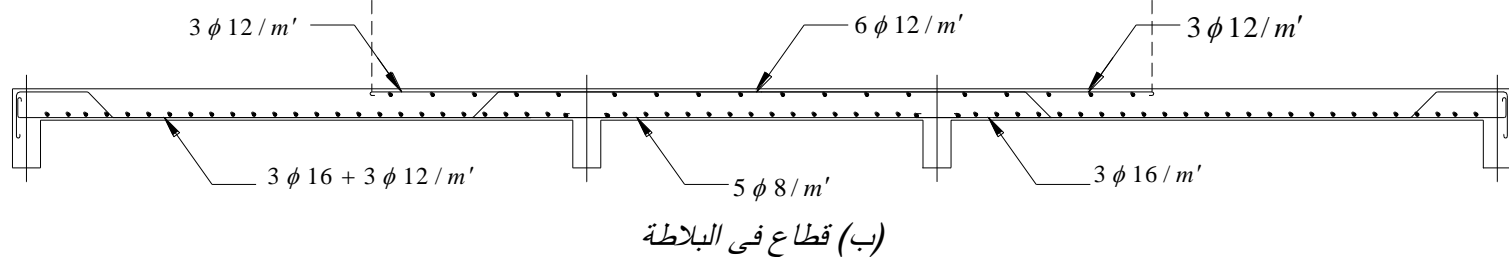
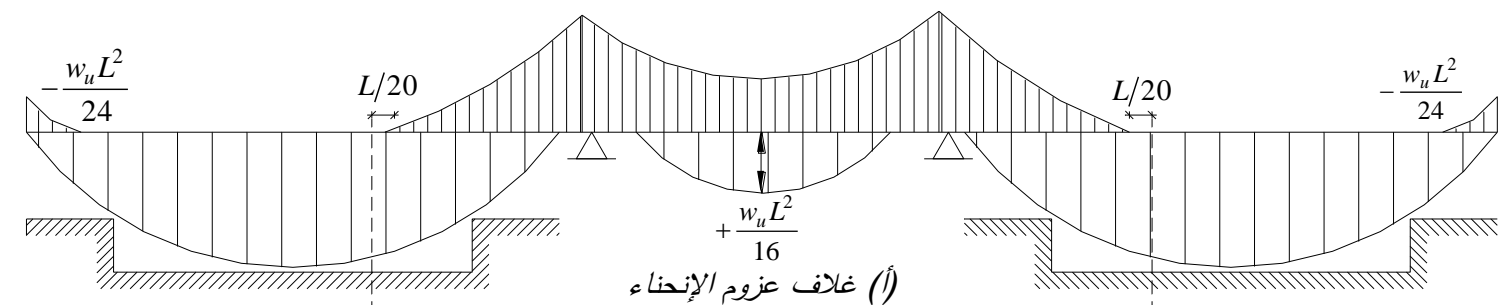
حالة بلاطة مائلة - أفقية بسيطة الإرتكاز عند طرفيها ، كما هو موضح بشكل (٣-٢٧).

وعلى الرغم من أن البحر بأكمله معرض لعزم موجب إلا أن إحدى الوصلتين مفتوحة يلزم فصل تسليحها على جانبي الوصلة ، ويمتد كل سيخ منهم لمسافة مقدارها طول التماسك  $L_d$  ، بينما الوصلة الأخرى منغلقة تسليحها متصل ، كما هو مبين بالشكل.

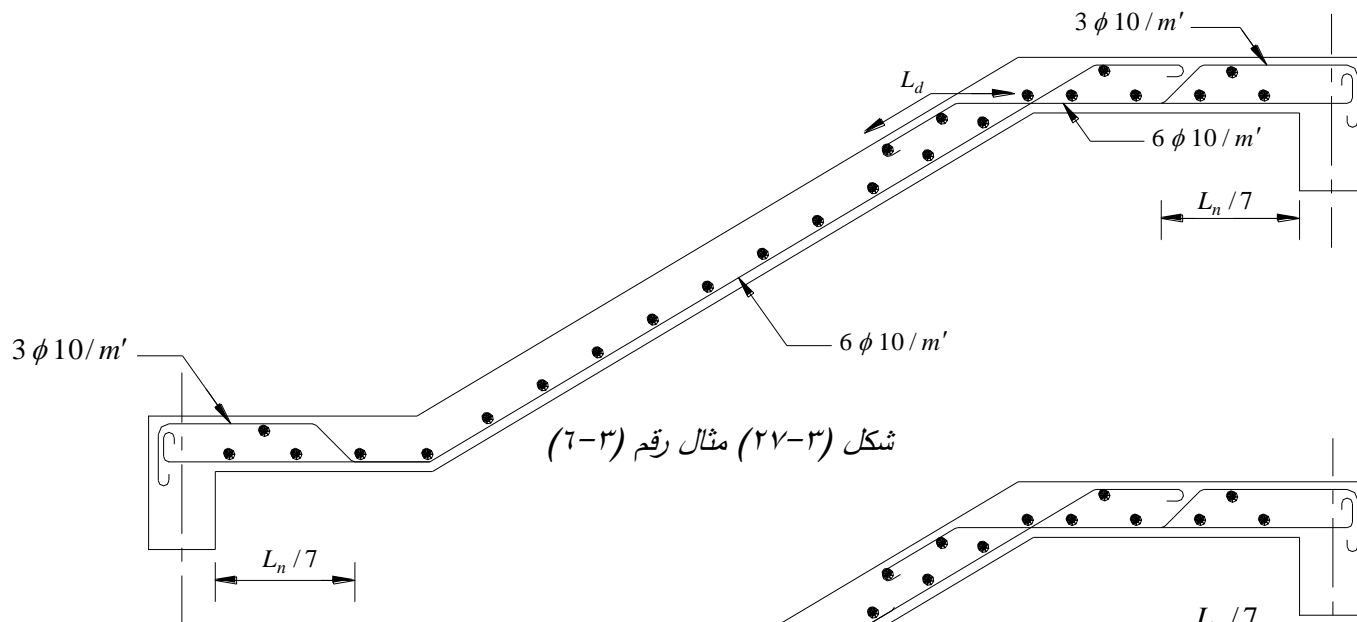
مثال (٣-٧)

حالة بلاطة مائلة أفقية - مستمرة على بحرین الأول كبير والثانی صغير، كما هو موضح  
بشكل (٣-٢٨).

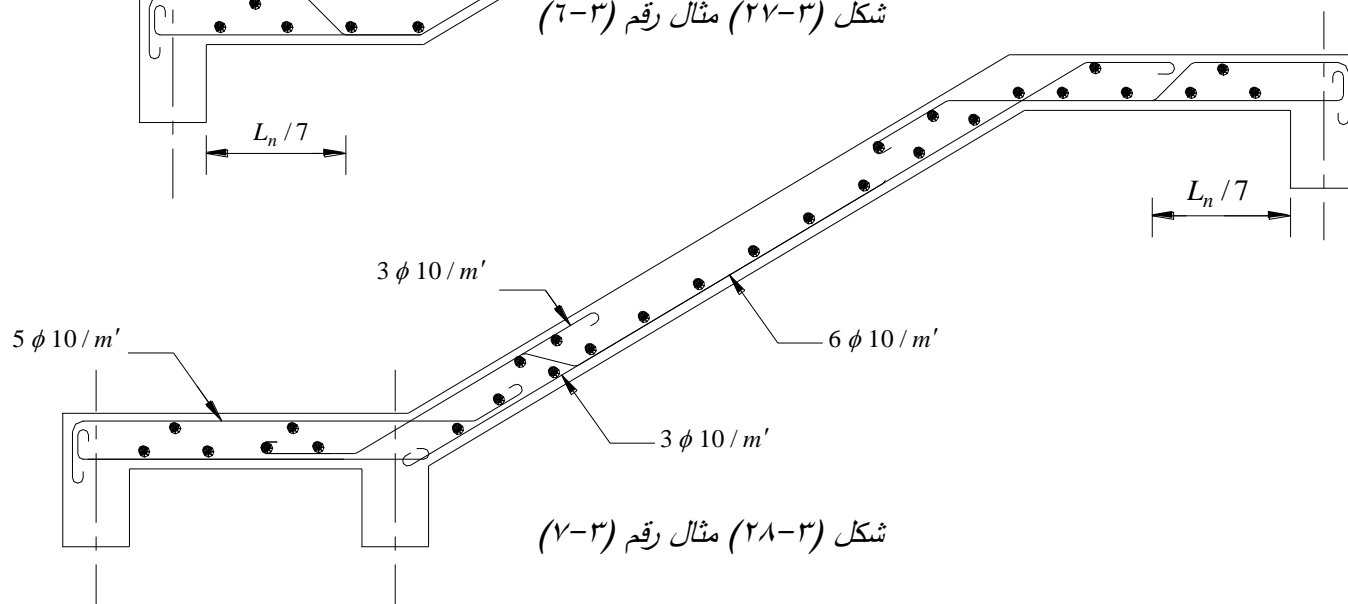
هذا التفاوت فی البحور كما فی مثال (٣-٥) يجعل العزم السالب یغطی كامل البحر  
الصغير ، مما يجعل التسليح العلوی یمتد من البحر الكبير لیغطی كامل البحر الصغير كما  
فی شكل (٣-٢٨). ومع هذا یلزم إعتبار عزوم موجبة قیمتها  $w_u L^2/16$  . كما یلزم مراعاة  
تسليح الوصلات المنفتحة والمنغلقة كما فی مثال (٣-٦).



شكل (٢٦-٣) تفاصيل التسليح لمثال (٣-٥)



شكل (٢٧-٣) مثال رقم (٦-٣)



شكل (٢٨-٣) مثال رقم (٧-٣)

## الباب الرابع

### البلاطات المصمتة المستطيلة ذات الإتجاهين

### Two Way Rectangular Solid Slabs

#### ٤-١ مقدمة

البلاطات ذات الإتجاهين هي بلاطات تقل نسبة إستطالتها عن 2 . وهى عناصر إنشائية غير محدده إستاتيكية بدرجة عالية. وحل هذه البلاطات بإستخدام نظريات المرونة يتطلب جهدا كبيرا مما يجعلها غير ملائمة للتصميم فى المنشآت العادية. وفى هذا الباب نعرض الطرق المبسطة التى يوصى بها الكود المصرى لتصميم هذا النوع من البلاطات فى المباني العادية. أما بلاطات المنشآت الأخرى كالكبارى أو خزانات السوائل أو المخازن ، فتصمم طبقا للإشتراطات الخاصة بها.

#### ٤-٢ إستطالة البلاطة

تعتبر البلاطات المستطيلة المرتكزة على أطرافها الأربعة ذات اتجاهين إذا كانت نسبة المستطيلية  $r$  أقل من 2 ، حيث :

$$r = \frac{m_b \cdot b}{m_a \cdot a}$$

حيث

$a$  = البحر الفعال القصير

$b$  = البحر الفعال الطويل

$m_a$  = نسبة الطول المعلق بين خطوط الانقلاب فى شريحة محملة من البلاطة فى اتجاه البحر  $a$  إلى طول البحر  $a$  .

$m_b$  = نسبة الطول المعلق بين خطوط الانقلاب فى شريحة محملة من البلاطة فى إتجاه البحر  $b$  إلى طول البحر  $b$  .

حيث  $m_a$  ،  $m_b$  يحددها الكود المصرى بصورة تقريبية كما يلى :

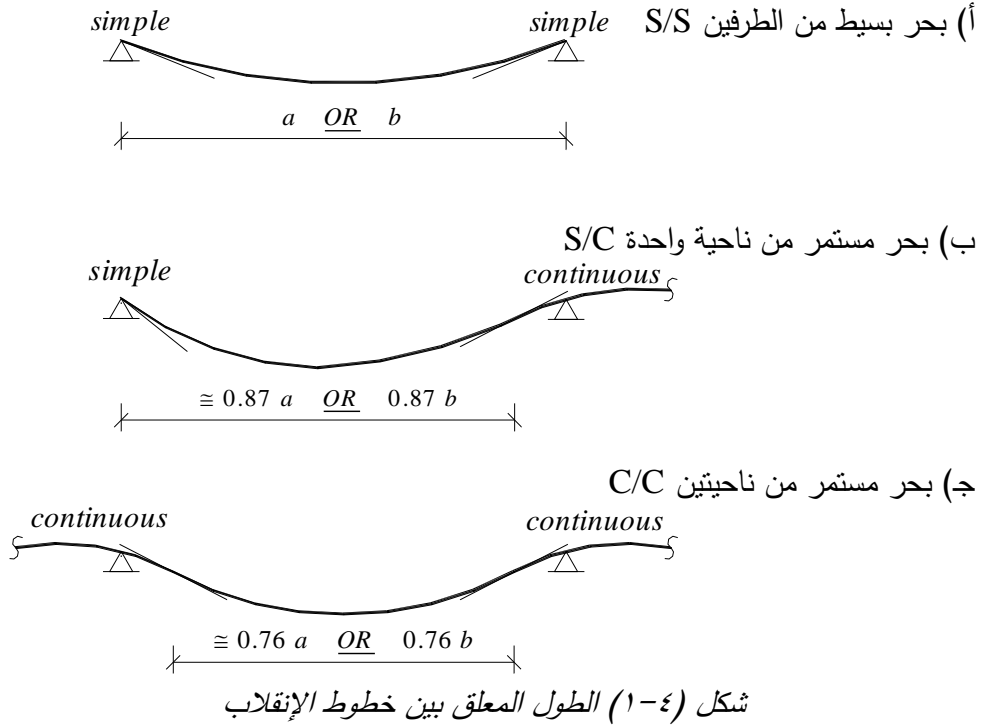
\* إذا كان البحر تحت الإعتبار غير مستمر من ناحيتين فإن  $m_b$  or  $m_a = 1.0$

\* إذا كان البحر تحت الإعتبار مستمرا من ناحية واحدة فقط فإن  $m_b$  or  $m_a = 0.87$

\* إذا كان البحر تحت الإعتبار مستمرا من الناحيتين فإن  $m_b$  or  $m_a = 0.76$



وبين شكل (١-٤) الطول المعلق بين خطوط الإنقلاب للثلاث المذكورة أعلاه.

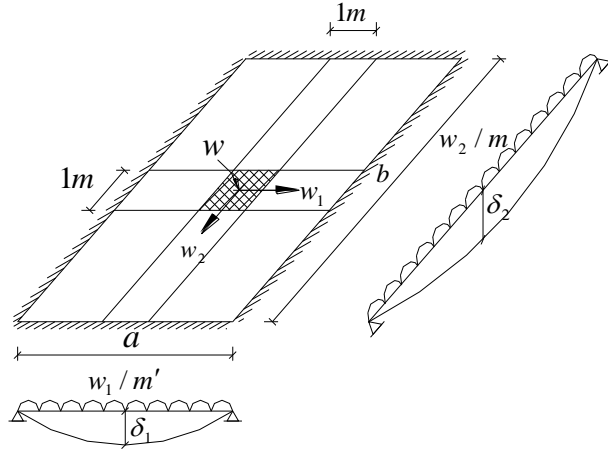


### ٣-٤ طرق توزيع الأحمال Load Distribution Methods

١-٣-٤ طريقة Grashoff لتوزيع الأحمال في البلاطات ذات الإتجاهين  
تعتمد هذه الطريقة على مساواة الترخيم الأقصى الحادث لشريحتين ، واحدة في الإتجاه الطويل للبلاطة والأخرى في الإتجاه القصير لها ، وتتقاطعان في نقطة أقصى ترخيم. وفيما يلي بيان ذلك لأمثلة من شروط الحافة المختلفة.

أولا : حالة بلاطة ترتكز إرتكازا بسيطا على جميع أطرافها

وبين شكل (٢-٤) هاتين الشريحتين المتعامدتين في بلاطة ترتكز إرتكازا بسيطا على جميع أطرافها ومحملة بحمل منتظم  $w$  . وتقاسم هاتان الشريحتان المتعامدتان نقل الحمل المنتظم  $w$  الواقع على البلاطة إلى الركائز. وبفرض أن حصة الشريحة ذات البحر القصير من الحمل هي  $w_1/m$  وترخيمها الأقصى الأقصى ، وأل حصة الشريحة ذات البحر الطويل من الحمل هي  $w_2/m$  وترخيمها الأقصى ، فإنه يمكن حساب الآتى:



شكل (٤-٢) توزيع الأحمال بطريقة Grashoff

$$w = w_1 + w_2$$

$$\delta_1 = \frac{5 w_1 a^4}{384 EI}, \quad \delta_2 = \frac{5 w_2 b^4}{384 EI}$$

وحيث أن  $\delta_1, \delta_2$  تحدثان في منتصف كل شريحة عند نقطة إلتقاء الشريحتين فإن

$$\delta_1 = \delta_2$$

وبالتالى

$$\frac{5 w_1 a^4}{384 EI} = \frac{5 w_2 b^4}{384 EI}$$

ومن هذه المعادلة يمكن إستنتاج ما يلى

$$\frac{w_1}{w_2} = \left( \frac{b}{a} \right)^4 = r^4 \quad \text{----- (4-1)}$$

$$\frac{w_1}{w_1 + w_2} = \frac{r^4}{1 + r^4}$$

وبالتالى يمكن حساب قيمة المعامل  $\alpha$  حيث

$$\alpha = \frac{w_1}{w} = \frac{r^4}{1 + r^4} \quad \text{-----(4-2-a)}$$

وبالمثل يمكن من معادلة (4-1) إستنتاج ما يلى

$$\frac{w_2}{w_1 + w_2} = \frac{1}{1 + r^4}$$

وبالتالى يمكن حساب قيمة المعامل  $\beta$  حيث

$$\beta = \frac{w_2}{w} = \frac{1}{1+r^4} \quad \text{---- (4-2-b)}$$

من المعادلات (4-2-a , 4-2-b) يمكن ملاحظة الآتى

\* بالنسبة لبلاطة مربعة  $r = 1$  فإن :  $\alpha = \beta = 0.5$

أى أن الحمل الواقع على بلاطة مربعة يشارك فى حملة إتجاهى البلاطة بقدر متساو ، وهو المتوقع لبلاطة متماثلة الأبعاد فى الإتجاهين.

\* إذا كانت نسبة المستطيلة للبلاطة  $r \geq 2$  فإن قيمة المعامل تكون أكبر من  $\beta$  ، وبالتالي فإن الحمل  $w_1$  الذى ينتقل فى الإتجاه القصير يكون أكبر من الحمل  $w_2$  الذى ينتقل فى الإتجاه الطويل. لذلك يسمى الإتجاه القصير بالإتجاه الرئيسى والإتجاه الطويل بالإتجاه الثانوى.

\* بالنسبة لبلاطة مستطيلة نسبة  $r = 2$  فإن

$$\alpha = \frac{r^4}{1+r^4} = \frac{2^4}{1+2^4} = \frac{16}{17} = 0.94$$

$$\beta = \frac{1}{1+r^4} = \frac{1}{1+2^4} = \frac{1}{17} = 0.06$$

أى أنه عند نسبة  $r = 2$  فإن كل الحمل تقريبا ينتقل فى الإتجاه القصير. وهو ما يبرر إهمال الحمل فى الإتجاه الطويل وأعتبار البلاطات ذات إستطالة  $r \geq 2$  بلاطات ذات إتجاه واحد ، ينتقل الحمل بأكمله فى إتجاهها القصير.

ويوضح جدول (٤-١) قيم معاملات Grashoff للتوزيع لبلاطة مستطيلة تتركز إرتكازا بسيطا على جوانبها الأربعة ، محسوبة طبقا للمعادلة (٤-٢).

جدول (٤-١) [ جدول (٦-٣) بالكود المصرى ] قيم معاملات Grashoff  $\alpha, \beta$

المناظرة لقيم  $r$  لبلاطات تتركز إرتكازا بسيطا على جوانبها الأربعة

r	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0
$\alpha$	0.500	0.595	0.672	0.742	0.797	0.834	0.867	0.893	0.914	0.928	0.941
$\beta$	0.500	0.405	0.328	0.258	0.203	0.166	0.133	0.107	0.086	0.072	0.059

وبمعرفة قيم المعاملات  $\alpha$  ,  $\beta$  التى تتوقف فقط على نسبة مستطيلية البلاطة ، فإنه يمكن تحديد حصة كل إتجاه للبلاطة من الحمل الكلى  $w$  . و بالتالى يمكن حساب العزوم الناشئة فى الإتجاه القصير ( الرئيسى ) بتحميل شريحة عرضها ١,٠٠ متر من البلاطة وبحرها  $a$  بحمل منتظم  $w_1 / m$  . وكذلك بالنسبة للإتجاه الطويل ( الثانوى ) يمكن حساب العزوم بتحميل شريحة عرضها ١,٠٠ متر من البلاطة وبحرها  $b$  بحمل منتظم  $w_2 / m$  . أى أن حل البلاطة ذات الإتجاهين يصبح بعد معرفة الحمل المؤثر فى كل إتجاه مماثل لحل بلاطة ذات إتجاه واحد مرة فى الإتجاه القصير ويؤثر عليها حمل  $w_1 / m$  ومرة فى الإتجاه الطويل ويؤثر عليها حمل  $w_2 / m$  .

وطريقة Grashoff فى التحليل تهمل مقاومة الإلتواء الناتج عن تأثير الإتصال بين الشرائح المتجاورة ، وينتج عنها عزوم إنحناء على الشرائح التصميمية أكبر من الحقيقية. لذلك فهى فى جانب الأمان ، ويوصى الكود المصرى بإستخدام هذه الطريقة للأحمال الحية التى تزيد عن  $5KN/m^2$  .

ثانيا: بلاطة بسيطة الإرتكاز عند نهايتى الإتجاه القصير ومثبتة عند طرفى الإتجاه الطويل  
يبين شكل (٣-٤) الشريحتين المتعامدتين لهذه البلاطة ، ومنها يمكن حساب الآتى :

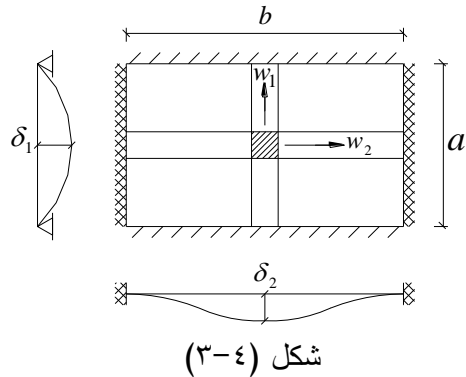
$$\delta_1 = \frac{5 w_1 a^4}{384 EI}$$

$$\delta_2 = \frac{w_2 b^4}{384 EI}$$

$$\delta_1 = \delta_2$$

$$\frac{5 w_1 a^4}{384 EI} = \frac{w_2 b^4}{384 EI}$$

$$\frac{w_1}{w_2} = \frac{1}{5} \times \frac{b^4}{a^4} = \frac{r^4}{5}$$



وبالتالى يمكن حساب قيم  $\alpha$  ,  $\beta$  كالتالى :

$$\alpha = \frac{w_1}{w} = \frac{r^4}{5 + r^4}$$

$$\beta = \frac{w_2}{w} = \frac{5}{5 + r^4}$$

ثالثا : حالة بلاطة مثبتة من ثلاث جوانب وحررة من جانب طويل

يبين شكل (٤-٤) الشريحتين المتعامدتين لهذه البلاطة ، وهما تتقاطعان فى نقطة أقصى ترخيم ، ومنها يمكن حساب الآتى :

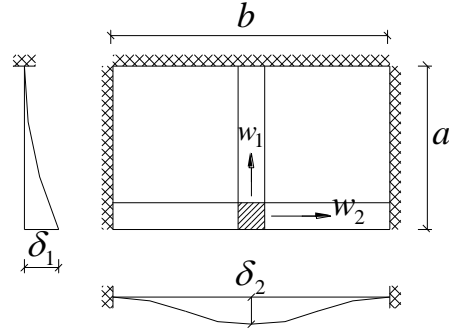
$$\delta_1 = \frac{w_1 a^4}{8 EI}$$

$$\delta_2 = \frac{w_2 b^4}{384 EI}$$

$$\delta_1 = \delta_2$$

$$\frac{w_1 a^4}{8 EI} = \frac{w_2 b^4}{384 EI}$$

$$\frac{w_1}{w_2} = \frac{1}{48} \times \frac{b^4}{a^4} = \frac{r^4}{48}$$



شكل (٤-٤)

ومنها يمكن حساب قيم  $\alpha$  ,  $\beta$  كالتالى :

$$\alpha = \frac{w_1}{w} = \frac{r^4}{48 + r^4}$$

$$\beta = \frac{w_2}{w} = \frac{48}{48 + r^4}$$

#### ٤-٣-٢ طريقة معاملات ماركوس المعدلة

##### Marcus Modified Coefficients

فى هذه الطريقة يتم تخفيض معاملات Grashoff لإدخال تأثير الإلتصال بين الشرائح بصورة جزئية. وهذا التخفيض يقل كلما زادت نسبة الإستطالة ، لتصبح معاملات التوزيع لبلاطة مستطيلة ترتكز إرتكازا بسيطا على جوانبها الأربعة كما يلى :

$$\alpha = \left( 1 - \frac{5}{12} \times \frac{r^2}{1 + r^4} \right) \frac{r^4}{1 + r^4} \quad \text{----} \quad (4-3a)$$

$$\beta = \left( 1 - \frac{5}{12} \times \frac{r^2}{1 + r^4} \right) \frac{r^4}{1 + r^4} \quad \text{----} \quad (4-3b)$$

وهذه المعاملات يوصى الكود المصرى بإستخدامها للبلاطات المصمتة المرتكزة على حوائط مبانى معرضة لأحمال عادية (لا تزيد عن  $5 \text{KN/m}^2$ ) . ويبين جدول رقم (٤-٢) قيم معاملات ماركوس المعدلة المحسوبة طبقا للمعادلتين (٤-٣)

جدول (٢-٤) [ جدول (٦-٢) بالكود المصرى ] قيم معاملات ماركوس المعدلة  $\alpha$  ,  $\beta$

المناظرة لقيم  $r$  لبلاطات ترتكز إرتكازا بسيطا على جوانبها الأربعة

r	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0
$\alpha$	0.396	0.473	0.543	0.606	0.660	0.706	0.746	0.778	0.806	0.830	0.849
$\beta$	0.396	0.333	0.262	0.212	0.172	0.140	0.113	0.093	0.077	0.063	0.053

٤-٣-٣ طريقة الكود المصرى لتوزيع الأحمال فى البلاطات المصمته المرتكزة على

كمرات والمعرضة لأحمال عادية  $(L.L. \leq 5KN/m^2)$

المعاملات  $\alpha$  ,  $\beta$  المستخدمة فى هذه الطريقة ينتج عنها عزوم إنحناء للبلاطات مماثلة لتلك الناتجة من إستخدام نظرية الألواح ، وذلك للبلاطات بسيطة الإرتكاز . ويوصى الكود المصرى بإستخدام هذه المعاملات للبلاطات المصمته ذات الإتجاهين والمصبوبة مليثيا monolithically مع الكمرات والمعرضة لأحمال عادية ( لا تزيد عن  $5KN/m^2$  ). وهذه المعاملات يمكن حسابها من المعادلتين التاليتين المذكورتين بالكود المصرى

$$\alpha = 0.5 r - 0.15 \quad \text{----} \quad (4-4-a)$$

$$\beta = \frac{0.35}{r^2} \quad \text{----} \quad (4-4-a)$$

ويوضح جدول (٣-٤) قيم معاملات الكود لتوزيع الأحمال والمحسوبة طبقا للمعادلتين (٤-٤)

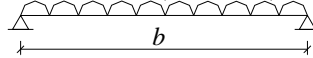
جدول (٣-٤) [ جدول (٦-١) بالكود المصرى ] قيم المعاملات  $\alpha$  ,  $\beta$  المناظرة لقيم  $r$

لبلاطات مصمته ومصبوبة مليثيا مع الكمرات ومعرضة لحمل حى لا يتعدى  $5KN/m^2$

r	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0
$\alpha$	0.35	0.40	0.45	0.50	0.55	0.60	0.65	0.70	0.75	0.80	0.85
$\beta$	0.35	0.29	0.25	0.21	0.18	0.16	0.14	0.12	0.11	0.09	0.08

#### ملاحظة هامة :

وهناك معلومة مفيدة خاصة بهذه الطريقة تتلخص فى أن العزوم الناتجة بإستخدام هذه الطريقة فى إتجاه البحر الكبير  $b$  ثابتة لا تتأثر بنسبة الاستطالة  $r$  . ويمكن إثبات ذلك بإعتبار شريحة فى الإتجاه الطويل عرضها ١,٠٠ متر وتتركز إرتكازا بسيطا على طرفيها، كما هو موضح بشكل (٤-٥) وتؤثر عليها مركبة الأحمال فى الإتجاه الطويل  $w_2$  .

$$w_2 = \beta w = \left( 0.35 / r^2 \right) w$$


شكل (٤-٥)

وبالتالى يصبح العزم الأقصى  $M_{\max}$  لهذه الشريحة كالاتى :

$$M_{\max} = \frac{w_2 b^2}{8} = \frac{\beta w (r.a)^2}{8} = \frac{1}{8} \left[ \left( \frac{0.35}{r^2} \right) w (r^2 a^2) \right]$$

$$M_{\max (long\ dir.)} = \frac{1}{8} [0.35 w a^2] \quad \text{----} \quad (4-5)$$

ويتلاحظ أن هذا العزم فى الإتجاه الطويل للبلاطة يتوقف فقط على الحمل الكلى  $w$  وطول البحر القصير  $a$  ولا يتأثر على الإطلاق بطول البحر  $b$  أو نسبة الإستطالة  $r$  .

#### ٤-٤ طريقة الكود المصرى المبسطة لحساب عزوم الإنحناء

يوصى الكود المصرى بإستخدام الطريقة المبسطة التالية فى حساب عزوم الإنحناء للبلاطات المستطيلة المرتكزة على جوانبها الأربعة والمعرضة لأحمال منتظمة التوزيع أيا كانت شروط الحافة الخاصة بها. وهذه الطريقة تستخدم معاملات التوزيع  $\alpha$  ,  $\beta$  من الجداول (١-٤)، (٢-٤)، (٣-٤) المتوائمة مع الحمل الحى المؤثر على البلاطة ( لا يزيد أو يزيد عن  $5 \text{ KN/m}^2$  ) ونوع إرتكاز البلاطة ( على مبانى أم على كمرات ) . ولكن يشترط ألا يتعدى البحر الفعال الطويل ضعف البحر الفعال القصير . ويمكن حساب عزوم الإنحناء فى الإتجاه القصير  $M_a$  وفى الإتجاه الطويل  $M_b$  تبعا لهذه الطريقة كما يلى :

١- إذا كان البحر تحت الإعتبار غير مستمر من الناحيتين ( بحر بسيط الإرتكاز ) فإن :

$$M_a = \frac{\alpha w a^2}{8} \quad \text{or} \quad M_b = \frac{\beta w b^2}{8}$$

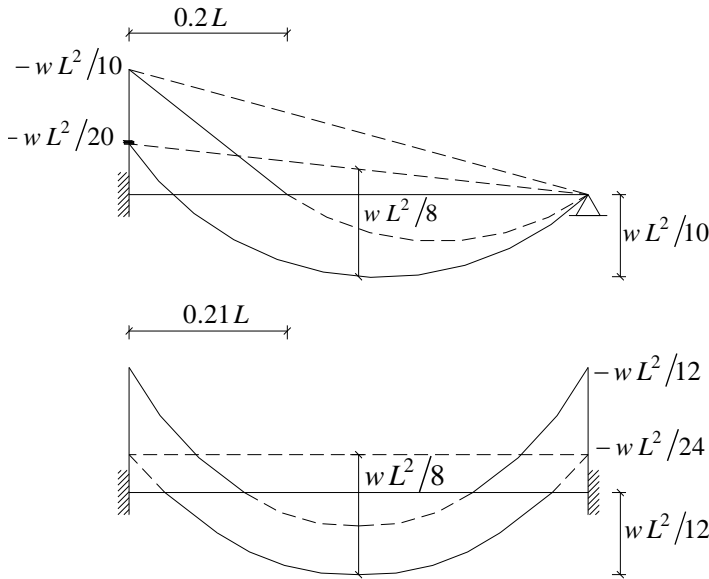
٢- إذا كان البحر تحت الإعتبار مستمرا من ناحية واحدة فقط فإن

$$M_a = \pm \frac{\alpha w a^2}{10} \quad \text{or} \quad M_b = \pm \frac{\beta w b^2}{10}$$

٣- إذا كان البحر تحت الإعتبار مستمرا من ناحيتين فإن

$$M_a = \pm \frac{\alpha w a^2}{12} \quad \text{or} \quad M_b = \pm \frac{\beta w b^2}{12}$$

يوضح شكل (٦-٤) قيم عزوم الإنحناء التى يحددها الكود للحالتين ٢ ، ٣ المذكورتين عاليه. ويجدر الملاحظة هنا أن العزوم الموجبة تتحقق قيمتها المذكورة فى الكود حين يتم تعليق منحنى عزم الإنحناء من عزم سالب يماثل نصف القيمة المحددة فى الكود كما يتضح من شكل (٦-٤). أى أنه عند حساب العزوم الموجبة يفترض أن العزم السالب إنخفض إلى نصف قيمته.



شكل (٦-٤) عزوم الإنحناء طبقا للكود المصرى



#### ٤-٤-١ أفكار لهواة البرمجة بالحاسب الآلى

يمكن صياغة معادلات لحساب معاملات الإستطالة وعزوم الإنحناء تيسر تصميم البلاطات بإستخدام برامج الحاسب الآلى ، وأبسطها الجداول الإلكترونية. فالملاحظ أن هذه المعادلات تتوقف على شروط الحافة للبلاطة. فإذا إعتبرنا أن  $n$  تمثل عدد الأطراف المستمرة للبحر تحت الإعتبار ، بالتالى فإن شروط الحافة للبحر يمكن توصيفها كالاتى :

١- حالة الطرفين غير مستمرين  $n = 0$  

٢- حالة طرف واحد مستمر  $n = 1$  

٣- حالة الطرفين مستمرين  $n = 2$  

وبناء على هذا التوصيف الرقى لشروط الحافة ، يمكن حساب الاتى :

#### أ- عزوم الإنحناء للبلاطة

عزم الإنحناء لبحر البلاطة يساوى  $wL^2/K$  حيث  $K = 8, 10, 12$  تبعا لشروط الحافة. وبالتالي يمكن صياغتها لجميع شروط الحافة كالتالى :

$$M = \frac{w L^2}{8 + 2n}$$

#### ب) المعاملين $m_b, m_a$ لحساب إستطالة البلاطة

المعاملين  $m_b, m_a$  يمكن صياغتهم فى صورة معادلة كالاتى :

$$m_b \text{ or } m_a = (0.87)^n$$

وبالتالى :

- فى حالة بحر بسيط الإرتكاز من الطرفين  $n = 0$  فإن

$$m_b \text{ or } m_a = (0.87)^0 = 1.0$$

- فى حالة بحر مستمر من طرف واحد  $n = 1$  فإن

$$m_b \text{ or } m_a = (0.87)^1 = 0.87$$

- فى حالة بحر مستمر من طرفين  $n = 2$  فإن

$$m_b \text{ or } m_a = (0.87)^2 \cong 0.76$$

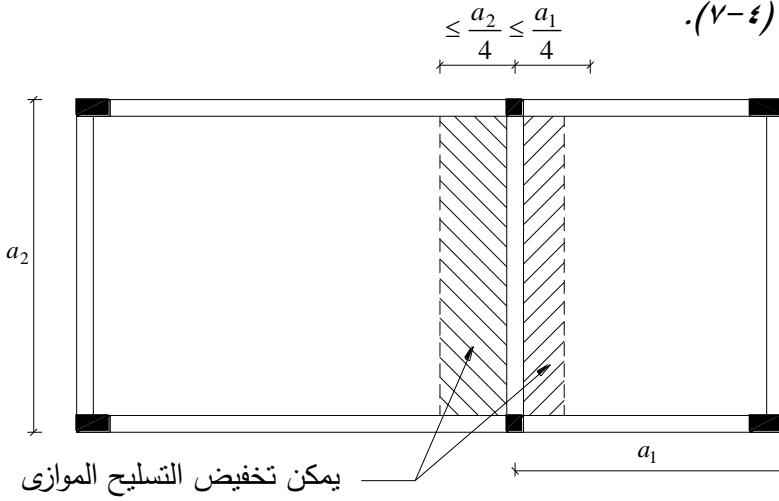
#### ٤-٥ إشتراطات الكود لتسليح البلاطات ذات الإتجاهين

يوصى الكود المصرى عند تسليح البلاطات ذات الإتجاهين بالآتى :

١ - ألا تقل مساحة مقطع التسليح فى الإتجاه الثانوى عن ربع مساحة مقطع التسليح الرئيسى والا يقل عددها عن خمسة أسياخ فى المتر.

٢ - يمكن تخفيض التسليح الموجب الذى يجاور الأحرف المستمرة للبلاطة ويوازيها ، عندما تكون البلاطة مستمرة فى إتجاه عمودى على هذه الأحرف. ويمكن التخفيض بمقدار الربع وفى عرض من البلاطة لا يزيد على ربع أقصر بعد فى الباكية كما هو

موضح بشكل (٧-٤).



شكل (٧-٤) تخفيض تسليح البلاطات المستمرة ذات الإتجاهين

٣- فيما عدا ما ورد بالفقرتين ١ ، ٢ عليه يتبع كل ما جاء فى إشتراطات تسليح البلاطات المصممة ذات الإتجاه الواحد بالباب السابق.

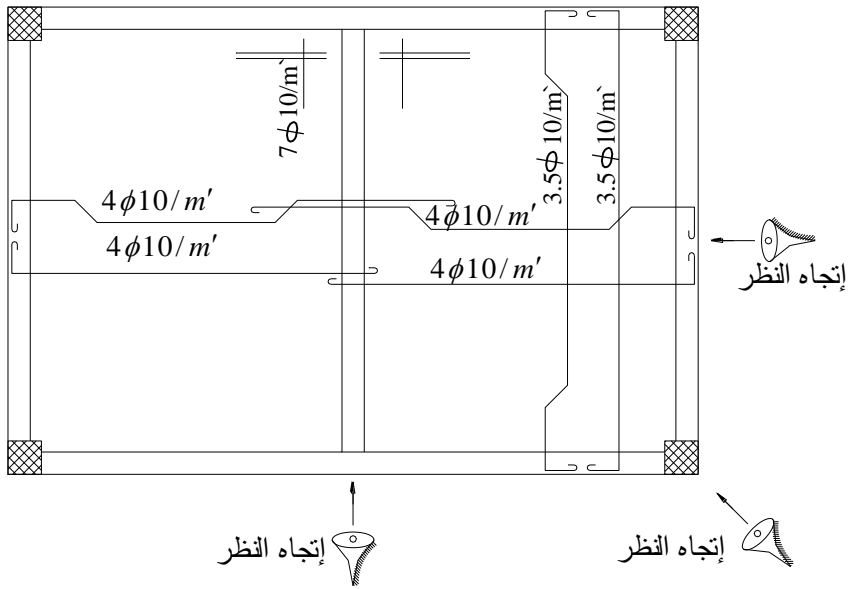
#### ٤-٦ قواعد عامة لتفصيل تسليح البلاطات ذات الإتجاهين

١- يتم تفصيل تسليح البلاطات على مسقط أفقى بمقياس رسم ١ : ٥٠ و يسمح بمقياس ١ : ١٠٠ إذا لزم الأمر.

٢- يكون إتجاه النظر عند رسم وقراءة حديد التسليح على المسقط الأفقى هو من أسفل الرسم ومن الجانب الأيمن كما هو مبين بشكل (٨-٤).

٣- التسليح السفلى لأى بلاطة يتكون من شبكة تسليح ( فى الأغلب متعامدة ) مكونة من مجموعتين من الأسياخ توضع فوق بعضهما مباشرة. مجموعة الأسياخ السفلية ( تسمى الفرش ) وتوضع فى إتجاه العزم الأكبر ويميز إتجاهها بخطين متلاصقين. أما المجموعة الثانية فتكون فى إتجاه العزم الأقل ( وتسمى الغطاء ) ويميز إتجاهها بخط واحد متعامد على الخطين الممثلين لتسليح الإتجاه الرئيسى ، كما هو مبين بشكل (٨-٤).

٤- فى حالة تواجد تسليح علوى مقاوم للعزوم فى الإتجاهين ، يوضع التسليح المعرض للعزم الأكبر (الرئيسى) فى أعلى طبقة من التسليح العلوى بينما التسليح الثانوى فيوضع أسفله مباشرة.



شكل (٨-٤)

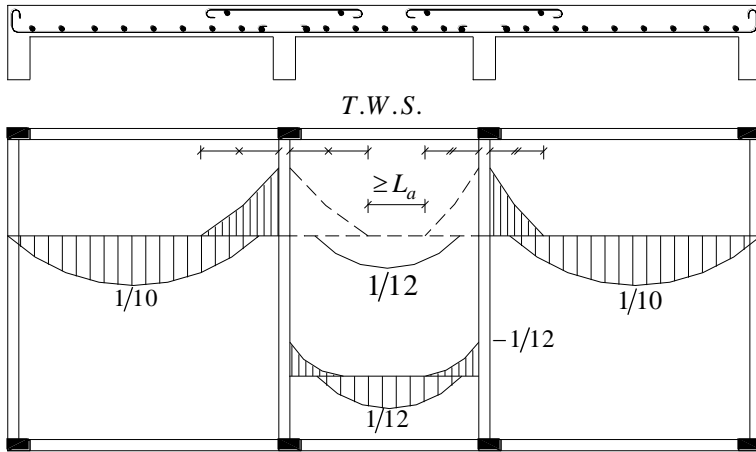
#### ٤-٧ أمثلة توضيحية

##### ٤-٧-١ مثال (٤-١) بلاطات متجاورة ذات إتجاهين ومتفاوتة البحور

يبين شكل (٩-٤) المسقط الأفقى لثلاث بلاطات متجاورة كل منها ذات إتجاهين. كما يوضح الشكل عزوم الإنحناء فى الإتجاه المستمر من البلاطات والمحسوبة طبقا للطريقة المذكورة فى الكود والتي تتعامل مع كل بلاطة على حدة. من هذه العزوم الموضحة بالأشكال المهشرة يتضح أن العزم السالب على جانبي الكمرة الفاصلة بين البلاطتين مختلف. ولتحقيق شروط الإتزان وإستيفاء متطلبات الكود يتم إعتبار العزم السالب الأكبر

وأكبر إمتداد له على كل من جانبي الكمرة ، كما هو مبين بالخط المنقط المكمل لقطاع العزوم بالشكل.

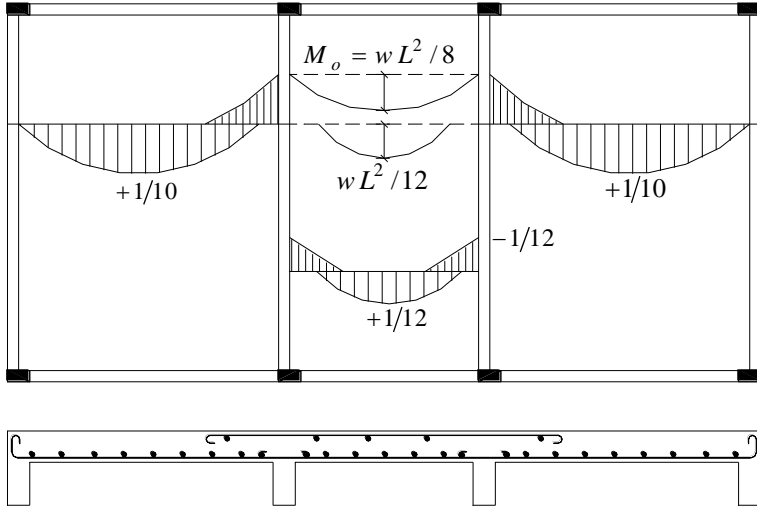
ويتلاحظ أنه إذا كانت العزوم السالبة على جانبي البحر الداخلي لا تغطي كامل البحر ، كما فى شكل (٩-٤) فإن التسليح السالب يكون منفصلا. أما إذا كان العزم السالب يغطي منتصف البحر أو كانت المسافة بين نقطتى إنعدام العزوم أقل من طول الرباط  $L_a$  فيتم جعل التسليح العلوى متصلا. وحيث أن نقطة إنعدام العزوم توجد عند  $\frac{1}{5}$  البحر تقريبا كما يتضح من شكل (٦-٤) ، فإن تسليح البحر الأوسط بين بحرين كبيرين يكون مستمرا إذا كان طول هذا البحر يقل عن نصف متوسط طول البحرين الطرفيين.



شكل (٩-٤) بلاطات متجاورة ذات إتجاهين

#### ٤-٧-٢ مثال (٢-٤) بلاطة ذات إتجاه واحد بين بلاطات ذات إتجاهين

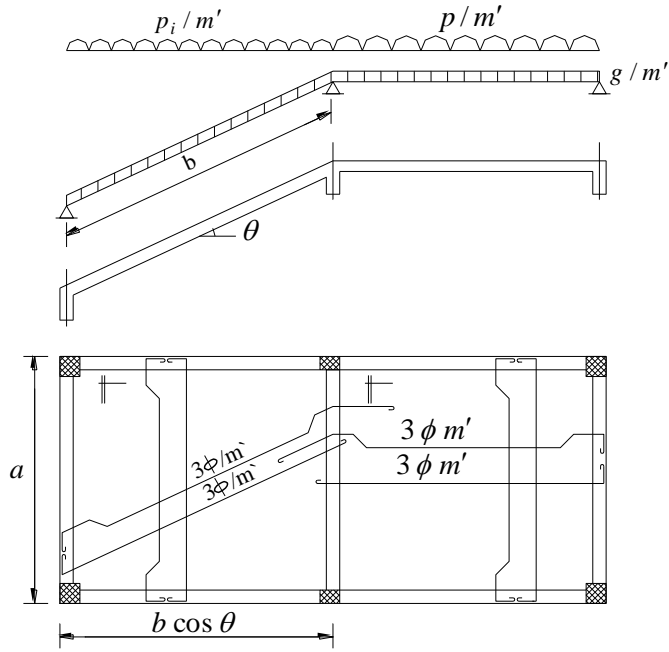
يبين شكل (١٠-٤) عزوم الإنحناء لكل بلاطة على حدة موضحة بالأشكال المهشرة فى الشكل . ولتحقيق شروط الإتران يتم إعتبار العزم السالب الأكبر على جانبي كل كمرة. أما إمتداد العزم السالب داخل البلاطة ذات الإتجاه الواحد فيتم تحديده بتعليق منحنى الدرجة الثانية الممثل لعزوم البلاطة ذات الإتجاه الواحد  $M_o$  ، كما هو مبين بالشكل ، من الخط الواصل بين العزمين السالبين على طرفى البحر الأوسط. ويراعى فى جميع الأحوال ألا تقل العزوم الموجبة فى أى باكية عن العزوم الموجبة لهذه الباكية.



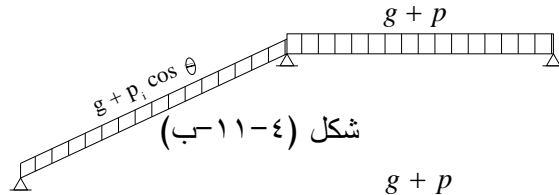
شكل (١٠-٤) بلاطة ذات إتجاه واحد بين بلاطتين ذات إتجاهين

#### ٣-٧-٤ مثال (٣-٤) بلاطة مائلة متصلة ببلاطة أفقية

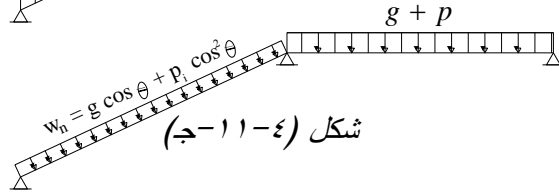
البلاطة هي لوح من الخرسانة معرض لأحمال عمودية على مستواه. إدراك هذا التعريف العام يجعل من اليسير تحديد أسلوب مباشر للتعامل مع البلاطات المائلة لا يقبل الخطأ، هذا الأسلوب هو تحديد مركبة الأحمال العمودية على مستوى البلاطة  $w_n$ . ويوضح شكل (١١-٤ أ) المسقط الأفقي وقطاع لبلاطة مائلة متصلة بأخرى أفقية والأحمال الحية والميتة المؤثرة عليهما. في شكل (١١-٤ ب) تم توزيع محصلة الحمل الحى المؤثر على البلاطة المائلة على الطول المائل لها، وبالتالي إنخفضت كثافته بمقدار  $\cos \theta$ ، وأصبح الحمل الرأسى المؤثر على الطول الفعلى للبلاطة هو  $g + p_i \cos \theta$ . ويبين شكل (١١-٤ ج) المركبة العمودية على الطول المائل لهذه الأحمال الرأسية، وهى تساوى كثافة الأحمال الرأسية على الطول المائل مضروبة فى  $\cos \theta$ . وبالتالي يمكن تصميم البلاطة المائلة كبلاطة أفقية أبعادها  $(a, b)$  ويؤثر عليها حمل عمودى على مستواها، كثافة الأحمال الميتة فيه  $g \cos \theta$  وكثافة الأحمال الحية فيه هى  $p_i \cos^2 \theta$  كما هو مبين فى شكل (١١-٤ د). بعد التصميم ترسم تفاصيل تسليح هذه البلاطات مائلة على المسقط الأفقى كما هو مبين فى شكل (١١-٤ أ).



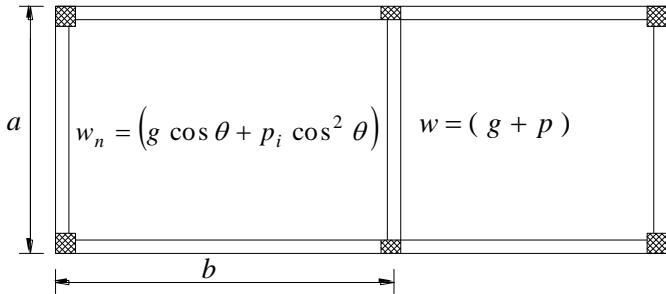
شكل (١١-٤) (أ)



شكل (١١-٤) (ب)



شكل (١١-٤) (ج)



شكل (١١-٤) (د)

شكل (١١-٤) مثال لبلاطة مائلة ذات إتجاهين متصلة بأخرى أفقية

#### ٤-٧-٤ مثال (٤-٤) بلاطة كابولية ممتدة من بلاطة ذات إتجاهين

يوضح شكل (٤-١٢) بلاطة ذات إتجاهين يمتد منها كابولى فى كل من الإتجاه القصير والطويل للبلاطة. ويحدد إمتداد تسليح الكابولى داخل البلاطة فى كل إتجاه كالتالى :

أ) للكابولى الخارج كإمتداد للبحر القصير

يجب أن يمتد تسليح الكابولى داخل البلاطة مسافة تساوى الأصغر من  
\* بعد نقطة إنعدام العزوم لشريحة من البلاطة فى الإتجاه القصير مضاف إليها مسافة

$$0.3d + L_a \text{ كما هو موضح بشكل (٤-١٢)}$$

\* مرة ونصف طول الكابولى

على ألا يقل عن طول التماسك  $0.3d + L_a$

ب) للكابولى الخارج كإمتداد للبحر الطويل

يجب أن يمتد تسليح الكابولى داخل البلاطة مسافة تساوى الأكبر من

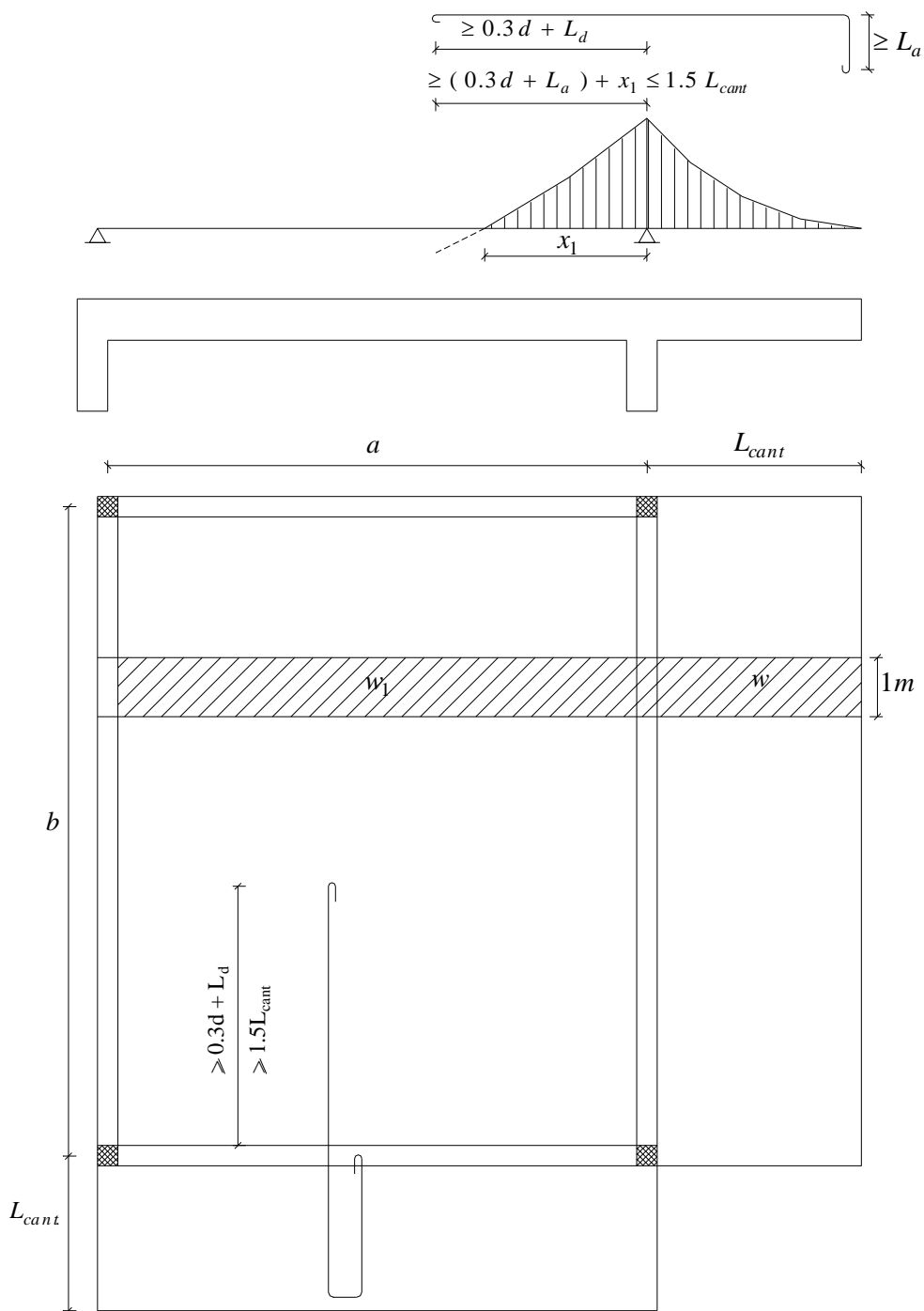
\* مرة ونصف طول الكابولى

\* طول التماسك  $0.3d + L_a$

كما هو مبين بشكل (٤-١٢)

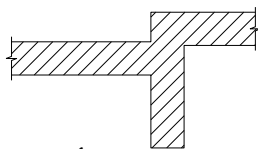
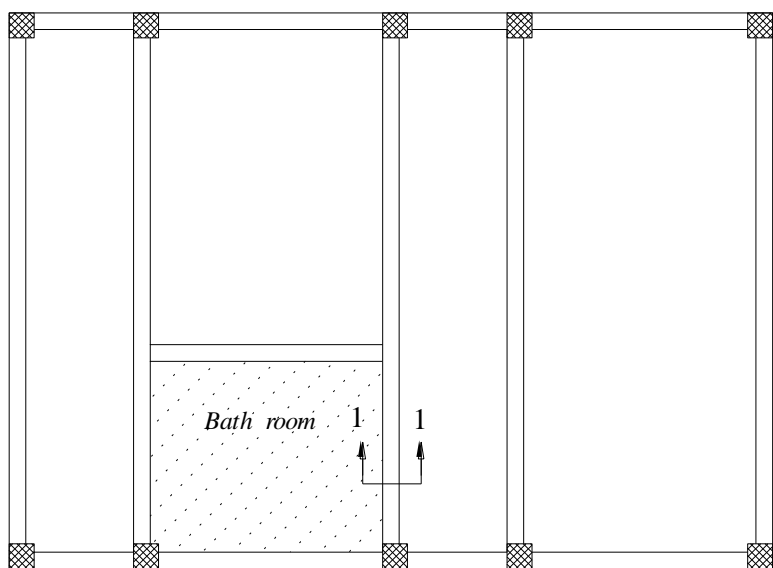
#### ٤-٧-٥ مثال (٥-٤) سقف يشتمل على بلاطة حمام

يبين شكل (٤-١٣ أ) مسقط أفقى لبلاطات سقف تشتمل على بلاطة حمام. وبلاطة الحمام هى بلاطة يتم خفض منسوبها عن باقى بلاطات السقف بمقدار ١٠٠ مم أو أكثر. هذا الخفض لمنسوب البلاطة يتيح وضع مواسير الصرف عليها مع جعل منسوب أرضيات الحمام بعد التشطيب مماثل لمنسوب أرضيات باقى السقف. هذا الخفض لمنسوب البلاطة يترتب عليه أن التسليح العلوى للبلاطات على جانبي الكمرات المحيطة بالحمام يصبح غير مستمرا. وبالتالي يتحول إرتكاز البلاطات عند هذه الكمرات إلى إرتكاز بسيط.



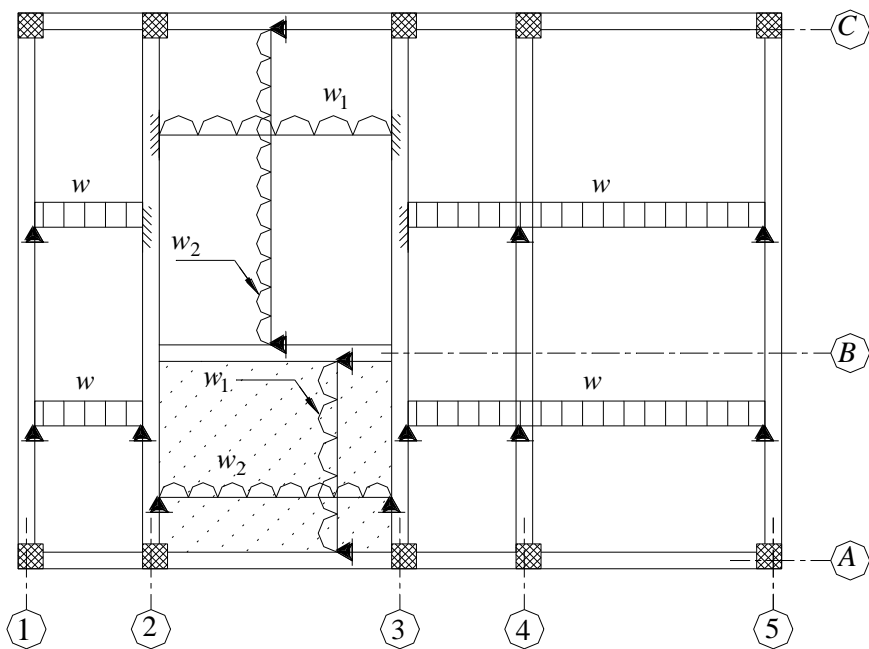
شكل رقم (٤-١٢) إمتداد تسليح الكابولي داخل البلاطة ذات الإتجاهين





SEC 1-1

شکل (۱۳-۴) (۱-۱)



شکل (۱۳-۴) (ب)

شکل (۱۳-۴) سقف یشتمل علی حمام

يبين شكل (٤-١٣ب) شروط الحافة للبلاطات المختلفة بالسقف، وسنذكرها فيما يلي :

١- بلاطة الحمام المباشرة بالشكل ، ترتكز إرتكازا بسيطا على جميع جوانبها.

٢- البلاطة ذات الإتجاهين المحددة بالمحاور 2,3,B,C تعتبر مستمرة فى الإتجاه الأفقى من الرسم لإتصالها ببلاطات مجاورة ، وبسيطة الإرتكاز فى الإتجاه الرأسى من الرسم لإتصالها بالحمام.

٣- البلاطة المحددة بالمحاور 1,2,A,C هى بلاطة ذات إتجاه واحد ، تكون بسيطة الإرتكاز عند إتصالها بالحمام ومستمرة من طرف واحد عند إتصالها ببلاطة ذات إتجاهين كما هو مبين بالشكل.

٤- البلاطتين المحددتين بالمحاور 3,5,A,C كلاهما ذات إتجاه واحد ويتم حسابهم كبلاطة مستمرة على بحرین كما هو مبين بشكل (٤-١٣ب). ويلاحظ أن قطاع البلاطتين الواقع بين محورى A,B يكون بسيط الإرتكاز عند الطرفين الخارجيين لإتصاله بالحمام ، بينما القطاع الواقع بين محورى B,C يكون مستمرا عند طرفه الأيسر لإتصاله ببلاطة ذات إتجاهين.

قطاعات البلاطات ذات الإتجاه الواحد الواقعة بين محورى C , B بشكل (٤-١٣ب) تحسب مثبتة فى البلاطة ذات الإتجاهين عند حساب العزم السالب. أما عند حساب العزم الموجب فى البحر المجاور للبلاطة ذات الإتجاهين فيتم تخفيض العزم السالب الناتج من الحسابات عند الطرف المثبت إلى نصف قيمته ، ولا يقل العزم الموجب عن  $wL^2/16$  .

#### ٤-٨ إرشادات عامة لتصميم البلاطات ذات الإتجاهين فى الأسقف

١- فى حالة إختلاف العزوم السالبة المحسوبة عند الكمرة الفاصلة بين بلاطتين ، يتم إحتساب العزم الأكبر كعزم تصميمى للبلاطة على جانبى الركيزة.

٢- فى حالة التفاوت الكبير فى بحور البلاطات بالسقف الواحد يمكن تغيير سمك البلاطات بحيث يحقق سمك كل بلاطة الشرطين التاليين :

\* لا يقل سمك البلاطة عن السمك الأدنى طبقا للكوود وعن السمك اللازم لإستيفاء شروط

\* يجب أن يكون سمك البلاطة كافيا لمقاومة العزوم السالبة المحسوبة طبقا للفقرة رقم (١) عالية وكذلك العزوم الموجبة الناتجة من إستخدام طريقة الكود فى حساب العزوم.

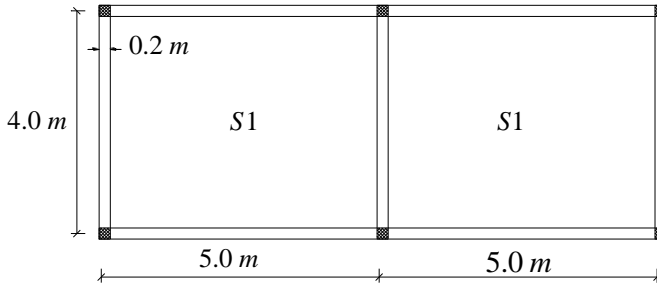
٣- فى حالة تفاوت السمك على جانبى كمره يتم حساب حديد التسليح اللازم لمقاومة العزم السالب بإستخدام السمك الأصغر.

#### ٤-٩ أمثلة عديدة

فى جميع الأمثلة بهذا الباب تم إستخدام نفس نوعية الخرسانة وصلب التسليح الذين تم إستخدامهما فى أمثلة البلاطات ذات الإتجاه الواحد بالباب الثالث. وبالتالي سيتم إستخدام نفس معاملات التصميم.

#### ٤-٩-١ مثال عددى رقم (١)

- المطلوب تصميم بلاطات السقف المبين بشكل (٤-٩-١) علما بالآتى :
- وزن الأرضيات  $1.5 \text{ KN/m}^2$  ، والحمل الحى  $2 \text{ KN/m}^2$
  - جميع الكمرات عرض  $200 \text{ mm}$  .



شكل (٤-٩-١)

#### ١- حساب إستطالة البلاطة Slab rectangularity

يتضح من شكل رقم (٤-٩-١) أن نسبة إستطالة البلاطتين واحدة.

$$r = \frac{0.87 \times 5}{4.0} = 1.09 \quad \rightarrow \quad \text{Tow way slab}$$

## ٢- إستهفاء حد الترخيم Deflection Limit

لبلاطة مستمرة من جانب واحد

$$t_{\min} = \frac{4000}{40} = 100 \text{ mm}$$

$$t_{\text{deflec.}} = \frac{L_n \left( 0.8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36 + 9\beta} = \frac{4800 \left( 0.8 + \frac{240}{1500} \right)}{36 + 9 \frac{5.0}{4.0}} = 98 \text{ mm}$$

$Use \ t = 100 \text{ mm}$

## ٣- حساب الأحمال Loads

$$Own \ wt. = 1.0 \times 1.0 \times \frac{100}{1000} \times 25 = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$\underline{\text{flooring}} = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$Dead \ Load = 4.0 \text{ KN/m}^2$$

$$Live \ Load = 2.0 \text{ KN/m}^2$$

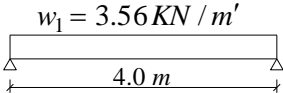
$$w_u = 1.5 (D + L) = 1.5 (4 + 2) = 9 \text{ KN/m}^2$$

## ٤- حساب عزوم الإنحناء Calculation of bending moments

### Short direction

$$\alpha = 0.5 r - 0.15 = 0.395$$

$$w_1 = \alpha w_u = 0.395 \times 9 = 3.56 \text{ KN/m'}$$



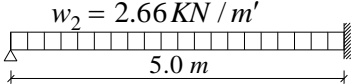
$$\frac{w_1 L_1^2}{24} = -2.37 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = \frac{w_1 L_1^2}{8} = 7.1 \text{ KN.m}$$

### Long direction

$$\beta = \frac{0.35}{r^2} = 0.295$$

$$w_2 = \beta w_u = 0.295 \times 9 = 2.66 \text{ KN/m'}$$



$$\frac{w_2 L_2^2}{24} = -2.77$$

$$M_2 = \frac{w_2 L_2^2}{10} = 6.65 \text{ KN.m}$$

## ٥- حساب سمك البلاطة الفعلى

$$M_{u_{\max}} = 7.1 \text{ KN.m}$$

$$d_{\min} = 0.53 \sqrt{7.1 \times 10^3} = 45 \text{ mm}$$

$$t = 45 + 30 = 75 \rightarrow t = 80 \text{ mm} < t_{\min}$$

$$\text{use } t = t_{\min} = 100 \text{ mm}$$

$$d = t - 30 = 100 - 30 = 70 \text{ mm}$$

## ٦- حساب التسليح

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.25}{100} \times b d = \frac{0.25}{100} \times 1000 \times 70 = 175 \text{ mm}^2$$

$$R = \frac{M_u}{b d^2 f_{cu} / \gamma_c} = \frac{7.1 \times 10^6}{1000 (70)^2 25 / 1.5} = 0.087$$

$$\frac{a}{d} = 1 - \sqrt{1 - 3R} = 1 - \sqrt{1 - 3(0.087)} = 0.14$$

$$A_s = \frac{M_u}{d \left(1 - \frac{a}{d}\right) f_y / \gamma_c} = \frac{M_u \times 10^6}{70 \left(1 - \frac{0.14}{2}\right) 240 / 1.5} = 73.6 M_u$$

### Short direction

$$A_{s1} = 73.6 M_u = 73.6 \times 7.1$$

$$= 523 \text{ mm}^2 > A_{s_{\min}} \text{ ok}$$

$$\text{Select } A_{s1} = 7 \phi 10 / m'$$

$$A_{s1(-ve)} = 73.6 M_u = 73.6 \times 2.37$$

$$= 175 \text{ mm}^2 \geq A_{s_{\min}} \text{ ok}$$

نظرا لإستخدام التكرسيح

$$\text{Select } A_{s1(-ve)} = 3 \frac{1}{2} \phi 10 / m'$$

### Long direction

$$A_{s2} = 73.6 M_u = 73.6 \times 6.65$$

$$= 489 \text{ mm}^2 > A_{s_{\min}} \text{ ok}$$

$$\text{Select } A_{s2} = 7 \phi 10 / m'$$

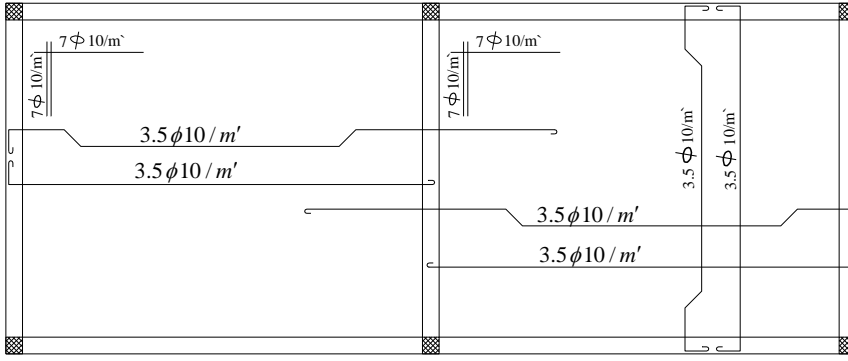
$$A_{s2(-ve)} = 73.6 M_u = 73.6 \times 2.77$$

$$= 204 \text{ mm}^2 \geq A_{s_{\min}} \text{ ok}$$

نظرا لإستخدام التكرسيح

$$\text{Select } A_{s2(-ve)} = 3 \frac{1}{2} \phi 10 / m'$$

ويوضح شكل (٤-١٥) تفاصيل تسليح هذه البلاطة

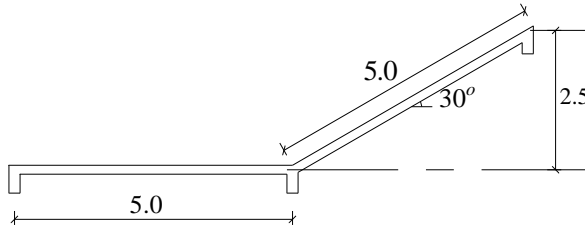


شكل (١٥-٤) تفاصيل تسليح البلاطة - مثال (١٥-٥)

#### ٤-٩-٢ مثال عددي رقم (٢)

المطلوب تصميم بلاطات السقف المبينة بالشكل (١٦-٤) علما بالآتي :

- وزن الأرضيات  $1.5 \text{ KN/m}^2$
- الحمل الحى على الجزء المائل  $0.5 \text{ KN/m}^2$  وعلى الجزء الأفقى  $2 \text{ KN/m}^2$
- جميع الكمرات عرض  $200 \text{ mm}$  .



SEC. I - I



شكل رقم (١٦-٤)

البلاطتين  $S_1$  ,  $S_2$  لهم نفس الإستطالة والسمك الأدنى كما فى البلاطة  $S_1$  بالمثال السابق.  
أيضا تصميم البلاطة  $S_1$  بهذا المثال مطابق تماما لتصميم البلاطة  $S_1$  بالمثال السابق.  
وبالتالى مايلزم فقط هو تصميم البلاطة المائلة  $S_2$  .

من المثال السابق يمكن الحصول على المعلومات التالية عن البلاطة  $S_1$

$$\begin{aligned} t &= 100 \text{ mm} , & d &= 70 \text{ mm} \\ \alpha &= \frac{w_1}{w} = 0.395 , & \beta &= \frac{w_2}{w} = 0.295 \\ A_{s_{\min}} &= 175 \text{ mm}^2 , & A_s &= 73.6 M_u \\ \text{Dead Load (g)} &= 4 \text{ KN/m}^2 \\ M_{-ve} \text{ in long direction} &= M_2 = -6.65 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

#### ١ - حساب الأحمال للبلاطة $S_2$

$$\text{Dead Load (g)} = 4 \text{ KN/m}^2$$

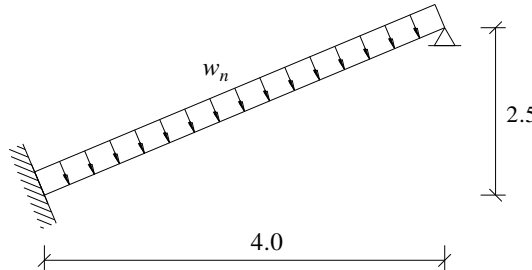
$$\text{Live Load (p)} = 0.5 \text{ KN/m}^2$$

حيث أن القوى الداخلية فى البلاطة تنشأ نتيجة أحمال عمودية على مستواها ، وبالتالى يلزم حساب المركبة العمودية للأحمال المؤثرة على المتر المربع من البلاطة. وهذه المركبة العمودية  $w_n$  كما يتضح من شكل (٤-١٦) هى

$$(g \cos \theta + p \cos^2 \theta)$$

ويمكن حساب قيمتها القصوى كالتالى :

$$w_n = 1.5 [4 \cos 30 + 0.5 \cos^2 30] = 5.76 \text{ KN/m}^2$$



شكل (٤-١٧) المركبة العمودية للأحمال على البلاطة

#### ٢ - حساب عزوم الإنحناء والتسليح للبلاطة $S_2$

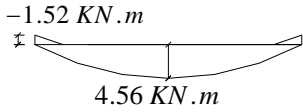
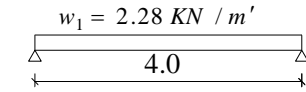
كما يتضح من قطاع I-I بـ شكل (٤-١٦) يجب أن يكون العزم السالب فوق الركيزة الداخلية فى القطاع الطويل متساويا على جانبي الركيزة ويؤخذ مساويا للقيمة الأكبر من

العزم السالب المؤثر على جانبي الركيزة. وحيث أن الحمل على البلاطة الأفقية أكبر منه على البلاطة المائلة ، فإن العزم السالب في الإتجاه الطويل للبلاطة المائلة يؤخذ مساويا لمثيله في البلاطة الأفقية. وبالتالي تكون الحسابات للبلاطة المائلة في الإتجاهين كما يلي :

### Short direction

$$w_1 = \alpha w_n = 0.395(5.76)$$

$$= 2.28 \text{ KN / m'}$$



$$M_1 = \frac{2.28(4)^2}{8} = 4.56 \text{ KN.m}$$

$$A_{S1} = 73.6 \times 4.56$$

$$= 336 \text{ mm}^2 > A_{S \min} \text{ ok}$$

$$\text{Select } A_{S1} = 7 \phi 8 / \text{m'}$$

$$M_{1(-ve)} = \frac{2.28(4)^2}{24} = 1.52 \text{ KN.m}$$

$$A_{S1(-ve)} = 73.6 \times 1.52$$

$$= 112 \text{ mm}^2 < A_{S \min}$$

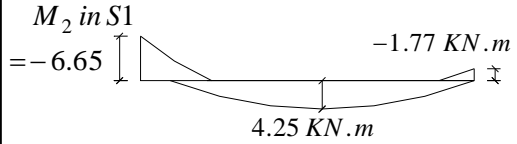
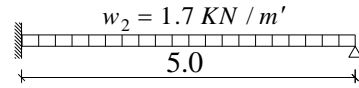
$$\text{Use } A_{S1(-ve)} = 175 \text{ mm}^2$$

$$\text{Select } A_{S1(-ve)} = 3.5 \phi 8 / \text{m'}$$

### Long direction

$$(5.76) = 1.70 \text{ KN / m'}$$

$$w_2 = \beta w_n = 0.295$$



$$M_2 = \frac{1.7(5)^2}{10} = 4.25 \text{ KN.m}$$

$$A_{S2} = 73.6 \times 4.25 = 313 \text{ mm}^2 > A_{S \min} \text{ ok}$$

نظرا لإستخدام تكسيح

$$\text{Select } A_{S2} = 3.5 \phi 10 + 3.5 \phi 8 / \text{m'}$$

$$M_{2(-ve)} = \frac{1.7(5)^2}{24} = 1.77 \text{ KN.m}$$

$$A_{S2(-ve)} = 73.6 \times 1.77 = 130 \text{ mm}^2 < A_{S \min}$$

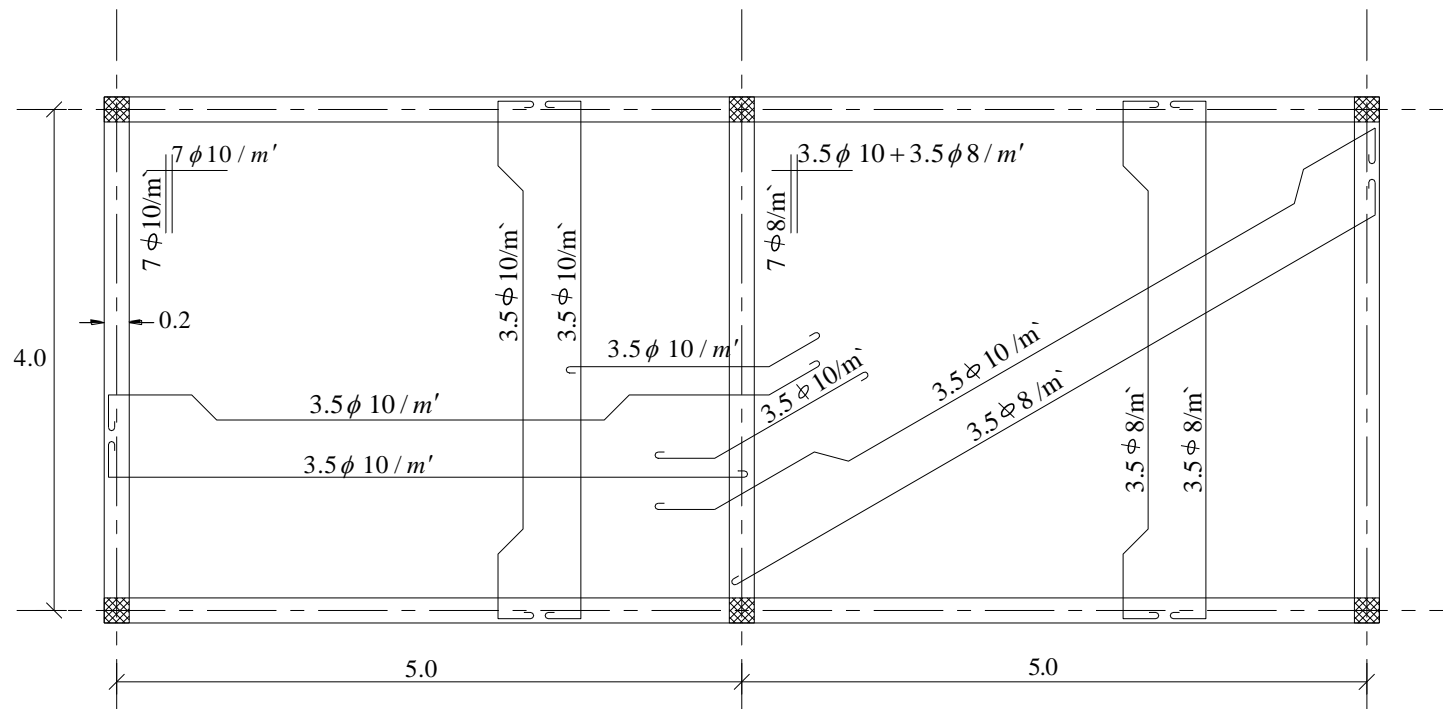
$$\text{Use } A_{S2(-ve)} = A_{S \min} = 175 \text{ mm}^2$$

$$\text{Select } A_{S2(-ve)} = 3.5 \phi 10 / \text{m'}$$

### ٣- تفاصيل التسليح

يوضح شكل رقم (٤-١٨) تفاصيل تسليح بلاطتي هذا السقف





شكل (١٨-٤) تفاصيل تسليح البلاطة

# الباب الخامس

## تصميم الكمرات الخرسانية

### Design of R.C. Beams

#### ٥-١ مقدمة

هذا الباب يقتصر على شرح كيفية تصميم الكمرات الخرسانية العادية العمق، وهى شائعة الإستخدام فى المباني الخرسانية بأنواعها ، ولا يتطرق للكمرات العميقة التى يقتصر إستخدامها فى الأغلب على المنشآت الخاصة. وتصميم الكمرات العادية العمق لمقاومة العزوم يتشابه مع تصميم البلاطات المصممة ذات الإتجاه الواحد المعرضة لأحمال منتظمة، ويختلف معها فى بعض فروق أساسية نذكر منها مايلى :

- ١- أن إجهادات القص فى البلاطات المصممة دائما أقل من  $q_{cu} / 2$  مما يجعلها لا تتطلب أى تسليح للقص أو إحتياطات خاصة عند عمل وصلات لصلب التسليح، بعكس الكمرات.
- ٢- أن أحمال البلاطات فى المباني العادية منتظمة التوزيع ، بينما أحمال الكمرات تتراوح بين أحمال مركزة وأحمال موزعة منتظمة وغير منتظمة.
- ٣- أن بحور وعمق القطاعات وأقطار التسليح المستخدمة فى الكمرات أكبر كثيرا من نظائرهم فى البلاطات. وهذا يتطلب تفصيلات أكبر فى التسليح.

#### ٥-٢ إشتراطات عامة

الكمرات العادية التى يتناولها هذا الباب هى التى تقل نسبة عمق الكمرة إلى بحرهما الفعال عن ٠,٨ ، للكمرات بسيطة الإرتكاز وعن ٠,٤ ، للكمرات المستمرة ، والكمرات العميقة هى التى لا تحقق هذه النسب ، كما حدد ذلك الكود المصرى.

#### ٥-٢-١ البحر الفعال

يحدد الكود المصرى البحر الفعال للكمرات كالاتى :

### ١ - البحر الفعال للكمرات بسيطة الإرتكاز

يؤخذ البحر الفعال للكمرات بسيطة الإرتكاز مساويا للقيمة الأقل من :

- المسافة بين محاور الركائز

- البحر الخالص بين الركائز مضافا إليه عمق الكمرة

- ١,٠٥ البحر الخالص

### ٢ - البحر الفعال للكمرات المستمرة

أ- الكمرات المصبوبة ميليشيا مع الركائز

يؤخذ البحر الفعال للكمرات مساويا للمسافة بين محاور الركائز أو ١,٠٥ من البحر الخالص أيهما أصغر.

ب- الكمرات المرتكزة على ركائز مبانى

يؤخذ البحر مساويا للمسافة بين محاور الركائز أو البحر الخالص مضافا إليه عمق الكمرة أيهما أصغر.

### ٣ - البحر الفعال للكابولى

يؤخذ البحر الفعال للكابولى مساويا للقيمة الأقل من

- طول الكابولى مقاسا من محور الركيزة

- الطول الخالص للكابولى مضافا إليه العمق الأكبر للكابولى

### ٥-٣ الأحمال المؤثرة على الكمرة

الأحمال المؤثرة على الكمرة هى وزنها ووزن الحائط الموجود فوقها وكذلك الأحمال المنقولة إليها من البلاطات المرتكزة عليها. وسنتناول فى هذا الفصل كل منهم بالتفصيل.

### ٥-٣-١ وزن الكمرة Own weight of beam

لتحديد وزن الكمرة يلزم تحديد أبعاد تقريبية لها قبل التصميم تكون فى جانب الزيادة، وتستخدم فقط لغرض تقييم وزن الكمرة. ويمكن تحديد هذه الأبعاد كما يلى :

١- عرض الكمرة يؤخذ عادة مساوى لعرض الحائط أسفلها ، وقد يزيد عنه إذا دعت الحاجة لذلك. وفى جميع الأحوال يجب ألا يقل عرض الكمرة عن ١٢٠ ملليمتر طبقا لمتطلبات مقاومة الحريق.

٢- فى المنشآت التى ينخفض إرتفاع طوابقها إلى الحد الأدنى المسموح به ( لتحقيق إرتفاع خالص قدره ٢,٧٠ متر ) من الشائع أن يؤخذ عمق الكمرات 600mm أو 700mm بغض النظر عن بحر الكمرة. والهدف من ذلك أن يشكل سطح الكمرة السفلى الحد الأعلى للفتحات (الأبواب والنوافذ) ، وبذلك يستغنى عن عمل أعتاب لهم. أى أن إرتفاع الكمرة فى هذه الحالة يساوى إرتفاع الطابق مخصصا منه إرتفاع الباب وسمك طبقة الأرضيات.

٣- فى المنشآت التى لا يتطلب فيها أن توظف كمراتها كأعتاب، فيمكن تقدير عمق الكمرة بمقدار ١٠% من بحرهما على ألا يقل عن ثلاث أمثال سمك البلاطة.

### ٢-٣-٥ أحمال الحوائط Wall Loads

#### أ- وزن المتر المربع من الحائط

طبقا لنوع القوالب المستخدمة فى البناء وسمكها يتم حساب وزن المتر المربع من الحائط. ويوضح جدول (١-٥) نموذج لكيفية حساب وزن المتر المربع لحوائط من الطوب الأسمنتى المفرغ بأسمك مختلفة. علما بأن وزن المتر المكعب للقوالب سمك ١٠٠ مم هو 12.5 KN/m<sup>3</sup> وللقوالب سمك ١٥٠ مم فأكثر هو 10 KN/m<sup>3</sup> .

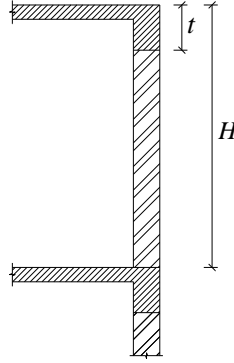
جدول (١-٥) كيفية حساب وزن المتر المربع من حوائط طوب أسمنتى مفرغ

الوزن الكلى KN/m <sup>2</sup>	وزن طبقة البياض KN/m <sup>2</sup>	وزن المونة الرابطة KN/m <sup>2</sup>	وزن القوالب فى المتر المربع KN/m <sup>2</sup>	وزن وحدة الحجوم من القوالب KN/m <sup>3</sup>	سمك الحائط mm
≅ 2.5	1.1	0.2	1.25	12.5	100
≅ 3.0	1.1	0.3	1.50	10.0	150
≅ 3.5	1.1	0.4	2.00	10.0	200

#### ب- وزن الحائط على المتر الطولى من الكمرة

المتر الطولى من الكمرة يحمل حائطا يمتد أعلاه ، كما يتضح من شكل (١-٥) ، بإرتفاع يساوى إرتفاع الطابق H مخصصا منه إرتفاع الكمرة t . ويلاحظ من هذا الشكل أنه نتيجة أن إرتفاع الطابق ثابت ، فإن تقيم إرتفاع الكمرة بالزيادة سينتج عنه نقص فى إرتفاع الحائط

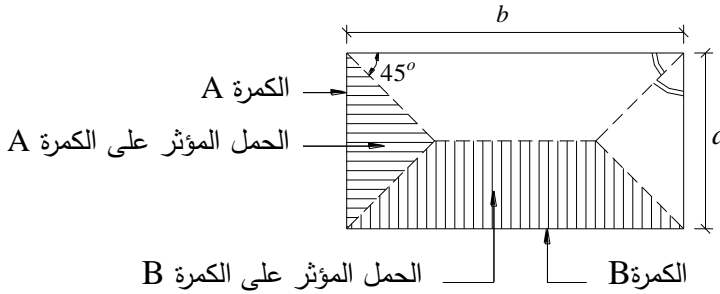
، وبالتالي لن يتأثر بصورة تذكر مجموع وزنى الكمرة والحائط وكلاهما حمل منتظم على طول الكمرة.



شكل (١-٥) قطاع رأسى فى حائط بأحد الطوابق

#### ج- أحمال البلاطات

يفترض الكود المصرى أن أحمال أى بلاطة ، كالمبينة بشكل (٢-٥) تتوزع على الكمرات المحيطة بها وفق ما يعرف بخطوط التشرخ المبينة بالخطوط المنقطة فى الشكل. وخطوط التشرخ هى منصفات الزوايا عند أركان أى باكية كما هو موضح بشكل (٢-٥) . وبناء على ذلك فإنه إذا كانت أحمال البلاطة الكلية هى  $w/m^2$  ، فإن الكمرة A تحمل حمل مثلثى والكمرة B تحمل حمل على شكل شبه منحرف ، وكلاهما إحداثيه الأقصى يساوى  $(w \frac{a}{2})$  كما يتضح من شكل (٢-٥).



شكل (٢-٥) توزيع أحمال البلاطة على الكمرات المحيطة

مما سبق يتبين أن الأحمال الناتجة عن وزن الكمرة وعن الحوائط ، هي أحمال منتظمة ، بينما الأحمال الناتجة من أوزان البلاطات فهي غير منتظمة ( مثلثات وأشباه منحرفات ). مثل هذه الأحمال الغير منتظمة تشكل صعوبة في حساب القوى الداخلية خاصة للكمرات الغير محددة إستاتيكيا. لذلك يجيز الكود تحويلها لأحمال موزعة تنتج نفس القوى الداخلية القصوى . ويوضح شكل (٣-٥) كيفية حساب معامل القص  $C_s$  الذى يحول الأحمال المثلثية إلى أحمال منتظمة مكافئة للقص. كما يوضح شكل (٤-٥) كيفية حساب معامل العزوم  $C_b$  الذى يحول الحمل المثلثى إلى حمل منتظم مكافئ للعزوم. وتجدر الإشارة هنا إلى أن معامل العزوم يكون صحيحا فقط عندما تكون أكبر شدة للحمل الأسمى فى منتصف البحر ، وأن يغطى توزيع الحمل بحر الكمرة بالكامل.

من شكلى (٣-٥) ، (٤-٥) يتضح أنه للأحمال المثلثية فإن  $C_b = 2/3$  ،  $C_s = 0.5$  . نفس المعاملات يمكن إستنتاجها أيضا للأحمال على شكل شبه منحرف وذلك فى صورة المعادلات التالية

$$C_s = 1 - \frac{1}{2\lambda} \quad (5-1-a)$$

$$C_b = 1 - \frac{1}{3\lambda^2} \quad (5-1-b)$$

$$\text{where } \lambda = b/a$$

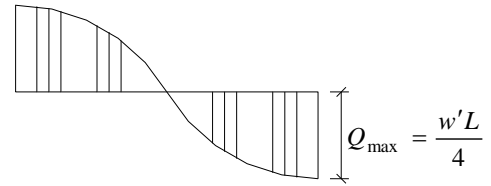
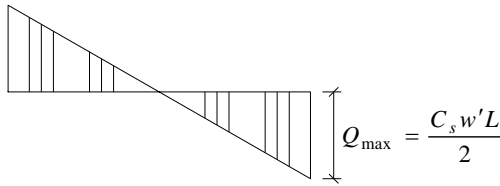
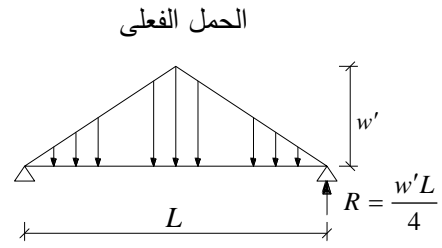
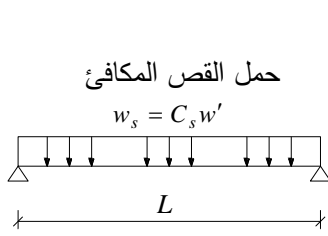
ويلاحظ أنه للبلاطات المربعة ، حيث يتحول حمل البلاطة من شبه منحرف إلى مثلث فإن المعادلات (5-1) تنتج معاملات  $C_b = 2/3$  ،  $C_s = 0.5$  وهو ما سبق إثباته فى شكلى (٣-٥) ، (٤-٥). ويعطى جدول (٢-٥) قيم  $C_s$  ،  $C_b$  لنسب  $b/a$  المختلفة.

جدول (٢-٥) [جدول (٦-٦) بالكود] قيم المعاملات  $C_s$  ،  $C_b$  لتقدير الأحمال المنتظمة

المكافئة للأحمال الأصلية المفروضة على الكمرات

2.0	1.9	1.8	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.1	1.0	b/a
0.917	0.908	0.897	0.885	0.870	0.853	0.830	0.803	0.769	0.725	0.667	$C_b$
0.750	0.737	0.722	0.706	0.688	0.667	0.642	0.615	0.582	0.554	0.500	$C_s$

ويلزم التأكيد أنه فى حالة عدم تطابق قاعدة الحمل مع بحر الكمرة فإن إستخدام معاملات العزوم يصبح غير صحيحا. ويوصى الكود فى هذه الحالة بإستخدام الحمل المكافئ للقص فى حساب عزوم الإنحناء بالإضافة إلى إستخدامه فى حساب قوى القص وردود الأفعال.

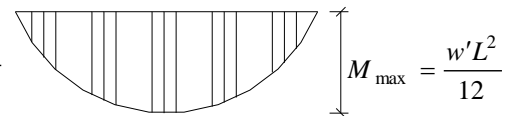
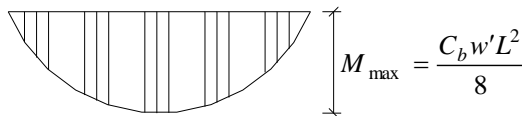
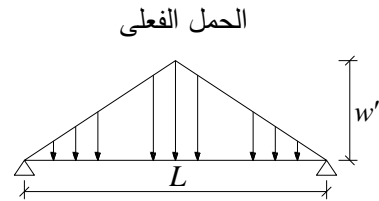
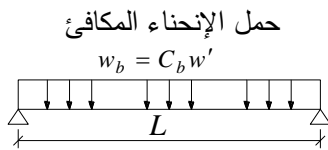


قوى القص لحمل القص المكافئ

قوى القص للأحمال الفعلية

$$Q_{\max} = \frac{w' L}{4} = \frac{C_s w' L}{2} \rightarrow C_s = 0.5$$

شكل (٣-٥) حساب معامل القص لحمل مثلي



عزوم الإنحناء لحمل الإنحناء المكافئ

عزوم الإنحناء للأحمال الفعلية

$$M_{\max} = \frac{w' L^2}{12} = \frac{C_b w' L^2}{8} \rightarrow C_b = \frac{2}{3}$$

شكل (٤-٥) حساب معامل الإنحناء لحمل مثلي

## ٥-٤ حساب القوى الداخلية فى الكمرات

يتم حساب القوى الداخلية ( عزوم الانحناء وقوى القص ) الناتجين فى الكمرات بإستخدام طرق التحليل الإنشائى. وسنذكر فيما يلى التبسيطات التى يجيزها الكود المصرى.

### ٥-٤-١ جساءة الإنحناء

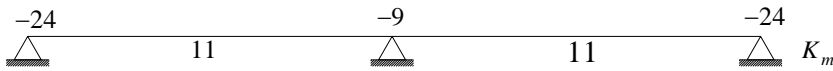
يلزم للكمرات الغير محددة إستاتيكيًا تقدير الجساءة النسبية للكمرات. ويكفى لهذا الغرض إعتبار جساءة القطاع الخرسانى بأكمله  $I_g$   $E_c$  دون إعتبار تأثير التسليح. وفى حالة القطاعات على شكل حرف T أو L يتم أخذ عرض الشفة مساوى لنصف عرض الشفة المستخدم فى تصميم القطاع والمذكور فى فصل (٥-٧).

### ٥-٤-٢ العزوم وقوى القص فى الكمرات المستمرة

يمكن حساب عزوم الإنحناء فى الكمرات المستمرة بفرض أن الكمرات مرتكزة على ركائز ذات حافة سكينية جاسئة ( Rigid knife edge supports ) وفى حالة الكمرات المستمرة متساوية العمق والبحر والمعرضة لأحمال منتظمة التوزيع أو تتفاوت فيها قيم البحور أو الأحمال بحد أقصى ٢٠% من القيمة الصغرى للبحرين المتجاورين ، يمكن فرض القيم التالية لعزوم الانحناء على أنه لا يجوز فى هذه الحالة إعادة توزيع العزوم.

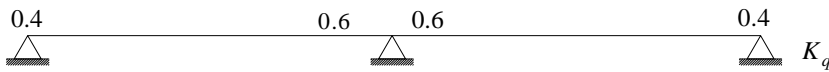
أ- الكمرات ذات البحرين

- أقصى عزم إنحناء :  $(M = \frac{wL^2}{K_m})$  وتؤخذ قيم  $K_m$  كما هو موضح بالشكل (٥-٥-أ) حيث  $L$  قيمة البحر الفعال.



شكل (٥-٥-أ) معاملات الانحناء  $K_m$  فى الكمرات ذات البحرين

- أقصى قوة قص :  $(Q = K_q wL)$  ، وتؤخذ قيم  $K_q$  كما هو موضح بالشكل (٥-٥-ب)

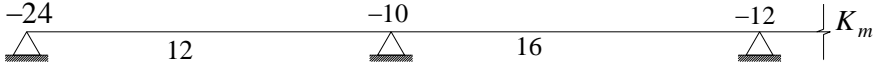


شكل (٥-٥-ب) معاملات القص  $K_q$  فى الكمرات ذات البحرين



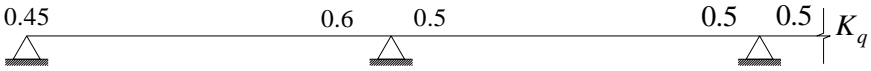
ب- الكمرات المكونة من أكثر من بحرين

- أقصى عزم إنحناء : (  $M = wL^2/K_m$  ) وتؤخذ قيم  $K_m$  كما هو موضح بالشكل (5-5-ج) حيث  $L$  قيمة البحر الفعال. وعند حساب عزوم الانحناء السالبة فوق أى ركيزة تؤخذ قيم المتوسط الحسابى للبحرين والحملين على جانبي هذه الركيزة.



شكل (5-5-ج) معاملات الانحناء  $K_m$  فى الكمرات المكونة من أكثر من بحرين

- أقصى قوة قص: (  $Q = K_q wL$  ) وتؤخذ قيم  $K_q$  كما هو موضح بالشكل (5-5-د).



شكل (5-5-د) معاملات الانحناء  $K_q$  فى الكمرات المكونة من أكثر من بحرين

- يجب حساب عزوم الانحناء السالبة فى منتصف البحور عند تعرض الكمرات المستمرة لأحمال حية ثقيلة على أن يسمح بتخفيض العزوم السالبة للأحمال الحية فقط فى منتصف البحور إلى ثلثي قيمتها وذلك نتيجة لجساءة الأعمدة أو الكمرات المصبوبة ميليشيا الحاملة لها.

وفى حالة تساوى البحور الواقعة تحت تأثير أحمال حية ثقيلة (  $p > 1.5 g$  ) يمكن حساب عزوم الوسط السالبة فى البحور الداخلية كما يلى :

$$M_{\min} = \left( g - \left( \frac{2}{3} \right) p \right) \left( \frac{L^2}{24} \right) \quad (5-2)$$

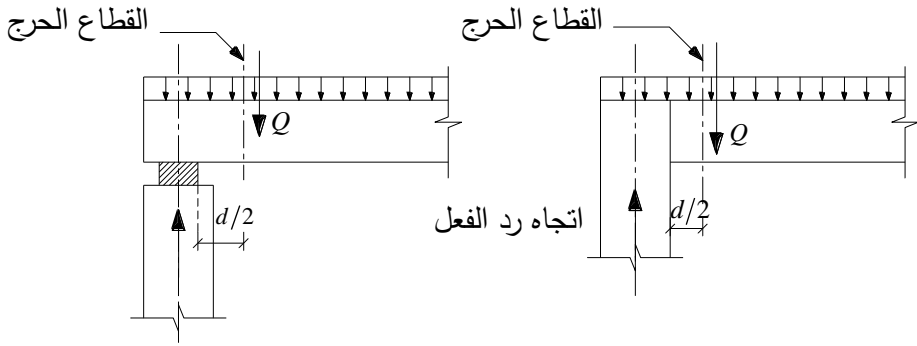
حيث  $L$  = طول أكبر البحرين المتجاورين

$p$  = الحمل الحى منتظم التوزيع فى وحدة الطول

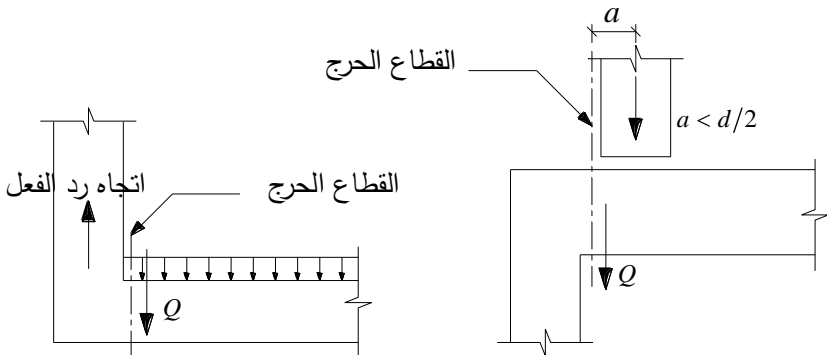
$g$  = الحمل الدائم منتظم التوزيع فى وحدة الطول

### ٥-٤-٣ القطاعات الحرجة للعزوم وقوى القص

- ١- فى الكمرة المصبوبة ميليشيا يؤخذ القطاع الحرج للعزوم عند وجه الركيزة.
- ٢- يؤخذ القطاع الحرج للقص على مسافة من وجه الركيزة تساوى نصف عمق الكمرة  
الفعال فى الحالات التى يحدث فيها ضغط ناتج عن رد فعل الركيزة فى هذه المسافة كما  
هو مبين بالشكل (٥-٦).
- ٣- يؤخذ القطاع الحرج لقوى القص عند وجه الركائز شكل (٥-٧) فيما عدا الحالات  
المذكورة فى الفقرة ٢ أعلاه.



شكل (٥-٦) القطاع الحرج للقص على مسافة  $d/2$  من وجه الركيزة



شكل (٥-٧) القطاع الحرج فى القص عند وجه الركيزة

## ٥-٥ ملاحظات هامة فى حساب إجهادات القص

من المهم التذكير ببعض النقاط الهامة فى حساب القص

### ٥-٥-١ حالة وجود حمل مركز بالقرب من ركيزة مباشرة تحت الكمرة

١- عند وجود حمل مركز  $P_u$  فى المسافة  $a$  من وجه الركيزة تساوى أو تقل عن ضعف الارتفاع الفعال  $a \leq 2d$  فيسمح فى حالة إجهاد القص الناتج عن هذا الحمل بأخذ قوة قص تساوى قوة القص الحسابية مضروبة فى  $(a/2d)$  كما هو موضح بشكل (٥-٨-أ).

٢- عند وجود حمل مركز  $P_u$  على مسافة  $a$  من وجه الركيزة تقل عن نصف الارتفاع الفعال للقطاع  $a < \frac{d}{2}$  يصبح القطاع الحرج للقص عند وجه الركيزة ، كما هو موضح فى شكل (٥-٨-ب).

### ٥-٥-٢ حالة الكمرات متغيرة العمق

فى حالة الكمرات متغيرة العمق تستبدل قوة القص  $Q_u$  بالقيمة  $Q_{ur}$  المحسوبة من المعادلة التالية

$$Q_{ur} = Q_u - \frac{M_u \cdot \tan \beta}{d} \quad (5-3)$$

حيث  $\beta$  هى زاوية ميل تغير العمق مقاسة من محور الكمرة وبحيث لا تزيد قيمة  $\tan \beta$  على ٠,٣٣ ، ويفترض فى المعادلة (5-3) أن إرتفاع القطاعات يزيد مع زيادة عزم الإنحناء ، وخلاف ذلك تستبدل الإشارة السالبة فى المعادلة (5-3) بإشارة موجبة. ويوضح شكل (٥-٩) مثال غير عددى لحساب إجهادات القص عند تغير العمق فى منطقة أقصى قص.

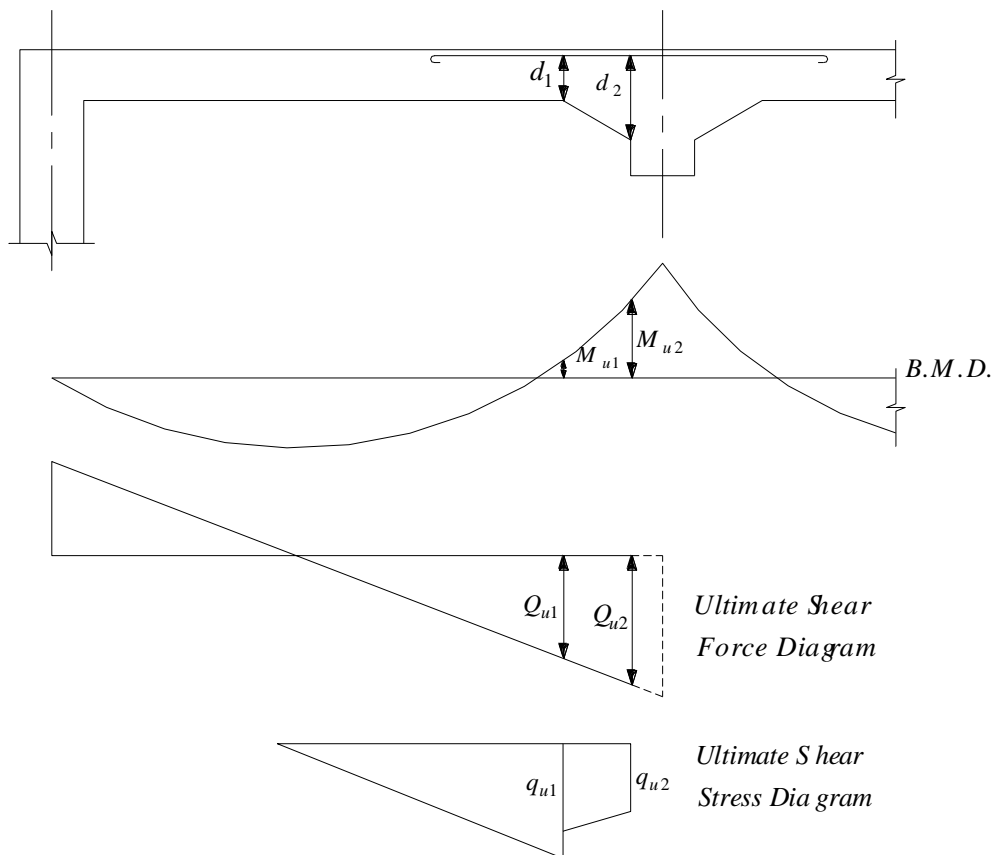
### ٥-٦ حد النحافة

حتى لا يحدث إنبعاج لمنطقة الضغط فى الكمرة يوصى الكود المصرى بما يلى :

يجب ألا يتعدى الطول غير المرتكز فى الإتجاه العرضى مقاسا بين نقط الانقلاب عن القيم التالية :

$$أ- للكمرات بسيطة الارتكاز أو المستمرة  $b_c \leq 40$  أو  $\frac{200 b_c^2}{d}$  أيهما أقل.$$





شكل (٩-٥) تأثير التغير فى عمق الكمرة على إجهادات القص

ب- للكمرة الكابولية الممنوعة من الحركة جانبيا عند الركيزة فقط  $20 b_c$  أو  $\frac{80 b_c^2}{d}$  أيهما أقل.

حيث  $b_c$  = عرض الكمرة عند الوجه المعرض للضغط

$d$  = العمق الفعال

٥-٧ الكمرات على شكل حرف T أو L

٥-٧-١ العرض الفعال لشدة القطاعات على شكل حرف T أو L

للکمرات على شكل حرف T أو L يقدر العرض الفعال من البلاطة بأصغر قيمة مما يلي:

$$16 t_s + b \quad \text{أو} \quad \frac{L_2}{5} + b \quad \text{للکمرات على شكل حرف T} \quad (5-4-a)$$

$$6 t_s + b \quad \text{أو} \quad \frac{L_2}{10} + b \quad \text{للکمرات على شكل حرف L} \quad (5-4-b)$$

حيث  $L_2$  هي المسافة بين نقطتي الانقلاب ويمكن تقديرها بقيمة ٠,٧٠ من البحر الفعال في الكمرات المستمرة من الطرفين ، ٠,٨٠ من البحر الفعال في الكمرات المستمرة من طرف واحد ولا يزيد العرض الفعال على عرض الجذع  $b$  مضافا إليه نصف المسافة بين الكمرتين المجاورتين من الجانبين. وفي حالة مشاركة الأسقف الخرسانية المتصلة في مقاومة قوى الضغط التي تتعرض لها الكمرات يجب ألا يقل سمك البلاطة عن ٨٠ مم.

#### ٥-٧-٢ شروط عامة

- لكي يمكن اعتبار الكمرة في التصميم أنها على شكل حرف  $T$  أو  $L$  يجب صب البلاطة مليشيا مع الكمرة أو ربطهما معا بطريقة فعالة.
- يجب ألا يقل التسليح العلوي في الشفة في الاتجاه العمودي على اتجاه الجذع عن ٠,٣٠ % من مساحة مقطع البلاطة ، وذلك لضمان الفعل المليشي بين الشفة والجذع ، كما يجب أن يستمر التسليح بالعرض الكامل للشفة المذكورة في الفقرة (٥-٧-١) ويجب ألا تزيد المسافة بين أسياخ هذا التسليح على ٢٠٠ مم.
- يجب أن تمتد الكانات من الجذع إلى السطح النهائي للشفة لضمان الفعل المليشي بين الشفة والجذع.
- عندما يستعمل قطاع على شكل حرف  $T$  للكمرة المنعزلة بغرض تزويد القطاع بمساحة ضغط إضافية ، يجب ألا تقل تخانة الشفة عن نصف عرض الجذع وألا يزيد العرض الفعال للشفة على أربعة أمثال عرض الجذع.
- تزود الكمرات التي يزيد عمقها على ٧٠٠ مم بأسياخ إنكماش جانبية ، ويمكن إختيار مساحتها بحيث تكون ٨ % من مساحة تسليح الشد على ألا تزيد المسافة بينها على ٣٠٠ مم.

#### ٥-٨ طرق مبسطة لحالات خاصة

##### ٥-٨-١ حساب القوى الداخلية في كمرات المباني العادية

وتجدر الإشارة إلى أن الأحمال الميتة الواقعة على الكمرات في المباني العادية تمثل تقريبا ٨٠ % من إجمالي الأحمال الواقعة عليها. فوزن الكمرة والحوائط أعلاها والبلاطات

المرتكزة عليها وأرضياتها تشكل النسبة الأكبر من الأحمال. لذلك فتأثير الأحمال الحية وبالتالي حالات التحميل على تصميم الكمرات فى المباني العادية محدود. وبناء عليه فإنه يمكن إتباع الطريقة المبسطة التالية فى حساب القوى الداخلية.

فى حالة الكمرات التى يزيد عدد بحورها عن اثنين ، وفى حالة الأحمال الحية الخفيفة ( $L.L. \leq \frac{1}{4} D.L.$ ) فإن تحميل جميع بحور الكمرة بحملها الأقصى ينتج عنه عزوم فوق الركائز تقل عن العزوم القصوى الممكن حدوثها بإعتبار حالات التحميل المختلفة. هذا النقص فى العزوم القصوى يكون أقل من ١٠ % . وبالتالي يمكن إعتبار أنه للأحمال الحية الخفيفة ، فإن العزوم القصوى السالبة ( بعد إعادة توزيعها ) لن تزيد عن العزوم الناتجة من تحميل جميع البحور بالحمل الأقصى. ويتطلب الكود المصرى لإعادة توزيع العزوم إستيفاء الشرطين التاليين.

$$١- \text{ تخفيض قيمة } a_{max} / d \text{ لتصبح } \left( \frac{400}{600 + f_y / \gamma_s} - 0.1 \right) \frac{a_{max}}{d}$$

حتى تسمح بمزيد من الدوران ،  $R_{max}$  المناظرة يمكن حسابها بإستخدام قيمة  $a_{max} / d$  المخفضة أو الحصول عليها من جدول (٢-٢) [جدول (٢-٤) بالكود المصرى] .

٢- مجموع العزوم السالبة والموجبة عند منتصف أى بحر لا تقل عن  $1.2 M_o$  ( حيث  $M_o$  هو أقصى عزم إنحناء للبحر المقصود إذا كان بسيط الإرتكاز من الطرفين ) وينتج عن ذلك زيادة العزوم الموجبة.

ويلاحظ أن الزيادة الناتجة فى العزوم الموجبة نتيجة إستيفاء الشرط (٢) المذكور أعلاه تتجاوز تلك الناتجة من إعتبار حالات التحميل الخاصة بأقصى عزوم موجبة وذلك نتيجة أن الأحمال الحية خفيفة. وهذه الملاحظة تتيح إعتبار حالة تحميل واحدة ، وهى تحميل جميع بحور الكمرة بالحمل الكلى  $(D + L)$  ، ثم إستيفاء الشرطين ١ ، ٢ أعلاه .

### ٥-٨-٢ تسليح الكمرات المستمرة ذات البحور شبه المتساوية

فى حالة الكمرات متساوية العمق والبحر والمعرضة لأحمال منتظمة التوزيع أو تتفاوت فيها قيم البحور أو الأحمال بحد أقصى ٢٠ % من القيمة الصغرى للبحرين المتجاورين فإن العزوم تحدد مباشرة طبقاً للكود كما ورد فى بند (٥-٤-٢) بهذا الباب. وفى هذه الحالة يمكن إتباع الطريقة المبسطة التالية فى التسليح.

يمكن ترتيب التسليح الطولى اللازم لمقاومة العزوم فى الكمرات بطريقة مشابهة لتلك التى ذكرها الكود للبلاطات ذات الإتجاه الواحد. وفى هذه الحالة يمكن إستخدام التسليح الطولى دون تكسيح مع جعل الأسياخ تمتد فى البحر المجاور بعد نقطة إنعدام العزوم مسافة  $0.3(d + L_a = d)$  ، كما هو مبين بشكل (١٠-٥أ).

وفى حالة الكمرات التى تكون نسبة بحرهما الخالص لعمقها  $(L_n/t \geq 10)$  ، فإنه يمكن أن يتم التكسيح عن  $L_n/4$  للطرف بسيط الإرتكاز وعند  $L_n/5$  للطرف المستمر مع مراعاة أن يمتد التسليح فى البحر المجاور مسافة تساوى  $0.2 L_n \text{ larger} + d$  كما هو مبين بشكل (١٠-٥ب).

ونظرا لكون التكسيح يتم وفقا لمتطلبات العزوم وليس فى مواضع أقصى قص ، فإنه لا يمكن الإستفادة منه فى مقاومة القص. وبالتالي فإنه فى هاتين الحالتين يقتصر تسليح القص على الكانات فقط.

## ٩-٥ أمثلة عددية

### ٩-٥-١ المواد المستخدمة ومعاملات التصميم

لجميع الأمثلة المستخدمة فى هذا الباب تم إستخدام المواد التالية :

$$f_{cu} = 25 \text{ N/mm}^2 \text{ خرسانة مقاومتها المميزة}$$

تسليح طولى للكمرات رتبة 360/520

صلب طرى للكانات رتبة 240/350

وبالتالى يمكن حساب الثوابت التالية

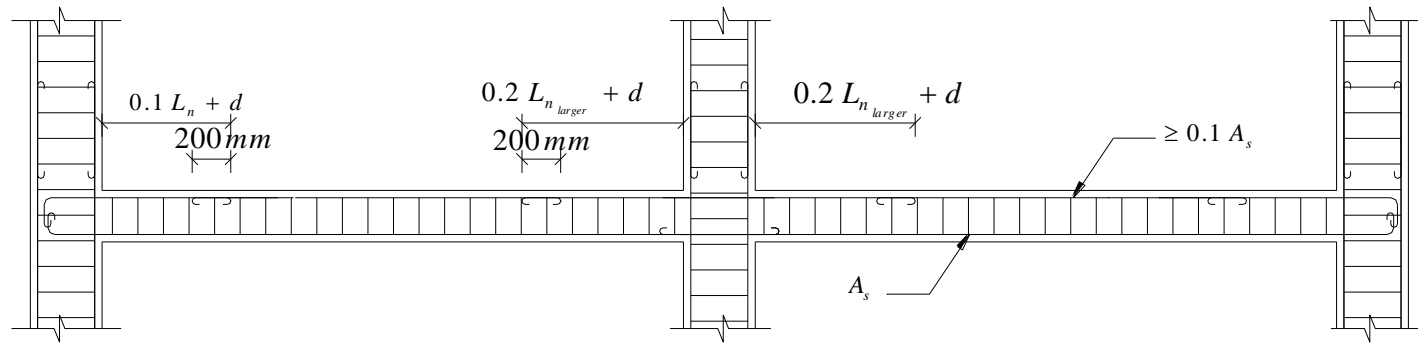
أولاً : فى حالة إعتبار العزوم القصوى الناتجة من التحليل الإنشائى فى التصميم

$$(a/d)_{\max} = 0.8 \frac{400}{600 + f_y/\gamma_s} = 0.8 \frac{400}{600 + 360/1.15} = 0.35$$

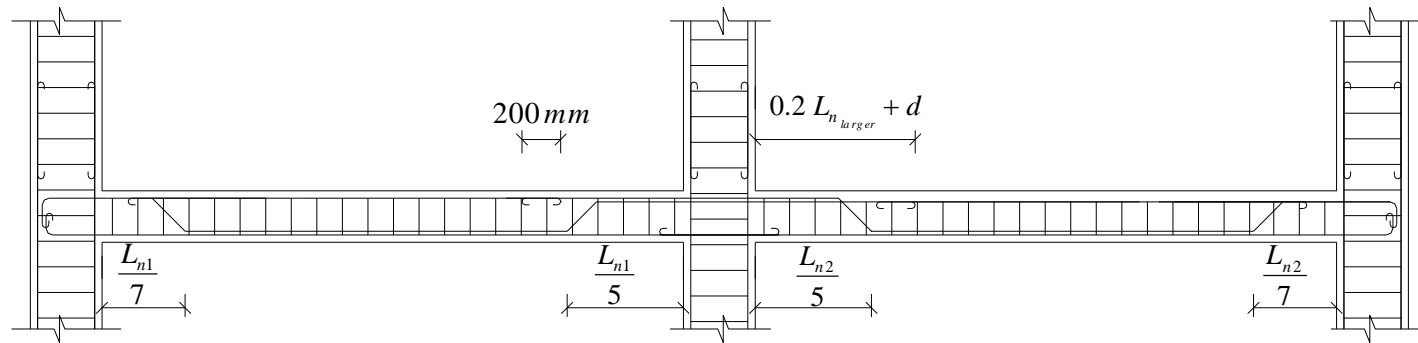
$$R_{\max} = 0.67 \left( \frac{a}{d} \right)_{\max} \left[ 1 - \frac{(a/d)_{\max}}{2} \right] = 0.194$$

$$K_u = \sqrt{\frac{1}{R_{\max} f_{cu}/\gamma_c}} = \sqrt{\frac{1}{0.194 \times 25/1.5}} = 0.556$$





شكل (٥-١٠-أ) تسليح الكمرات المتساوية البجور دون تكسيح



شكل (٥-١٠-ب) تسليح الكمرات المتساوية البجور بأسياخ مكسحة

ثانيا : فى حالة إعادة توزيع العزوم

$$(a/d)_{\max} = 0.8 \left[ \frac{400}{600 + f_y/\gamma_s} - 0.1 \right] = 0.27$$

$$R_{\max} = 0.67 \left( \frac{a}{d} \right)_{\max} \left[ 1 - \frac{(a/d)_{\max}}{2} \right] = 0.156$$

$$K_u = \sqrt{\frac{1}{R_{\max} f_{cu}/\gamma_c}} = \sqrt{\frac{1}{0.156 \times 25/1.5}} = 0.62$$

وفى كلتا الحالتين (أولا وثانيا) يجب ألا تقل نسبة التسليح عن  $\mu_{\min}$  حيث

$$\mu_{\min} = 1.1/f_y = 1.1/360 = 0.0031$$

ثالثا : ثوابت التصميم للقص

$$q_{cu} = 0.24 \sqrt{f_{cu}/\gamma_c} = 0.24 \sqrt{25/1.5} = 0.98 \text{ N/mm}^2$$

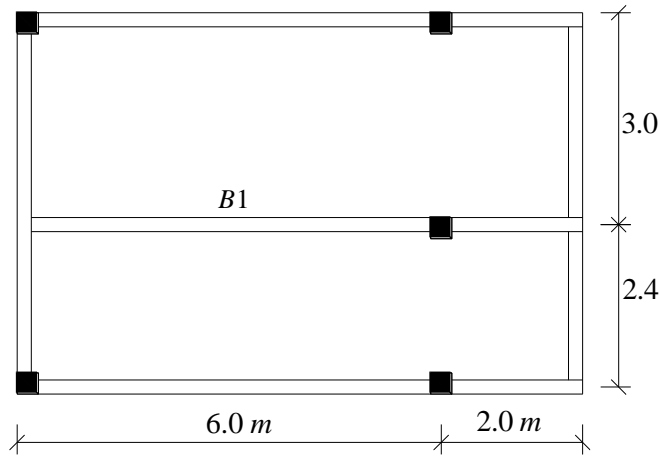
$$q_{u \max} = 0.7 \sqrt{f_{cu}/\gamma_c} = 2.86 \text{ N/mm}^2$$

$$\mu_{st \min} = 0.4/f_y = 0.4/240 = 0.00167$$

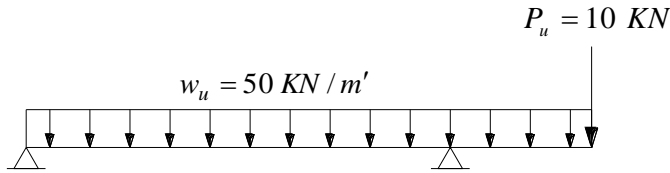
#### ٥-٩-٢ مثال تفصيلى (مثال ٥-١)

المطلوب تصميم الكمرة  $B_I$  بالسقف المبين مسقطه الأفقى بالشكل (٥-١١-أ) علما بأن سمك جميع البلاطات 100 mm ، وجميع الكمرات عرض 200 mm ، وجميع الأعمدة مقطوعها 250 × 250 mm ، وأن السقف معرض لظروف بيئية من القسم الأول. ويبين شكل (٥-١١-ب) الأحمال القصوى المؤثرة على الكمرة  $B_I$  (شاملة وزن الكمرة).

ملاحظة : لم تعتبر حالات تحميل فى هذا المثال حيث أن الكود يجيز للأحمال المنتظمة إعتبار كل باكية كاملة التحميل ، أى دون إعتبار للتحميل الجزئى لأى بحر.



شكل (٥-١١-أ) مسقط أفقى للسقف



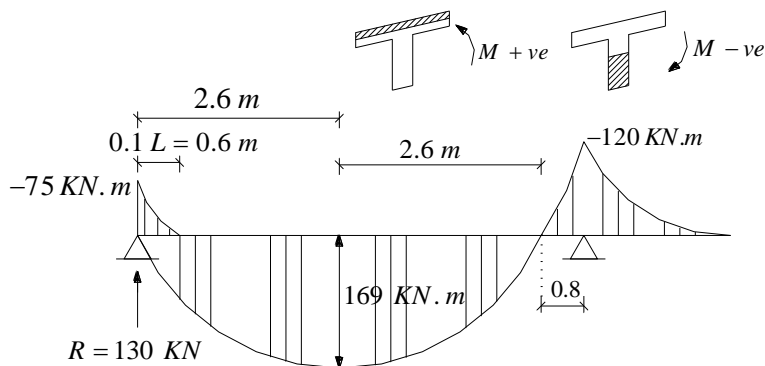
شكل (٥-١١-ب) القوى القصوى على الكمرة B<sub>1</sub>

#### أولاً : حساب القوى الداخلية

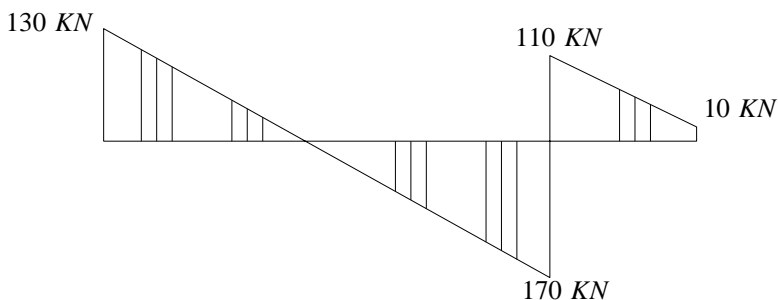
- يوضح شكل (٥-١٢-أ) شكل عزوم الإنحناء القصوى المؤثرة على الكمرة B<sub>1</sub> . ومنه يتبين أن الكمرة الموضحة عند تعرضها لعزم سالب فإن الضغط يتولد فى العصب وبالتالي تصمم كقطاع مستطيل عرضه يساوى عرض العصب ، بينما فى منطقة العزم الموجب فإن الضغط يتولد فى شفة القطاع وتصمم كقطاع على شكل T .

- أيضا يوضح شكل (٥-١٢-ب) شكل قوى القص القصوى المؤثرة على الكمرة B<sub>1</sub> . ومنه

يتضح أن أقصى قوة قص تؤثر على الكمرة هي  $Q_{u \max} = 170 \text{ KN}$



شكل (١٢-٥) عزوم الانحناء القصوى



شكل (١٢-٥) قوى القص القصوى

ثانيا : حساب عمق الكمرة اللازم لإستيفاء شرط الترخيم

أ- بالنسبة لبحر الكمرة (قطاع على شكل T)

يلزم لذلك تحديد عرض شفة القطاع B

$$\left. \begin{aligned} B &\leq C.L - C.L. = 1.50 + 1.20 = 2.70 \text{ m} \\ &\leq b + 16 t_s = 0.2 + 16 \times 0.1 = 1.80 \text{ m} \\ &\leq b + L_2 / 5 = 0.2 + \frac{0.8(6)}{5} = 1.16 \text{ m} \end{aligned} \right\} B = 1.16 \text{ m}$$

وبمعرفة B يمكن حساب المعامل  $\delta$  كما يلي

$$\begin{aligned} \delta &= 0.7 + 0.3 \left( \frac{b}{B} \right) \geq 0.8 \\ &= 0.7 + 0.3 \left( \frac{0.2}{1.16} \right) \rightarrow 0.8 \end{aligned}$$

$$t_{\min} (\text{for beam span}) = \frac{6000}{18 \times 0.8} = 417 \rightarrow 450 \text{ mm}$$

ب- بالنسبة لكابولي الكمره

$$t_{\min} \text{ (for cantilever) } = \frac{2000}{8} = 250 \text{ mm}$$

وبالتالى يصبح العمق اللازم لإستيفاء شرط الترخيم هو القيمة الأكبر الناتجة من أ ، ب أعلاه

$$t_{\min} \text{ (deflection) } = 450 \text{ mm}$$

ثالثا : حساب عمق الكمره اللازم لمقاومة العزوم

حيث أن المنشأ معرض لظروف بيئية من القسم الأول ، وقطر التسليح الطولى غير معلوم بعد ، فيمكن إفتراض  $\beta_{cr}=1$  . هذا الفرض يكون ملائما للأسياخ رتبة 360/520 حتى قطر 18 mm ، كما يتضح من جدول (٢-٧) ، ويلزم تعديله إذا إتضح حاجة التصميم لأقطار أكبر من ذلك. وبإعتبار  $\beta_{cr}=1$  يمكن حساب السمك اللازم لمقاومة العزوم كما يلى :

أ- للقطاع المعرض لعزم سالب

$$d_{\min} = K_u \sqrt{\frac{M_u}{b}} = 0.556 \sqrt{\frac{120 \times 10^6}{200}} = 431 \text{ mm}$$

$$t \cong 1.15 d_{\min} = 500 \text{ mm}$$

ب- للقطاع المعرض لعزم موجب

Assuming  $a < t_s$  results

$$d_{\min} = K_u \sqrt{\frac{M_u}{B}} = 0.556 \sqrt{\frac{169 \times 10^6}{1160}} = 212 \text{ mm}$$

check  $a \leq t_s$

$$a = \left( \frac{a_{\max}}{d} \right) d_{\min} = 0.35 \times 212 = 74 \text{ mm} \leq t_s \quad \underline{ok}$$

$$\text{Accordingly } t \cong d_{\min} + 40 \text{ mm} \cong 250 \text{ mm}$$

من أ ، ب يتضح أن العمق الأدنى اللازم لمقاومة العزوم هو

$$t_{\min} \text{ (moment) } = 500 \text{ mm}$$

رابعاً : حساب عمق الكمره اللازم لمقاومة القص

من شكل (٥-١٢ب) يتضح أن  $Q_{u \max} = 170 \text{ KN}$  ، وبالتالي :

$$d_{\min (shear)} = \frac{Q_{u \max}}{q_{u \max} \times b} = \frac{170 \times 10^3}{2.86 \times 200} = 297 \text{ mm}$$

$$t_{\min (shear)} \cong 1.15 \times 297 = 350 \text{ mm}$$

مما سبق يتضح أن عمق الكمره اللازم لمقاومة الترخيم والعزوم والقص هو القيمة الأكبر لما تم حسابه في ثانيا وثالثا ورابعاً. وبالتالي سيتم إعتبار سمك الكمره وعمقها الفعال كما يلي :

$$t = 500 \text{ mm} \rightarrow d \cong 0.9 t = 450 \text{ mm}$$

خامساً : حساب التسليح الطولى اللازم لمقاومة العزوم

$$M_u = -120 \text{ KN.m} \text{ للقطاع المعرض لعزم سالب}$$

$$R = \frac{M_u}{b d^2 f_{cu} / \gamma_c} = \frac{120 \times 10^6}{200 (450)^2 \times 25/1.5} = 0.178$$

$$\frac{a}{d} = 1 - \sqrt{1 - 3R} = 1 - \sqrt{1 - 3(0.178)} = 0.317$$

$$A_{s-ve} = \frac{M_u}{d \left( 1 - \frac{(a/d)}{2} \right) f_y / \gamma_s} = \frac{120 \times 10^6}{450 \left( 1 - \frac{0.317}{2} \right) \times 360/1.15} = 1013 \text{ mm}$$

$$\text{select } A_{s-ve} = 5 \text{ } \Phi 16$$

ب- للقطاع المعرض لعزم موجب  $M_u 169 \text{ KN.m}$

حيث أن القطاع على شكل T ، فيمكن حساب  $A_s$  كالاتى :

$$A_{s+ve} = \frac{M_u}{\left( d - \frac{t_s}{2} \right) f_y / \gamma_s} = \frac{169 \times 10^6}{\left( 450 - \frac{100}{2} \right) 360/1.15} = 1350 \text{ mm}$$

$$\text{select } A_{s+ve} = 3 \text{ } \Phi 18 + 3 \text{ } \Phi 16$$

يلاحظ أنه نظرا لأن الأقطار الفعلية للأسياخ لم تتجاوز ١٨ ملليمتر ، فإن إستخدام  $\beta_{cr} = 1$  كان ملائما ولن يكون هناك حاجة لتعديلها وإعادة الحل . فقط يلزم توفير غطاء خرساني لتسليح الشد مقداره ٢٥ ملليمتر ، كما هو محدد بجدول (٢-٥).

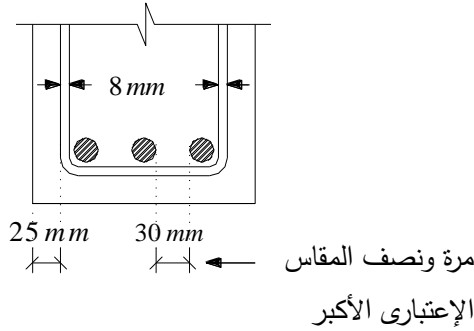
#### سادسا : ترتيب الأسياخ الطولية فى القطاع

فى حالة إستخدام ثلاثة أسياخ فى الصف الواحد ، وركام مقاسه الإعتبارى الأكبر ٢٠ ملليمتر ، فإن :

أكبر قطر سيخ يتحملة عرض الكمرة  $b$  يمكن تحديده من شكل (٥-١٣) كالاتى :

$$\phi_{\max} = \frac{b - 2(\text{cover} + \phi_{st}) - 2 \text{ spacing between bars}}{3}$$

$$= \frac{200 - 2(25 + 8) - 2 \times 30}{3} = 2.4 \text{ mm}$$



شكل (٥-١٣)

بالتالى فى حالة إستخدام ٣ أسياخ فى الصف يمكن إستخدام أقطار حتى ٢٢ مم ، وحيث أن الأقطار المختارة أقل من ذلك فيمكن إستخدام ٣ أسياخ فى الصف ، وذلك كالاتى :

١- للقطاع المعرض لعزم موجب يتم وضع الأسياخ ذات القطر الأكبر  $3\phi 18$  فى الصف الأسفل ، والأصغر قطرا  $3\phi 16$  فى الصف التالى.

٢- للقطاع المعرض لعزم سالب يتم وضع  $3\phi 16$  فى الصف الأعلى ،  $2\phi 16$  فى الصف التالى.

سابعاً : أطوال التماسك والرباط اللازمة للتسليح المقاوم للعزوم

يوضح شكل (١٤-٥) أطوال التماسك والرباط للتسليح الطولى اللازم لمقاومة العزوم، علماً بأن:

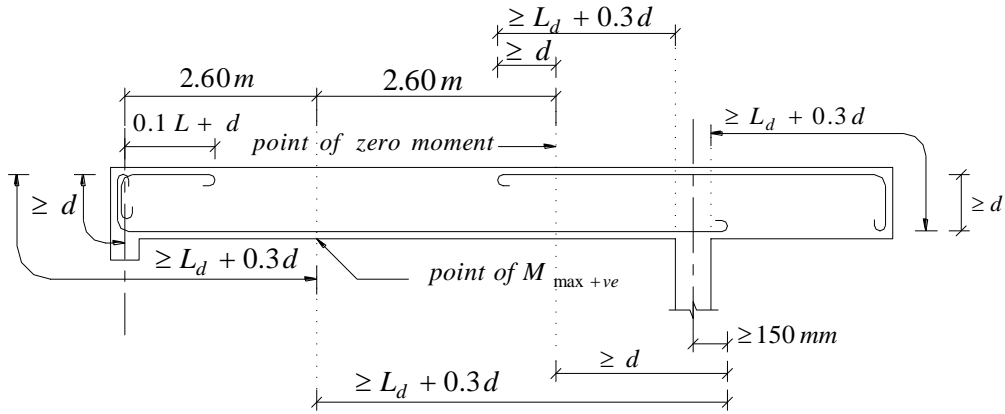
$$\frac{L_d}{\eta} = 45 \phi \text{ for steel 360/520 (with hook)}$$

$$= 60 \phi \text{ for steel 360/520 (without hook)}$$

حيث :

$\eta = 1.3$  للتسليح العلوى للكمرة الذى يزيد سمك الخرسانة المصبوبة أسفله عن 300mm

$\eta = 1.0$  لجميع حالات التسليح الأخرى لصلب التسليح

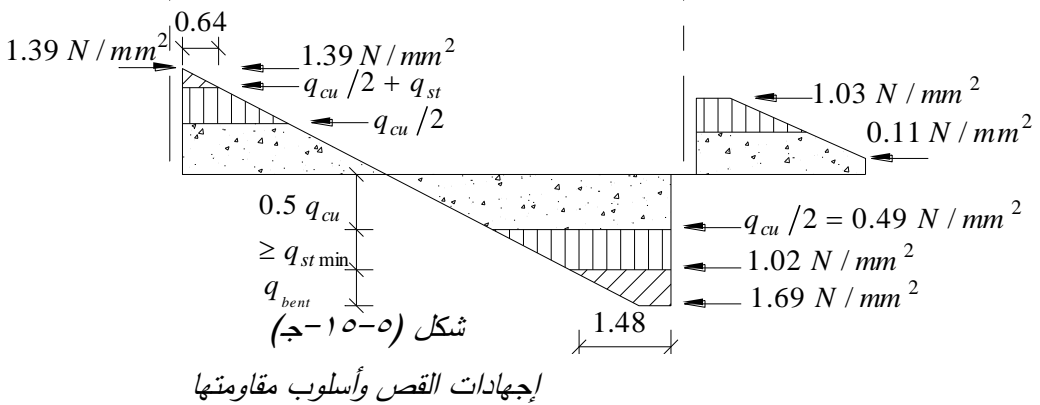
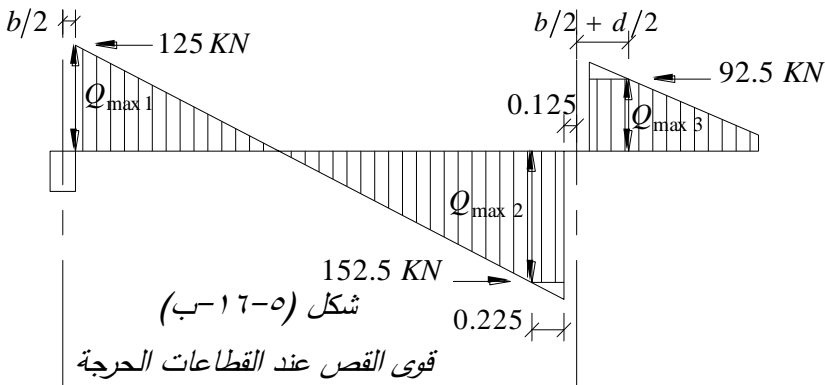
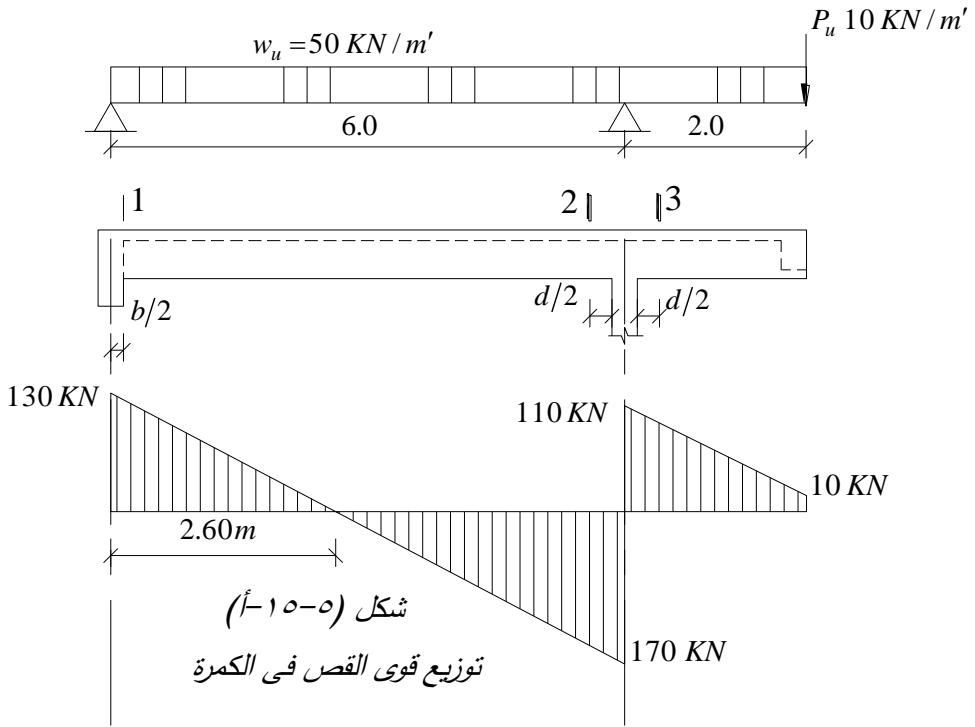


شكل (١٤-٥)

ثامناً : حساب تسليح القص

يوضح شكل (١٥-٥) توزيع قوى القص  $S.F.D.$  للكمرة  $B_1$  ، ومنه يتضح وجود ثلاث مواضع لأقصى قص. ويمكن التصميم بإعتبار القيم القصوى للقص عند هذه القطاعات وإهمال تأثير الركائز. لكن نظراً لأن موضع القطاعات الحرجة فى القص يختلف طبقاً لنوع الإرتكاز (مباشر أو غير مباشر) والكمرة المذكورة فى هذا المثال ترتكز إرتكاز مباشر فى أحد جانبيها (على عمود) وغير مباشر فى الجانب الآخر (على كمرة) ، فسيتم الإفادة من ذلك. وبالتالي يكون القطاع الحرج على مسافة  $d/2$  من وجه





شکل (١٥-٥) حساب تسليح القص

الركيزة المباشرة ( العمود ) بينما على الجانب الآخر حيث الإرتكاز على كمره ، فإن القطاع الحرج لها يكون عند وجه الركيزة مباشرة. هذا التفصيل يصبح مؤثرا خاصة فى البحور الكبيرة والركائز العريضة، وسيتم إعتباره فى هذا المثال للتوضيح.

أ- حساب إجهادات القص

يوضح شكل (٥-١٥ ب) قيم القص القصوى عند الثلاث قطاعات الحرجة فى القص والتي يمكن حساب قيمتها كما يلى:

$$Q_{\max 1} = \frac{2.6 - \frac{0.2}{2}}{2.6} \times 130 = 125 \text{ KN}$$

$$Q_{\max 2} = \frac{3.4 - \left( \frac{0.25}{2} + \frac{0.45}{2} \right) \times 170}{3.4} = 152.5 \text{ KN}$$

$$Q_{\max 3} = 10 + (110 - 10) \times \frac{2.0 - \left( \frac{0.25}{2} + \frac{0.45}{2} \right)}{2.0} = 92.5 \text{ KN}$$

يبين شكل (٥-١٥ ج) إجهادات القص القصوى فى الكمره عند هذه القطاعات حيث

$$q_{\max 1} = \frac{125 \times 1000}{200 \times 450} = 1.39 \text{ N/mm}^2$$

$$q_{\max 2} = \frac{152.5 \times 1000}{200 \times 450} = 1.69 \text{ N/mm}^2$$

$$Q_{\max 3} = \frac{92.5 \times 1000}{200 \times 450} = 1.03 \text{ N/mm}^2$$

ب- حساب الكانات فى الكابولى

$$S_{\max} = \frac{d}{2} = 225 \geq 200 \text{ mm} \rightarrow S_{\max} = 200 \text{ mm}$$

$$A_{st \min} = \frac{0.4}{f_y} \times b \times S$$

Try 2 branch stirrup  $\phi$  8

$$\text{Accordingly, } 101 = \frac{0.4}{240} \times 200 \times S \text{ This results } S = 303 \text{ mm} > S_{\max}$$

Use 2 branch. stirrup  $\phi$  8/200 mm , accordingly

$$q_{st} = \frac{A_{st} \times f_y / \gamma_s}{b \times S} = \frac{101 \times 240 / 1.15}{200 \times 200} = 0.53 \text{ N/mm}^2$$

من شكل (٥-١٥-ج) يتضح أن إستخدام كانات  $2 \text{ br. st. } \phi 8/200 \text{ mm}$  تكفى لمقاومة أقصى إجهاد قص على الكابولي حيث :

$$q_{cu}/2 + q_{st} = \frac{0.98}{2} + 0.53 = 1.02 \cong 1.03 \text{ N/mm}^2$$

ج - تسليح القص لبحر الكمرة ( بإستخدام كانات فقط )

يمكن الإقتصار على الكانات كتسليح مقاوم للقص وذلك كالاتى :

$$q_{su} = q_u - q_{cu}/2 = 1.69 - 0.98/2 = 1.2 \text{ N/mm}^2$$

$$q_{su} = \frac{A_{st} \times f_y / \gamma_s}{b \times S}, \text{ Accordingly } 1.2 = \frac{A_{st} \times 240/1.15}{200 \times S}$$

$$\text{This results } S = 0.87 A_{st}$$

$$\text{Try } 2 \text{ br. st. } \phi 8 \text{ of } A_{st} = 101 \text{ mm}^2$$

$$\text{results } S = 0.87 \times 101 = 88 \text{ mm} < 100 \text{ mm } \underline{\text{not ok}}$$

$$\text{Use } 4 \text{ br. st. } \phi 8/175 \text{ mm}$$

### تاسعا : تفاصيل التسليح الطولى

(أ) تفاصيل التسليح ( فى حالة إستخدام أسياخ مكسحة فقط لمقاومة العزوم )

يوضح شكل (٥-١٦-أ) تفاصيل تسليح الكمرة  $B_I$  حيث تم تكسيح الأسياخ الطويلة طبقا لمنحنى العزوم ، ( بعيدا عن مناطق أقصى قص ) كما فى البلاطات ذات الإتجاه الواحد. وقد تم تكسيح نصف عدد الأسياخ السفلية  $\#16$  3 دفعة واحدة عند الطرف المستمر وذلك فى منطقة التكسيح المحددة على منحنى العزوم بالشكل (٥-١٧). أما ناحية الطرف البسيط الإرتكاز ، فالتكسيح دفعة واحدة لا يغطى العزم السالب حتى نقطة إنعدام العزوم ، وهو ما أستلزم تكسيح الأسياخ على دفتين بحيث يتم تغطية كامل إمتداد العزم السالب. ويلاحظ أنه لم يتم الإلتفات فى تكسيح الأسياخ الطويلة إلى مواضع القص ، حيث تم إستخدام الكانات فقط كتسليح للقص. ويوضح الشكل كذلك تفريد التسليح الطولى للكمرة.

(ب) تفاصيل التسليح ( فى حالة إستخدام أسياخ مستقيمة )

يوضح شكل (٥-١٦-ب) تفاصيل تسليح الكمرة  $B_I$  وذلك دون إستخدام أسياخ مكسحة على الإطلاق. وفى هذا النموذج تم إنهاء أسياخ التسليح السفلى التى تم الإستغناء عنها فى منطقة الشد. وهذا يستلزم طبقا للكود التأكد من توفر أحد الشرطين التاليين

١- الا يزيد إجهاد القص عند نقطة توقف الأسياخ عن ثلثي مقاومة القص للقطاع ( وهو غير متحقق في هذا المثال )

٢- زيادة مساحة الكانات عند المقطع الذى توقفت فيه الأسياخ لتقاوم جهد قص إضافي  $0.4/\gamma_s \text{ N/mm}^2$  وذلك لمسافة  $0.75 d$  على الأ تزيد المسافة بين الكانات عن  $\frac{d}{8\beta}$  حيث  $\beta$  نسبة التسليح المتوقف إلى المساحة الكلية عند المقطع. ( وهذا الشرط هو ما سنحاول إستيفاؤه في هذا المثال ).

من شكل (٥-١٥) ، (٥-١٦ب) يمكن حساب قوى القص عند نقطتي توقف الأسياخ، ومنها يتضح أن أكبر قوة قص تحدث في الطرف القريب من الكابولي ويمكن حساب قيمتها كالتالى :

$$Q_u = 170 (2.4/3.4) = 120 \text{ KN}$$

ولإستيفاء شرط الكود لتوقف أسياخ فى منطقة الشد ، يلزم توفير كانات لتقاوم جهد كلى للقص  $q_{su}$  يمكن حسابه كالتالى :

$$q_{su} = \left( \frac{Q_u}{bd} - q_{cu}/2 \right) + \frac{0.4}{\gamma_s} \quad ( \text{N/mm}^2 )$$

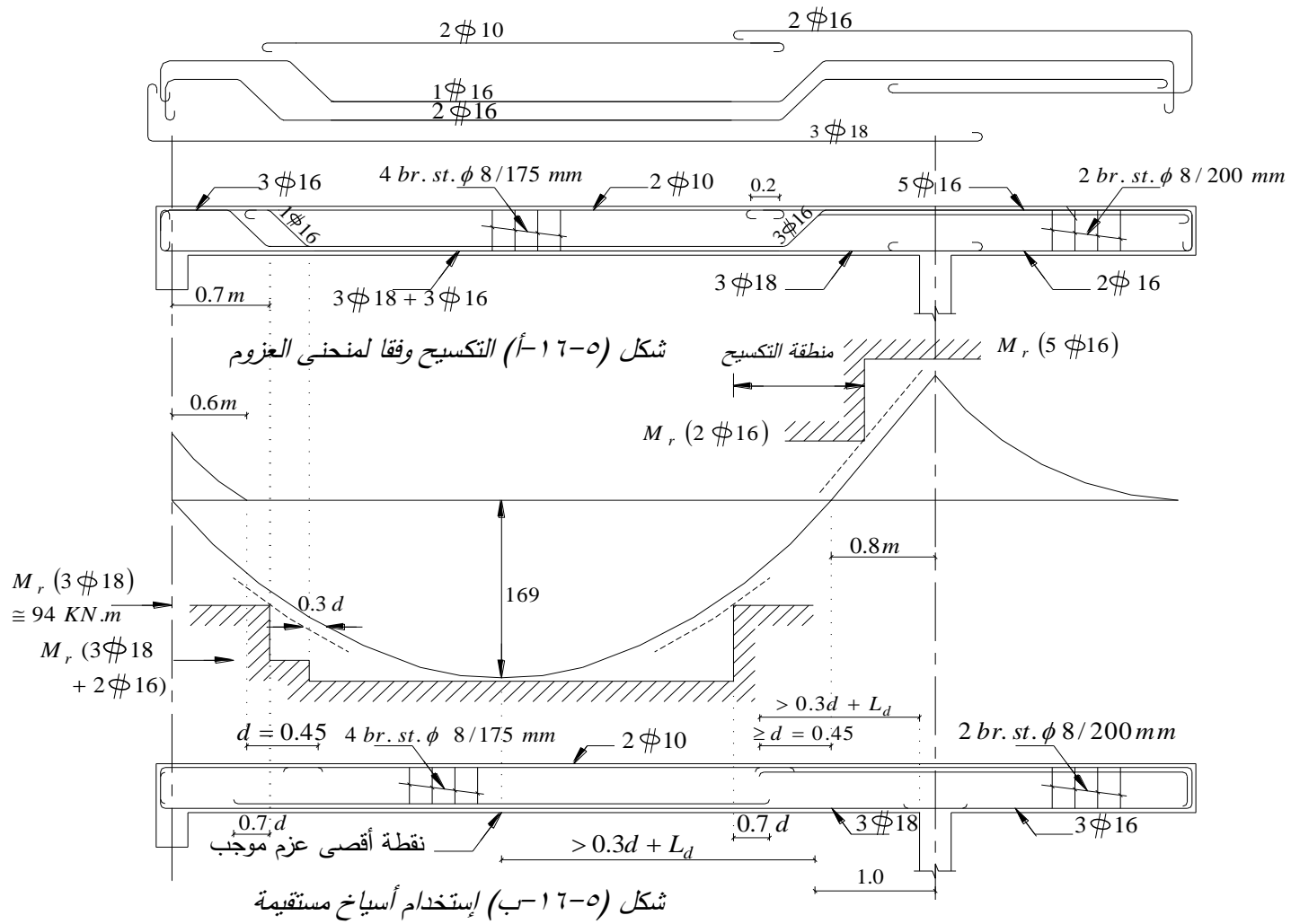
$$= \frac{120 \times 10^3}{200 \times 450} - \frac{0.98}{2} + \frac{0.4}{1.15} = 1.19 \text{ N/mm}^2$$

وحيث أن الكانات المستخدمة فى بحر الكمر (٤ br. st.  $\phi 8/175 \text{ mm}$ ) تقاوم جهدا مقداره  $1.2 \text{ N/mm}^2$  ، بالتالى ليس هناك حاجة لزيادة الكانات. فقط يلزم التأكد من أن المسافة القصوى بين الكانات لا تزيد عن  $\frac{d}{8\beta}$

$$\beta = \frac{A_s (3 \# 16)}{A_s (3 \# 18 + 3 \# 16)} = 0.44$$

$$\frac{d}{8\beta} = \frac{450}{8 \times 0.44} = 128 < 175 \text{ mm} \quad \underline{\text{not ok}}$$

فى هذه الحالة يلزم تقليل المسافة بين الكانات لتصبح  $125 \text{ mm}$  وذلك لمسافة



$0.75 d \cong 350 \text{ mm}$  بدءا من نقطة توقف السيخ وذلك فى إتجاه السيخ المتوقف. ويلاحظ أنه لم يتم توضيح أماكن تكثيف الكانات عند نقاط توقف الأسياخ ، وأقتصر على نماذج للكانات السائدة فى بحر الكمرة وذلك لصغر مقياس الرسم.

عاشرا : تسليح القص لبحر الكمرة ( باستخدام أسياخ مكسحة )

$$\text{Using } 2 \text{ br. st. } \phi 8/200 \text{ mm} \rightarrow q_{st} = 0.53 \text{ N/mm}^2$$

من القيم الموضحة بشكل (٥-١٥-ج) يتضح أن أقصى مسافة تحتاج أسياخ مكسحة هى  $1.48 \text{ m}$  عند الطرف المستمر ، و  $0.64 \text{ m}$  عند الطرف البسيط الإرتكاز .

$$\text{since } (q_u = 1.69) > 1.5 q_{cu}$$

$$\text{accordingly } S_{\max} (\text{of bent-up bars}) = d = 450 \text{ mm}$$

وحيث أن أول تكسيحة تبدأ على مسافة  $d/2$  من وجه الركيزة ، فإن :

- الطول الذى توزع عليه التكسيحات يصبح كالآتى :

$$\text{near continuous end} = 1.48 - 0.45/2 = 1.25 \text{ m}$$

$$\text{near simple end} = 0.64 - 0.45/2 = 0.42 \text{ m}$$

- الحد الأدنى لعدد التكسيحات يمكن حسابه كالآتى :

$$\text{near continuous end} = \frac{1.25}{0.45} = 3 \text{ bents}$$

$$\text{near simple end} = \frac{0.42}{0.45} = 1 \text{ bent}$$

- جهد القص الأقصى الذى تقاومه الأسياخ المكسحة  $q_{bu}$

$$q_{bu} = q_{su} - q_{st} = 1.2 - 0.53 = 0.67 \text{ N/mm}^2$$

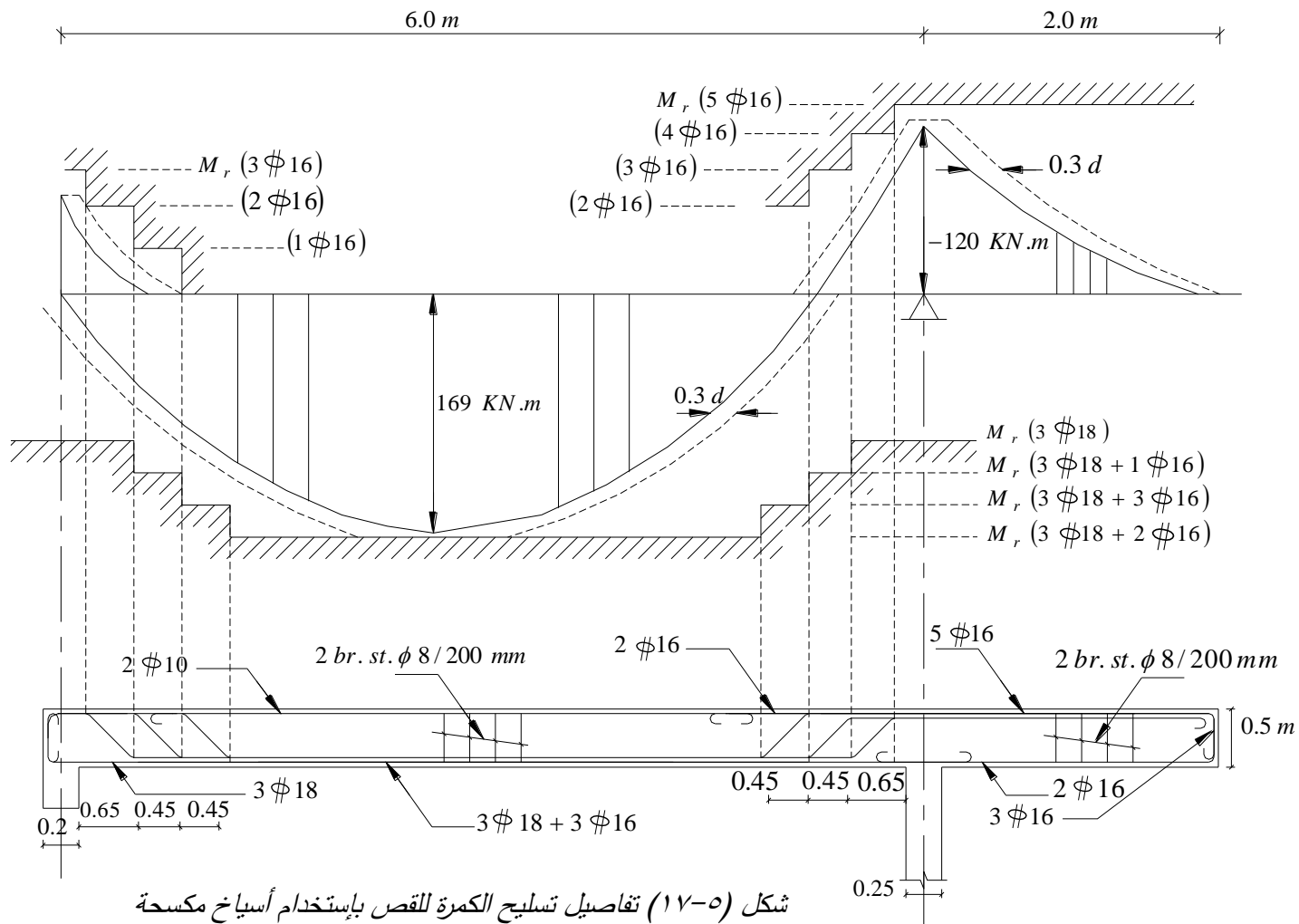
Try  $1 \phi 16/450 \text{ mm}$  results

$$q_b = \frac{201 \times 360/1.15}{450 \times 200} \times \sqrt{2} = 0.99 \text{ N/mm}^2 > 0.67 \text{ N/mm}^2 \quad \underline{ok}$$

$$\text{use bent up bars } 1 \phi 16/450 \text{ mm}$$

تفاصيل التسليح :

ويوضح شكل (٥-١٧) تفاصيل تكسيح التسليح الطولى. ولتوضيح هذه التفاصيل لم يتم أظهار كامل الكانات فى الشكل. بما أن ثلث حديد التسليح الموجب يجب أن يمتد الى الركيزة ، فإن سيخين على الأقل 18 يجب أن يمتدا ليصلا إلى الركيزة. فى هذا



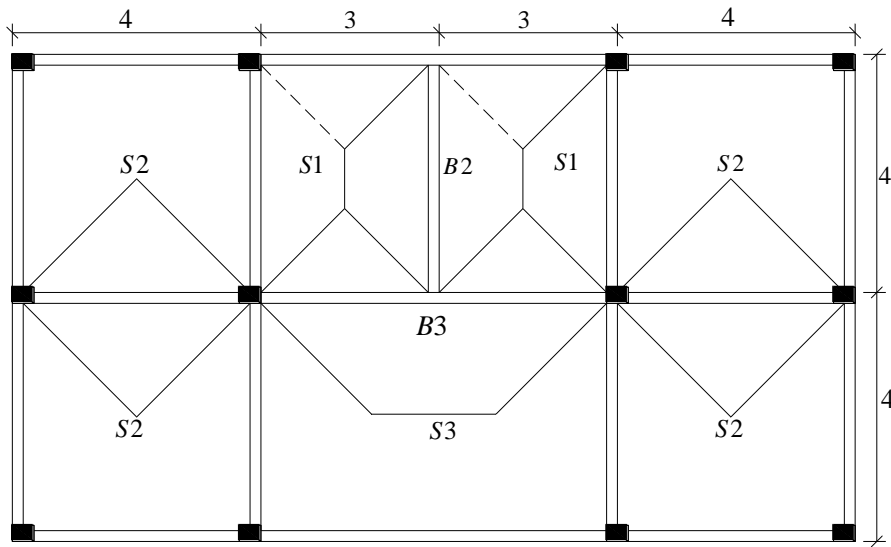
شكل (١٧-٥) تفاصيل تسليح الكمرات للقوس باستخدام أسياخ مكسحة

المثال حيث يكفى تكسيح  $16 \text{ \# } 3$  لتغطية منطقة القص ، فإن باقى الأسياخ  $18 \text{ \# } 3$  إمتدوا حتى الركيزة. ويجدر الإشارة أنه عند الطرف بسيط الإرتكاز ، رغم أن تكسيحه واحدة تكفى لمقاومة القص ، إلا أنها لا تغطى عزم الإتصال مع الركيزة حتى نقطة إنعدام العزوم والذى يمتد بطول  $0.1 L$  ، لذلك تم عمل تكسيحتين قبلها حتى تغطى قيمة العزم السالب و كامل إمتداده.

### ٣-٩-٥ مثال (٢-٥)

مطلوب تصميم الكمرة  $B_2$  فى شكل (١٨-٥) بطريقة حالات الحدود بحيث يقتصر تسليح القص على الكانات فقط علما بالآتى :

- أسطح الشد بالسقف ضمن منشآت القسم الأول
- سمك جميع البلاطات  $100 \text{ مم}$
- وزن مواد الأرضيات  $1.5 \text{ KN/m}^2$
- الحمل الحى على البلاطات  $2 \text{ KN/m}^2$
- جميع الحوائط الداخلية من الطوب الأسمنتى المفرغ (وزن المتر المربع شامل البياض  $2.5 \text{ KN/m}^2$ )
- سمك الحائط أسفل الكمرة  $B_2 = 150 \text{ مم}$  ، إرتفاع الدور  $3 \text{ متر}$



شكل (١٨-٥) مسقط أفقى لسقف



## أولا حساب الأحمال Loads on beam B2

١- الأحمال المنتظمة التوزيع ( وزن الكمره والحائط )

لغرض تقييم وزن الكمره فقط ، يتم إفتراض عمق يميل إلى الزيادة ولا يستخدم فى غير هذا الغرض وذلك كالآتى :

$$t \cong \frac{\text{span}}{10} = \frac{4000}{10} = 400 \text{ mm}$$

$$\text{own wt.} = 0.4 \times 0.15 \times 25 = 1.5 \text{ KN / m'}$$

$$\begin{aligned} \text{wall load} &= (H - t) \times 2.5 \\ &= (3 - 0.4) \times 2.5 = 6.5 \text{ KN / m'} \end{aligned}$$

$$\text{own wt + wall load} = 8 \text{ KN / m'}$$

$$w'_u = 1.4 \times 8 = 11.2 \text{ KN / m'}$$

## ٢- أحمال البلاطات Slab Loads

$$\text{Own wt} = 0.1 \times 25 = 2.5 \text{ KN / m}^2$$

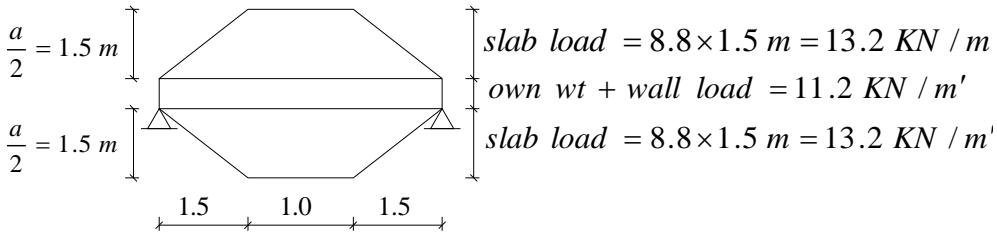
$$\text{flooring} = 1.5 \text{ Kn / m}^2$$

$$\text{slab dead load (g)} = 4 \text{ KN / m}^2$$

$$\text{slab live load (p)} = 2 \text{ KN / m}^2$$

$$w_u = 1.4g + 1.6p = 1.4 \times 4 + 1.6 \times 2 = 8.8 \text{ KN / m'}$$

ويوضح شكل (٥-١٩) الأحمال الفعلية القصوى المؤثرة على الكمره B2



شكل (٥-١٩) الأحمال الفعلية المؤثرة على الكمره B2

ثانيا : حساب قوى القص وعزوم الإنحناء

يمكن حساب معاملات الأحمال المكافئة فى القص والعزوم  $C_b$  &  $C_s$  كالتالى :

For slab  $S_1$

$$\lambda = \frac{b}{a} = \frac{4}{3} = 1.33$$

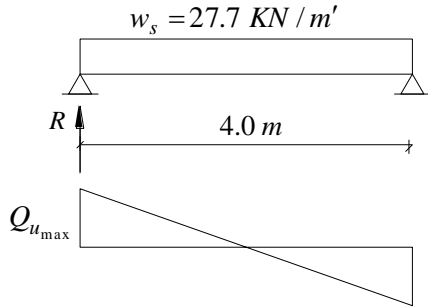
$$C_s = 1 - \frac{1}{2\lambda} = 1 - \frac{1}{2 \times 1.33} = 0.624$$

$$C_b = 1 - \frac{1}{3\lambda^2} = 1 - \frac{1}{3(1.33)^2} = 0.81$$

بالتالى، يمكن حساب أحمال القص وأحمال العزوم المكافئة والقوى الناتجة عنها كما يلى :

#### Shear force Calculations

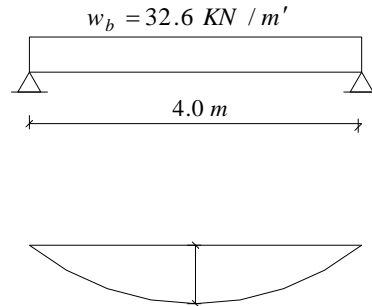
$$w_s = 11.2 + 0.624 (13.2 + 13.2) \\ = 27.7 \text{ KN/m'}$$



$$R = Q_{u \max} = w_s \cdot L/2 = 27.7 \times (4/2) \\ = 55.4 \text{ KN}$$

#### Bending Moment Calculation

$$w_b = 11.2 + 0.81 (13.2 + 13.2) \\ = 32.6 \text{ KN/m'}$$



$$M_{u \max} = w_b \cdot L^2/8 = 32.6 \frac{(4)^2}{8} \\ = 65.2 \text{ KN.m}$$

### ثالثا : متطلبات الترخيم

الكمره B2 كمره بسيطه الارتكاز تتواجد البلاطة فى منطقه الضغط من قطاعها. وبالتالي تعمل ككمرة  $T \text{ sec}$  ويكون العمق الأدنى للكمرة اللازم لإستيفاء شرط الترخيم كما يلى :

$$t_{\text{deflect.}} (T \text{ sec.}) = \frac{4000}{16 \times 0.8} = 313 \text{ mm} \rightarrow 350 \text{ mm}$$

### رابعا : تصميم الكمره لمقاومة الغزوم

حيث أن السقف يقع ضمن منشآت القسم الأول ، فيتم التصميم بإعتبار  $\beta_{cr} = 1$  ، وهذا الفرض صحيح لأقطار حتى ١٨ ملليمتر. أيضا يراعى أن عرض الكمره لا يقل عن عرض الحائط الموجود أسفلها. وبناء عليه سيتم إعتبار عرض الكمره  $b = 150 \text{ mm}$  . أيضا قطاع الكمره يعمل بسلوك  $T \text{ sec.}$  ، عرض شفتها يمكن حسابه كالتالى :

$$\left. \begin{aligned} B &\leq C.L. - C.L. = 300 \text{ mm} \\ &\leq b + 16 t_s = 150 + 1600 = 1750 \text{ mm} \\ &\leq b + \frac{L_2}{5} = 150 + \frac{4000}{5} = 950 \text{ mm} \end{aligned} \right\} B = 950 \text{ mm}$$

بفرض أن محور الخمول يقع داخل شفة القطاع ، بالتالى تصمم الكمره كقطاع مستطيل عرضه  $B = 950 \text{ mm}$  ، وبالتالى :

$$d_{\min} = 0.556 \sqrt{\frac{65.2 \times 10^6}{950}} = 146 \text{ mm} \rightarrow t_m = 200 \text{ mm}$$

use the larger of  $t_{\text{eflection}}$  &  $t_{\text{moment}}$

$$\boxed{\text{use } t = 350 \text{ mm}}$$

$$\text{accordingly, } d = 350 - 40 = 310 \text{ mm}$$

check of compression zone depth

$$C \cong M_u / (d - t_s/2) = \frac{65.2}{0.31 - (0.1/2)} = 250.8 \text{ KN}$$

$$a = \frac{C}{(0.67 f_{cu} / \gamma_c) B} = \frac{250.8 \times 10^3}{0.67 (25/1.5) 950} = 24 \text{ mm} < t_s \quad ok$$

$$A_s = \frac{M_u}{\left(d - \frac{t_s}{2}\right) f_y / \gamma_s} = \frac{65.2 \times 10^6}{(310 - 100/2) \times 360/1.15} = 801 \text{ mm}^2$$

$$\text{select } A_s = 4 \text{ } \phi 16$$

$$A'_s = 0.1 A_s = 2 \text{ } \phi 10$$

حيث أن أقطار التسليح اللازمة أقل من ١٨ ملليمتر فيكون الفرض  $\beta_{cr} = 1$  صحيحا.

### خامسا تصميم الكمره لمقاومة قوى القص Design for shear

$$Q_U \cong 55.4 \text{ KN}$$

$$q_u = \frac{55.4 \times 1000}{150 \times 310} = 1.19 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Accordingly } \frac{q_{cu}}{2} < q_u < q_{u \max} \quad (\text{use shear reinf.})$$

$$q_{su} = q_u - \frac{q_{cu}}{2} = 1.19 - 0.98/2 = 0.7 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Using stirrups only (Try 2 br. st. } \phi 8 \text{ of } A_{st} = 101 \text{ mm}^2)$$

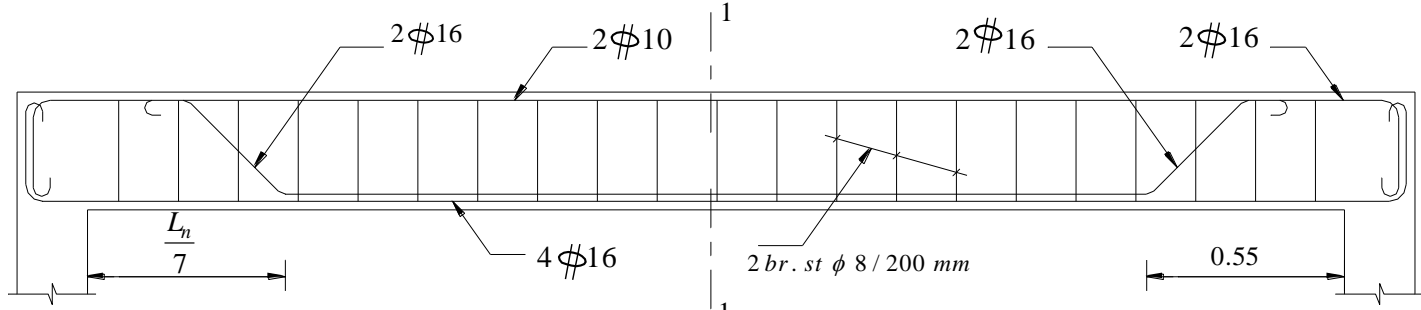
$$q_{st} = \frac{A_{st} \times f_y / \gamma_s}{b \times s}$$

$$0.7 = \frac{101 \times 240/1.15}{150 \times S} \quad \text{result } S = 200.7 \text{ mm}$$

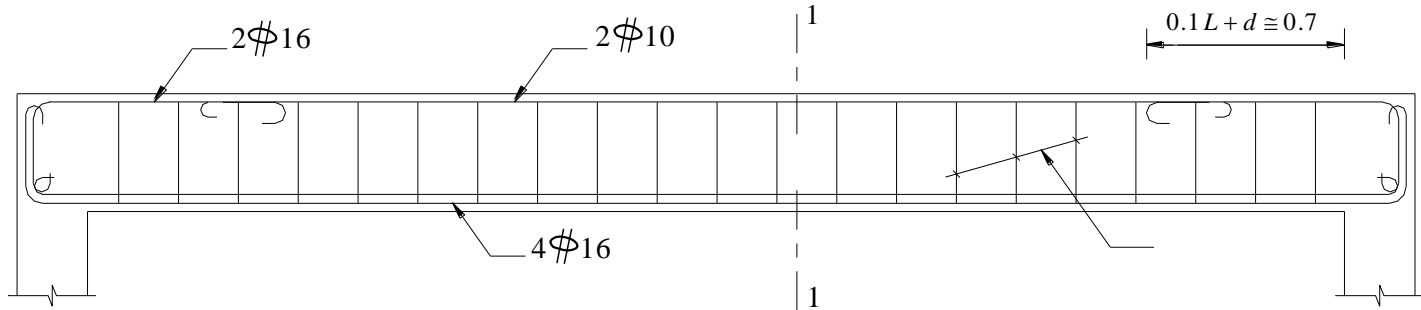
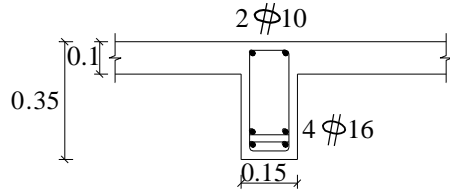
$$\text{use 2 br. st. } \phi 8 / 200 \text{ mm}$$

### سادسا : تفاصيل التسليح

يوضح شكل (٥-٢٠-أ) تفاصيل تسليح الكمره B2 بإستخدام أسياخ مكسحة . ويلاحظ أن تكسيح الأسياخ تم طبقا لإحتياجات العزوم كما فى البلاطات ذات الإتجاه الواحد (عند  $L_n/7$ ). وحيث أن الأسياخ المكسحة ليست فى منطقة أقصى قص ، فإن  $q_{su}$  تمت مقاومته بإستخدام الكانات فقط. أيضا يوضح شكل (٥-٢٠-ب) نموذج لتسليح الكمره دون إستخدام تكسيح.



شكل (٥-٢٠-أ) نموذج تسليح الكمره B2 باستخدام أسياخ مكسحه



شكل (٥-٢٠-ب) نموذج تسليح الكمره B2 باستخدام أسياخ مستقيمة

### ٥-٩-٤ مثال (٥-٣)

مطلوب تصميم الكمرة B3 بالسقف المبين بشكل (٥-١٨) والمعطى بياناته فى المثال (٥-٢) وذلك بطريقة حالات الحدود، علما بأن عرض الكمرة B3 هو 200mm . فى هذا المثال لن يتم التأكد من إستيفاء حد الترخيم ، مراعاة للإختصار (حيث لا يصلح إستخدام نسب  $L/t$  نظرا لوجود حمل مركز). أيضا سيتم مقاومة القص بأكمله بإستخدام الكانات.

من المثال السابق حصلنا على النتائج التالية

\* الأحمال الحية للكمرة B2 تعتبر خفيفة حيث نسبتها إلى الأحمال الميتة تقل عن الربع ، ويمكن أن يتحقق المهندس من ذلك بنفسه بحساب كل من الأحمال الحية والميتة على حدة. وبناء على ذلك فإنه فى هذا المثال ، حيث كثافة الأحمال متماثلة مع المثال السابق ( $L \leq D/4$ ) ، لكونهما فى نفس السقف فيمكن الإستغناء عن عمل حالات تحميل والإكتفاء بتحميل جميع بحور الكمرة مرة واحدة بالأحمال الكلية القصوى وإستيفاء شرطى إعادة توزيع العزوم كما ذكر فى فصل (٥-٨).

\* رد الفعل الأقصى للكمرة B2 على الكمرة B3 هو

$$R = Q_{u_{max}} = 55.4 \text{ KN}$$

\* الحمل الأقصى على المتر المربع من البلاطة

$$w_u = 8.8 \text{ KN/m}^2$$

### أولا : حساب الأحمال

- لغرض تقدير وزن الكمرة فقط ، يفرض إرتفاع القطاع

$$t = \frac{6000}{10} = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Own wt.} = 0.6 \times 0.2 \times 25 = 3 \text{ KN/m'}$$

$$\text{wall load} = (3 - 0.6) 2.5 = 6 \text{ KN/m'}$$

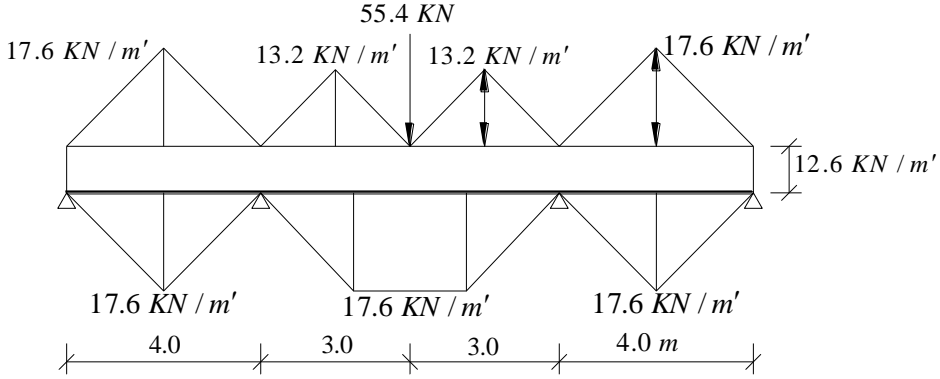
$$\text{Own wt. + wall load} = 9 \text{ KN/m'}$$

بإعتبار معامل الأحمال الميتة 1.4 ، ومعامل الأحمال الحية 1.6 . فإن كثافة الأحمال

القصوى المنتظمة التوزيع على الكمرة ( وزن الكمرة والحوائط ) تصبح

$$w'_u (\text{uniform load}) = 1.4 \times 9 = 12.6 \text{ KN/m'}$$

يوضح شكل (٢١-٥) الأحمال القصوى الفعلية المؤثرة على الكمرية B3



شكل (٢١-٥) الأحمال القصوى على الكمرية B3

ثانيا : حساب الأحمال المكافئة للعزوم والقص

أ- للبحر الخارجى

للأحمال المتثلثة

$$C_s = 0.5 \quad , \quad C_b = \frac{2}{3}$$

وبالتالى للبحر الخارجى تكون الأحمال

$$w_{bl} = 12.6 + \frac{2}{3} (2 \times 17.6) = 36.1 \text{ kN/m'}$$

$$w_{sl} = 12.6 + \frac{1}{2} (2 \times 17.6) = 30.2 \text{ kN/m'}$$

ب- للبحر الداخلى

للحمل على شكل شبه منحرف ( من البلاطة S3 )

$$\lambda = 6/4 = 1.5$$

$$C_s = 1 - \frac{1}{2\lambda} = 2/3$$

$$C_b = 1 - \frac{1}{3\lambda^2} = 0.852$$

وللبحر الداخلى ، حيث الحملين المثليين قاعدة كل منهم لا تساوى بحر الكمرة فيستخدم معامل القص  $C_s$  فى حساب عزوم الإنحناء لهم. وبالتالي

$$w_{b2} = 12.6 + 0.5 (13.2) + 0.852 (17.6) = 34.2 \text{ KN/m'}$$

$$w_{s2} = 12.6 + 0.5 (13.2) + \frac{2}{3} (17.6) = 30.9 \text{ KN/m'}$$

### ثالثا : حساب عزوم الإنحناء للكمرة B3

أ- حساب عزم الإتصال  $M_1$  بإستخدام معادلة العزوم الثلاثة

يوضح شكل (٥-٢٢-أ) أحمال العزوم المكافئة ، وكذلك الأحمال المرنة على بحور الكمرة elastic loads التى يمكن منها حساب رد الفعل للأحمال المرنة  $R_{o1}$  كالاتى :

$$R_{o1} = \frac{1}{3} \times 72.2 \times 4 + \frac{1}{3} \times 15.3.9 \times 6 + \frac{1}{4} \times 83.1 \times 6 = 528.7 \text{ KN.m}$$

وبتطبيق معادلة العزوم الثلاثة مع ملاحظة تماثل الكمرة نحصل على عزم الإتصال  $M_1$

$$2M_1 (4 + 6) + 6M_1 = -6 R_{o1} = -6 (528.7)$$

$$M_1 = \frac{-6 (528.7)}{26} = -122 \text{ KN.m}$$

ويوضح شكل (٥-٢٢-ب) شكل عزوم الإنحناء للكمرة B3

### ب - حساب نقاط إنعدام العزوم Points of zero moment

يوضح شكل (٥-٢٢-ج) القوى المؤثرة على كل بحر على حده ، ومنها يمكن تحديد موضع نقاط انعدام العزوم فى البحر الخارجى والداخلى على التوالى ، وفيما يلى كيفية حسابها

\* البحر الخارجى : ( حيث نقطة إنعدام العزوم على مسافة  $x_1$  )

$$R_{b1} = 36.1 \times \frac{4}{2} - \frac{122}{4} = 41.7 \text{ KN}$$

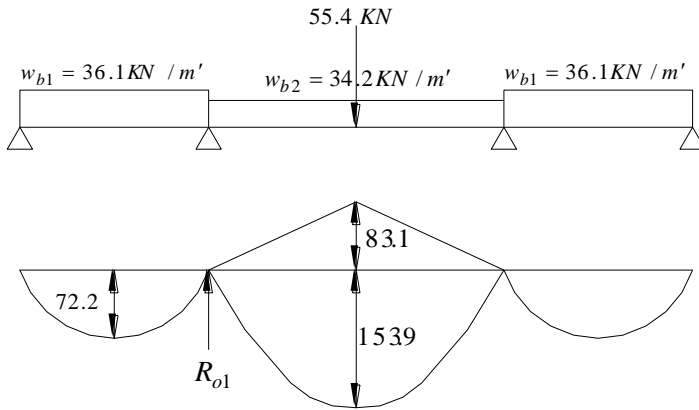
بحساب عزوم القوى على يسار نقطة  $x_1$  حول نقطة  $x_1$  نحصل على المعادلة

$$R_{b1} x_1 - \frac{36.1 x_1^2}{2} = 0$$

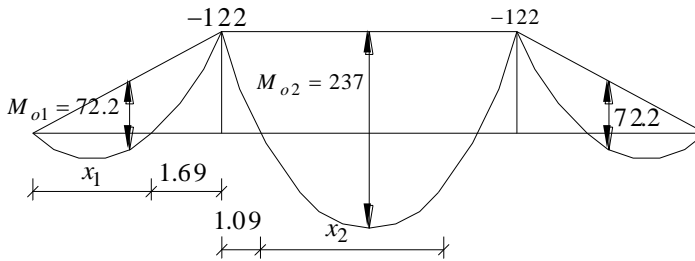
$$41.7 x_1 = \frac{36.1 x_1^2}{2}$$

$$results x_1 = 2.31 \text{ m}$$

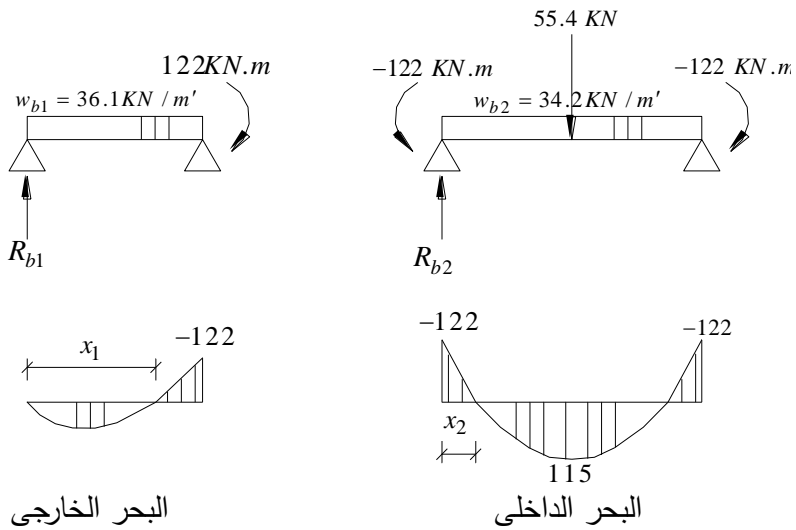




شكل (٥-٢٢-أ) الأحمال المكافئة للعزوم والأحمال المرنة على البحور



شكل (٥-٢٢-ب) عزوم الانحناء



شكل (٥-٢٢-ج) حساب نقاط إنعدام العزوم

- البحر الداخلى: ( حيث نقطة إنعدام العزوم على مسافة  $x_2$  )

$$R_{b2} = 34.2 \times \frac{6}{2} + \frac{55.4}{2} = 130.3 \text{ KN}$$

بحساب عزوم القوى على يسار نقطة  $x_2$  حول نقطة  $x_2$  نحصل على المعادلة

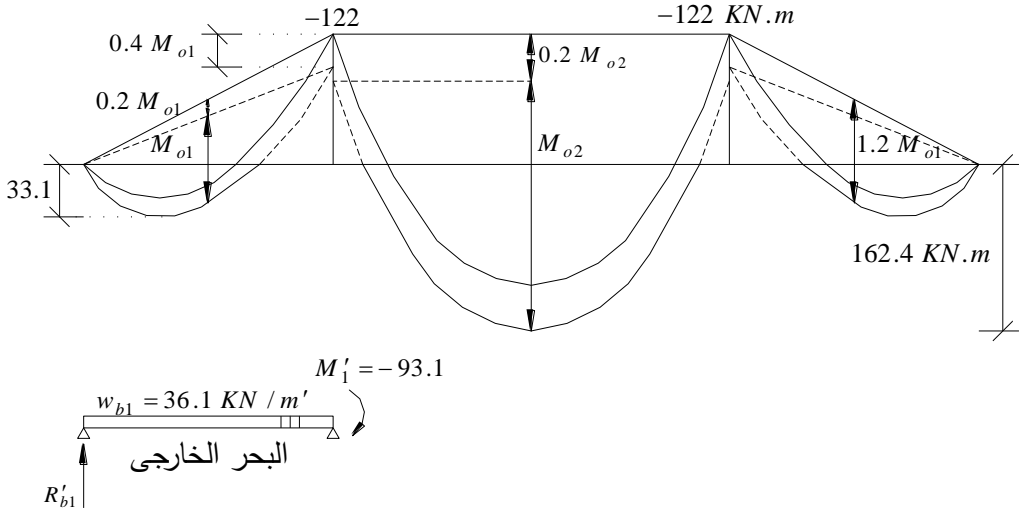
$$-122 + R_{b2} x_2 - \frac{34.2 x_2^2}{2} = 0$$

$$x_2^2 - 7.62 x_2 + 7.13 = 0$$

$$x_2 = 1.09 \text{ m}$$

#### ج- حساب العزوم الموجبة القصوى

هذا المثال معرض لأحمال حية خفيفة ، وبالتالي يمكن حساب العزوم له بالطريقة المذكورة فى بند (١-٨-٥). ويوضح شكل (٥-٢٣) العزوم القصوى الناتجة من إستخدام هذه الطريقة. ويمكن حساب أقصى عزم موجب فى البحرين الخارجى والداخلى كما يلى:



شكل (٥-٢٣) عزوم الإنحناء القصوى الموجبة والسالبة

\* أقصى عزم موجب فى البحر الخارجى

يوضح شكل (٥-٢٣) العزم السالب الطرفى للبحر الخارجى  $M'_1$  الذى ينتج عنه إنخفاض نقطة تعليق منحنى العزوم عند منتصف البحر بمقدار  $0.2 M_{o1}$  ، ويمكن حساب قيمته كالاتى :

$$M'_1 = 122 - 0.4 M_{o1} = 122 - 0.4 (72.2) = 93.1 \text{ KN.m}$$

$$R'_{b1} = 36.1 (4/2) - \frac{93.1}{4} = 48.9 \text{ KN}$$

$$M_{1 \text{ max +ve}} = \frac{R'^2_{b1}}{2w_b} = \frac{(48.9)^2}{2(36.1)} = 33.1 \text{ KN.m}$$

\* أقصى عزم موجب للبحر الداخلى

$$\begin{aligned} M_{2 \text{ max +ve}} &= 1.2 M_{o2} - 122 \\ &= 1.2 (237) - 122 = 162.4 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

رابعا : حساب عمق الكمرة B3 بطريقة المقاومة القصوى

العزوم السالبة الناتجة من تحميل جميع بحور الكمرة بالحمل الأقصى تتأظر العزوم القصوى للكمرة الناتجة من حالات التحميل بعد إعادة توزيعها بمقدار  $\pm 10\%$  . وبالتالي تستخدم  $K_u = 0.62$  كما سبق حساب قيمتها فى (٥-٩-١)

أ- حساب عمق الكمرة فى منطقة أقصى عزم سالب

القطاع تحت تأثير العزم السالب يسلك كقطاع مستطيل ، وبالتالى

$$d_{\min} = 0.62 \sqrt{\frac{122 \times 10^6}{200}} = 484 \text{ mm}$$

$$t \cong 1.15 d_{\min} \quad 1.15 \times 484 \cong 600 \text{ mm}$$

ب- حساب عمق الكمرة فى منطقة أقصى عزم موجب ( بالبحر الداخلى )

القطاع تحت تأثير العزم الموجب يسلك كقطاع على شكل T . وبالتالى يمكن حساب عرض شفة القطاع B كما يلى :

$$\left. \begin{aligned} B &\leq b + 16t_s = 200 + 16 \times 100 = 1800 \text{ mm} \\ &\leq b + \frac{L_2}{5} = 200 + \frac{0.7 (6000)}{5} = 1040 \text{ mm} \\ &\leq E - \mathcal{L} = 4000 \text{ mm} \end{aligned} \right\} B = 1040 \text{ mm}$$

$$d_{\min} = 0.62 \sqrt{\frac{162.4 \times 10^6}{1040}} = 245 \text{ mm} \rightarrow t \cong 300 \text{ mm}$$

يتم إحتساب عمق الكمرة مساويا للقيمة الأكبر من القيمتين المحسوبتين فى أ ، ب أعلاه وبالتالي :

$$t = 600 \text{ mm} \rightarrow d = 0.9 t = 540 \text{ mm}$$

خامسا : حساب التسليح اللازم لمقاومة العزوم

$$A_{s\min} = \frac{1.1}{f_y} \times b \times d = \frac{1.1}{360} \times 200 \times 540 = 330 \text{ mm}^2 (3 \Phi 12)$$

$$A_s = \frac{M_u}{\left(d - \frac{t_s}{2}\right) f_y / \gamma_s} = \frac{M_u \times 10^6}{\left(540 - \frac{100}{2}\right) 360 / 1.15} = 6.52 M_u \quad (T \text{ sec.})$$

$$A_{s1} = 6.52 \times 33.1 = 216 \text{ mm}^2 < A_{s\min}$$

$$\text{select } A_{s1} = A_{s\min} (3 \Phi 12)$$

ب- حساب التسليح الموجب للبحر الداخلى ( T sec. )

$$A_{s2} = 6.52 M_u = 6.52 \times 162.4 = 1059 \text{ mm}^2 > A_{s\min}$$

$$\text{select } A_{s2} = (1 \Phi 18 + 4 \Phi 16)$$

من الممكن إختيار تسليح هذا البحر 22  $\Phi$  3 لكن هذا يتطلب إعادة التصميم بإستخدام  $\beta_{cr} = 0.93$  ، وهى القيمة المناظرة لقطر ٢٢ ملم بجدول (٧-٢)

ج - حساب التسليح السالب (قطاع مستطيل)

$$R = \frac{M_u}{b d^2 f_{cu} / \gamma_c} = \frac{122 \times 10^6}{200 (540)^2 \times 25 / 1.5} = 0.126$$

$$\frac{a}{d} = 1 - \sqrt{1 - 3R} = 1 - \sqrt{1 - 3(0.126)} = 0.21 > 0.1 \quad \underline{ok}$$

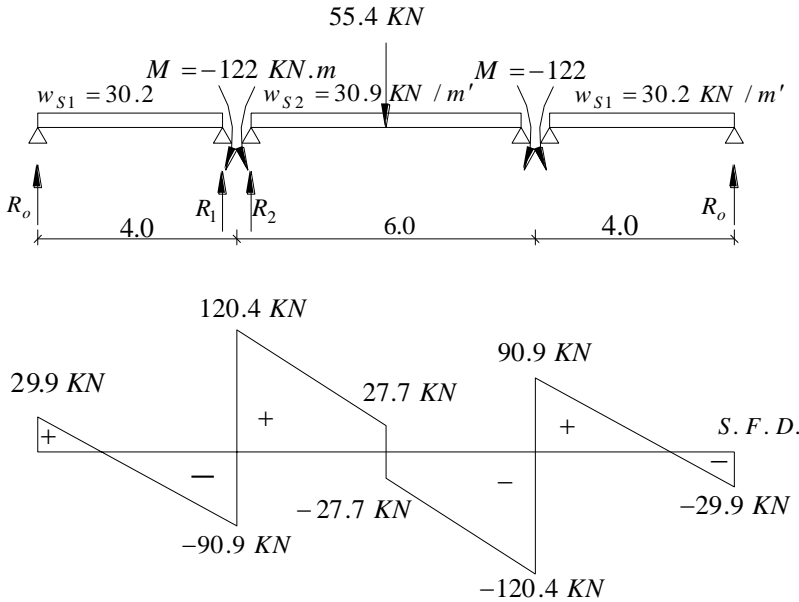
$$A_{s-ve} = \frac{M_u}{d \left( 1 - \frac{a/d}{2} \right) f_y / \gamma_s} = \frac{122 \times 10^6}{540 \left( 1 - \frac{0.21}{2} \right) 360 / 1.15}$$

$$= 807 \text{ mm}^2 > A_{s \min} \quad \underline{ok}$$

$$\text{select } A_{s-ve} = (4 \text{ } \Phi 16)$$

### سادسا : التصميم لمقاومة القص Design for shear

يوضح شكل (٥-٢٤) شكل توزيع قوى القص على الكمرة B3 . من هذا الشكل يتضح أن قوة القص القصوى على البحرين الداخلى والخارجى متفاوتة بدرجة كبيرة، وهو ما يستلزم حساب الكانات اللازمة لكل منهما.



شكل (٥-٢٤) شكل قوى القص فى الكمرة B3

أ- حساب الكانات فى البحر الخارجى  $Q_u = 90.9 \text{ KN}$

$$S_{\max} = d/2 \leq 200 \text{ mm}$$

$$= 540/2 = 270 \text{ mm} \rightarrow S_{\max} = 200 \text{ mm}$$

$$q_u = \frac{Q_u}{b d} = \frac{90.9 \times 10^3}{200 \times 540}$$

$$= 0.84 \text{ N/mm}^2 > q_{cu}/2 \text{ \& } < q_{u \max} \text{ use shear reinf.}$$

$$q_{su} = q_u - \frac{q_{cu}}{2} = 0.84 - \frac{0.98}{2} = 0.35 \text{ N/mm}^2$$

$$q_{su} = \frac{A_{st} \times f_y / \gamma_s}{b \times S}$$

$$0.35 = \frac{A_{st} \times 240 / 1.15}{200 \times S} \rightarrow S = 2.98 A_{st}$$

$$\text{Try 2br. st. } \phi 6 \text{ of } A_{st} = 57 \text{ mm}^2 \rightarrow S = 2.98 \times 57 = 170 \text{ mm}$$

use 2br. st.  $\phi 6/150 \text{ mm}$

التأكد من إستيفاء نسبة التسليح الدنيا للكانات  $check A_{st \min}$

$$\frac{A_{st \min}}{b \times S} = \frac{0.4}{f_y} = \frac{0.4}{240} = 0.00167$$

$$\frac{A_{st}}{b \times S} = \frac{57}{200 \times 150} = 0.0019 > 0.00167 \text{ ok}$$

ب- حساب الكانات فى البحر الداخلى  $Q_u = 120.4 \text{ KN}$

$$q_u = \frac{Q_u}{b d} = \frac{120.4 \times 1000}{200 \times 540} = 1.11 \text{ N/mm}^2$$

$$q_{su} = q_u - \frac{q_{cu}}{2} = 1.11 - \frac{0.98}{2} = 0.62 \text{ N/mm}^2$$

$$0.62 = \frac{A_{st} \times f_y / \gamma_s}{b \times S} = \frac{A_{st} \times 240 / 1.15}{200 \times S} \text{ results}$$

$$S = 1.68 A_{st}$$

$$\text{Try 2 branch stirrup } \phi 8 \text{ of } A_{st} = 101 \text{ mm}^2$$

$$\text{results } S = 1.68 \times 101 = 170 \text{ mm}$$

Use 2 branch stirrup  $\phi 8/150 \text{ mm}$

هذا التسليح أكبر من تسليح القص للبحر الخارجى ، وبالتالى فهو يستوفى الحد الأدنى للكانات الذى يتطلبه الكود.

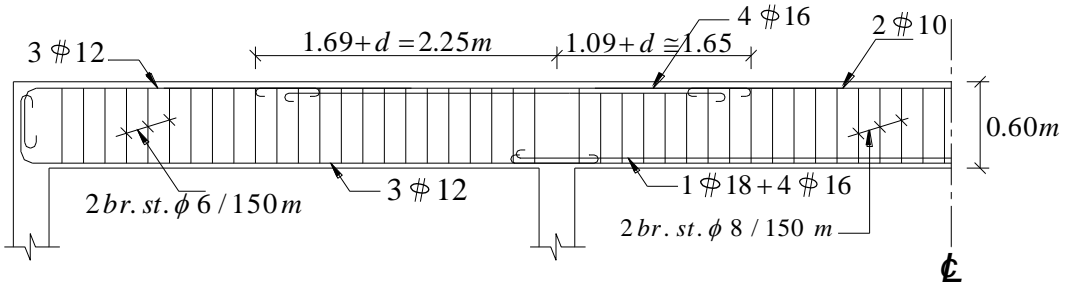
#### سابعاً : تفاصيل التسليح

يوضح شكل (٢٥-٥) تفاصيل التسليح للكمرة B3 ، ويلاحظ فيه مايلى :

١- أن التسليح أعلى الركيزة الداخلية إمتد فى كل بحر بعد نقطة إنعدام العزوم بمقدار  $L_a = d$

٢- أن  $A'_s$  فى البحر الخارجى تم توحيدها مع التسليح السالب فوق الركيزة بحيث تساوى

$$A_{s_{min}}$$



شكل (٢٥-٥) تفاصيل تسليح الكمرة B3

## الباب السادس

### تصميم السلالم

## Design of Stairs

### ٦-١ مقدمة

السلالم هي منشآت بسيطة مكونة من بلاطات مائلة وأفقية ترتكز على كمرات من الخرسانة المسلحة. وبالتالي فالعناصر المختلفة للسلالم سبق تفصيلها في الأبواب السابقة ، أما هذا الباب فيوضح نظم إرتكازها وتفاصيل تسليحها. ومن الضروري عند تصميم السلالم الإلمام بالأوليات الخاصة بها والتي نوجزها فيما يلي :

١- إمتداد الدرجة يجب أن يتسع لقدم شخص لذلك فهو عادة يتراوح بين ٢٥٠ ، ٣٠٠ ملليمتر .

٢- إرتفاع الدرجة يتراوح عادة بين ١٥٠ ، ١٨٠ ملليمتر ، ويحدد بدقة كناتج قسمة إرتفاع الدور على عدد الدرجات في الدور .

٣- إتساع السلم كطريق للصعود والهبوط يجب ألا يقل عن ١,٠٠ متر لسلالم الهروب ، ويزيد عن ذلك في السلالم الرئيسية بالمباني السكنية طبقا لعدد الشقق بالدور ، ويزاد إتساعه أكثر لمباني المدارس والمنشآت العامة.

٤- إرتكاز السلم يتطلب في أغلب الأحوال توفير عمود عند كل ركن من أركان السلم ، أو اقرب ما يمكن له. هذه الأعمدة تعمل كركائز للكمرات الحاملة لبلاطات السلم. وحيث أن بعض هذه الكمرات تكون في منسوب متوسط بين أسقف الأدوار (منسوب منتصف الدور)، وبالتالي فلا يمكن أن ترتكز على كمرات الأسقف ، ويكون من الضروري وضع أعمدة في الأركان لتكون ركائز لها.

والأشكال المعمارية للسلالم عديدة وتتوقف على الفراغ المخصص لها. وفي هذا الباب سنقتصر على السلالم التي تشغل فراغات مستطيلة وشبه مربعة ، وهي الأكثر شيوعا في المنشآت الخرسانية.



## ٢-٦ اعتبارات التنفيذ والرسم

لسهولة التنفيذ ، ولإنسيابية المظهر المعماري ودقة الرسم يراعى الآتى :

١- أن تتلاقى الشدات الخشبية التى تمثل الأسطح السفلية لبلاطات السلم الصاعدة والهابطة والأفقية فى نقطة واحدة كما هو مبين داخل الدائرتين السفليتين ب ١ ، ب ٢ بشكل (١-٦-أ).

٢- بتحديد هاتين النقطتين يمكن رسم السطح السفلى للبلاطات الواصلة إليها. وبمعرفة سمك كل بلاطة يمكن تحديد السطح العلوى لهذه البلاطات. وتمثل نقطة إلتقاء السطح العلوى للبلاطة الأفقية مع السطح العلوى للبلاطة الصاعدة نقطة بداية الدرجات الصاعدة، كما هو موضح داخل الدائرتين ج ١ ، ج ٢ بشكل (١-٦-أ).

٣- عرض درجة السلم يتحدد بدقة كناتج قسمة المسافة الأفقية بين النقطتين ج ١ ، ج ٢ على عدد الدرجات بينهما.

٤- إرتفاع الدرجة يتحدد بدقة كناتج قسمة فرق المنسوب بين النقطتين ج ١ ، ج ٢ على عدد الدرجات بينهما.

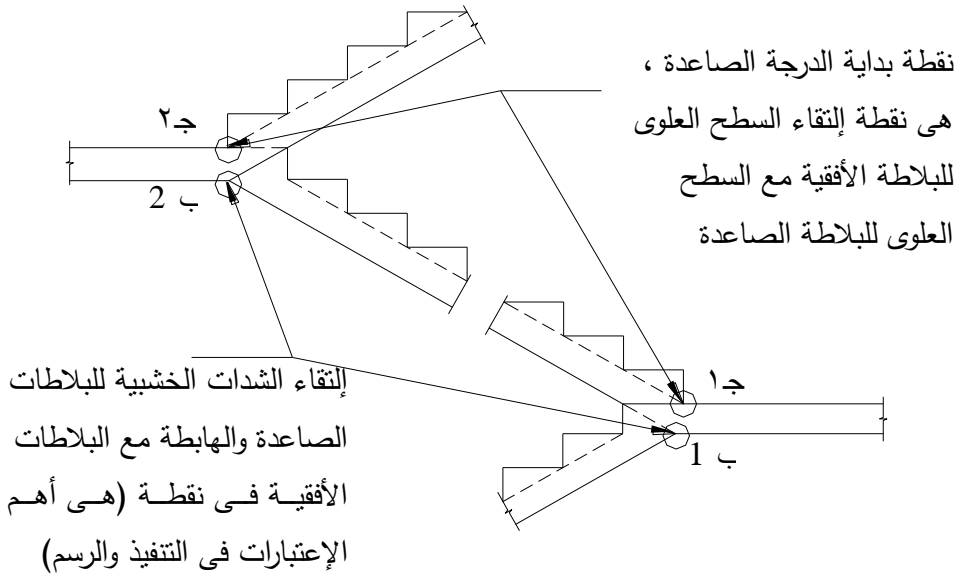
٥- أن الدرجة الصاعدة عند أى منسوب تسبق الدرجة الهابطة بمقدار درجة ، وهذا يبدو بصورة أكثر وضوحا فى المسقط الأفقى للسلم المبين بشكل (١-٦-ب).

## ٣-٦ نماذج لنظم إنشائية لسلم فى فراغ مستطيل

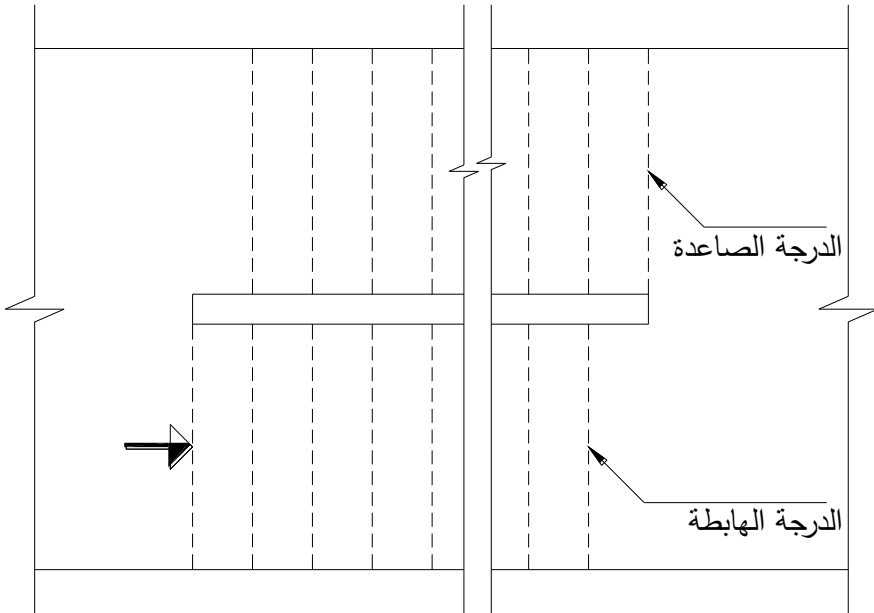
يوضح شكل (٢-٦) المسقط الأفقى وقطاع رأسى لسلم فى فراغ مستطيل. والسلم يقع فى دور متكرر يصل ما بين منسوبى (+ ٣,٠٠ متر) ، (+ ٦,٠٠ متر). وفيما يلى سنفصل بعض نماذج الأنظمة الإنشائية المستخدمة فى هذا النوع من السلالم.

### ١-٣-٦ النظام الإنشائى لسلم بلاطاته ذات بحر واحد Slab Type I

يوضح مسقطى شكل (٢-٦) النظام الإنشائى لهذا النوع من السلالم وفيما يلى أهم ملامح هذا النظام.

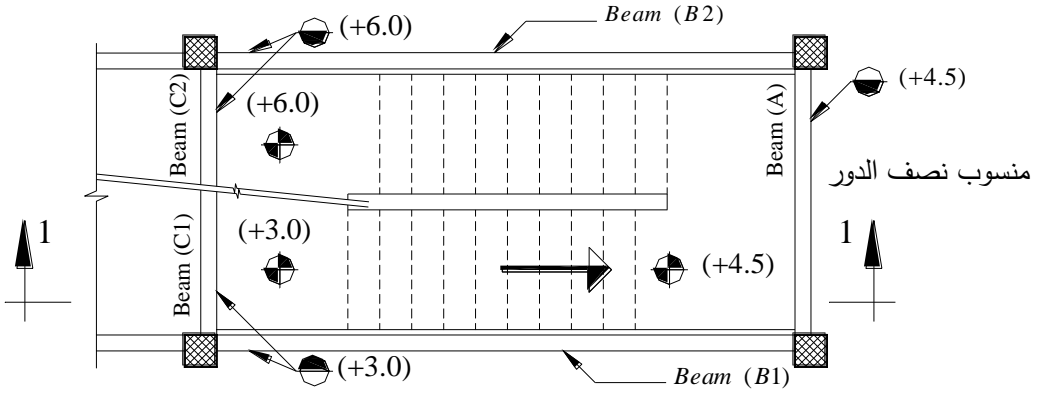


شكل (٦-١-أ) النقاط الأساسية فى رسم وتنفيذ السلالم

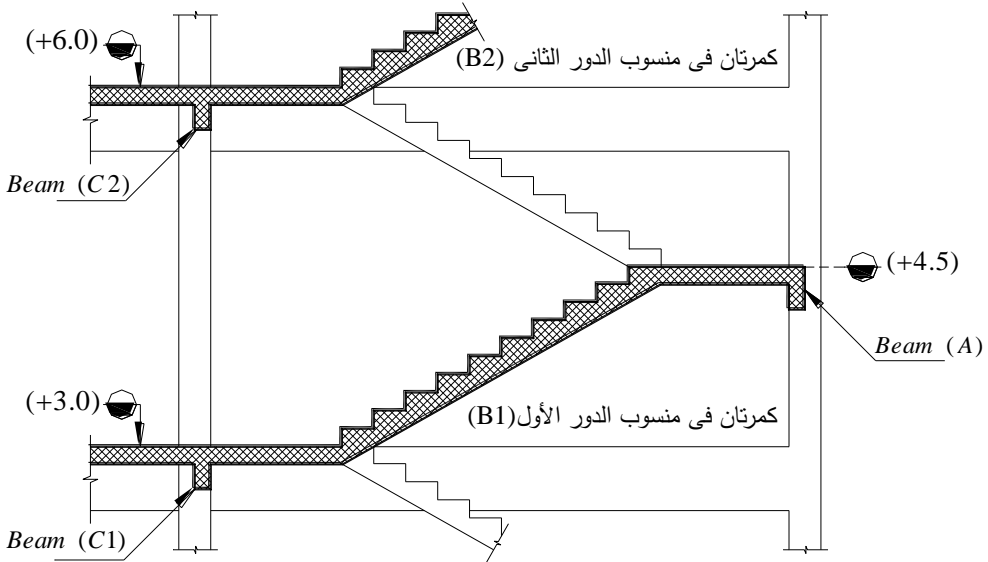


شكل (٦-١-ب) المسقط الأفقى للدرجات الصاعدة والهابطة

شكل (٦-١) إعتبارات رسم وتنفيذ السلالم



شكل (٦-٢-أ) مسقط أفقي لسلّم بلاطاته ذات بحر واحد



شكل (٦-٢-ب) قطاع رأسي (١-١) لسلّم بلاطاته ذات بحر واحد

شكل (٦-٢) النظام الإنشائي لسلّم بلاطاته ذات بحر واحد

## أ- الوصف الإنشائي للكمرات

١- الكمرة (A) الكائنة عند منسوب منتصف الدور ( + ٤,٥٠ متر ) ترتكز عليها البلاطتين الصاعدة والهابطة ، كما يتضح من القطاع المبين بشكل (٦-٢-ب). هذه الكمرة الكائنة عند منسوب منتصف الدور ، حيث لا توجد كمرات أخرى فى منسوبها ، لن تجد ما ترتكز عليه سوى أعمدة. وبالتالي فهذه الكمرة تستلزم وجود عمودين عند طرفى السلم لترتكز عليهما إرتكاز مباشرا كما يتضح من المسقط الأفقى للسلم. وهذه الكمرة عادة بسيطة الإرتكاز تحمل فوقها حائطا بالإضافة لمشاركتها فى حمل بلاطتى السلم الصاعدة والهابطة.

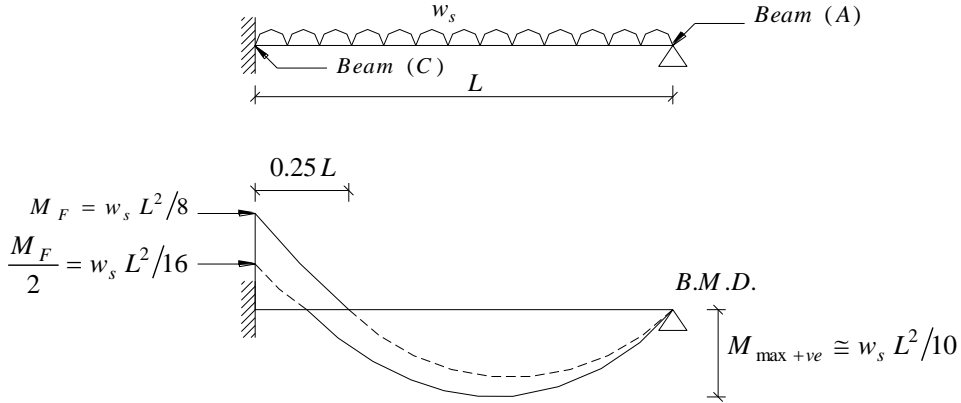
٢- الكمرتان B1 , B2 تحيطان بفراغ السلم فى منسوب كل دور. هاتان الكمرتان تفصلان بين فراغ السلم وبقية المبنى وتحملان بلاطات السقف الكائنة فى الجانب الخارجى من فراغ السلم ، بالإضافة إلى الحائط الموجود فوقها. يجدر الإشارة إلى أن B1 ترمز لكمرتين على جانبي السلم فى منسوب الدور الأول ، B2 ترمز لكمرتين مناظرتين فى منسوب الدور الثانى.

٣- الكمرة C<sub>1</sub> فى منسوب سقف الدور الأول ، الكمرة C<sub>2</sub> فى منسوب الدور الثانى ، تفصلان بين فراغ السلم وبلاطات السقف. ويرتكز على كل منهما بلاطة صاعدة وأخرى هابطة. هذه الكمرة بالإضافة إلى حمل بلاطتى السلم والحائط الموجود فوقها تشارك فى حمل بلاطات السقف الكائنة فى الجانب الخارجى من فراغ السلم.

## ب- التحليل الإنشائي لبلاطتى السلم

البلاطات الخرسانية لهذا السلم ترتكز إرتكازا بسيطا على كمرة منتصف الدور (A) Beam ، ويستمر طرفها الآخر ، أو يرتكز إرتكازا بسيطا على الكمرة (C). فى حالة البلاطات المرتكزة إرتكازا بسيطا عند طرفيها ، فحساب عزوم الإنحناء لها بدقة معلوم وميسور للمهندس. اما بالنسبة للبلاطات المستمرة فوق الركيزة (C) فيمكن حساب العزوم بصورة تقريبية وذلك بحساب عزم التثبيت لها (M<sub>F</sub>) fixing end moment ، وإعتباره مساويا للعزم السالب فوق الركيزة. أما بالنسبة للعزم الموجب فيتم حسابه بإعتبار عزم سالب عند الركيزة C يساوى M<sub>F</sub>/2 . ونظرا لأن الأحمال الموزعة على بلاطة السلم غير منتظمة ، فيمكن إستخدام حمل القص المكافئ w<sub>s</sub> فى حساب عزوم الإنحناء. هذا

التقريب ينتج عنه عزم إنحناء يقل قليلا عن  $w_s L^2/10$  ، ويمكن إعتباره مساويا لها، كما هو موضح بشكل (٣-٦). كما يتضح من نفس الشكل أن نقطة إنعدام العزوم السالبة تحدث على مسافة  $L/4$  ، وبالتالي فإن التسليح العلوى يجب أن يتجاوز هذه النقطة بمقدار  $(L_a)$   $= L/20$  ، ليصل إمتداده داخل بحر البلاطة إلى مسافة  $0.3 L$  .



شكل (٣-٦) حساب عزوم الإنحناء لبلاطة سلم (نو بحر واحد)

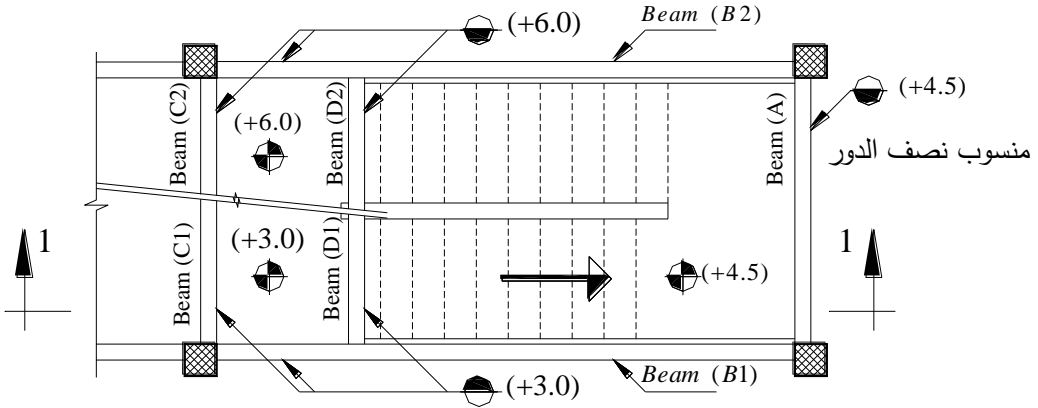
ويلاحظ في المسقط الأفقى لهذا السلم، شكل (٦-٢-أ)، وجود فاصل بين بلاطتى السلم والكمرتين  $B_1$  ,  $B_2$ . الحرص على تنفيذ هذا الفاصل يحقق عدم وجود إتصال بين بلاطتى السلم والكمرتين بحيث يتطابق أسلوب تحليلهم الإنشائى مع سلوكهم بعد التنفيذ.

### ٦-٣-٢ النظام الإنشائى لسلم بلاطاته ذات بحرين Slab Type II

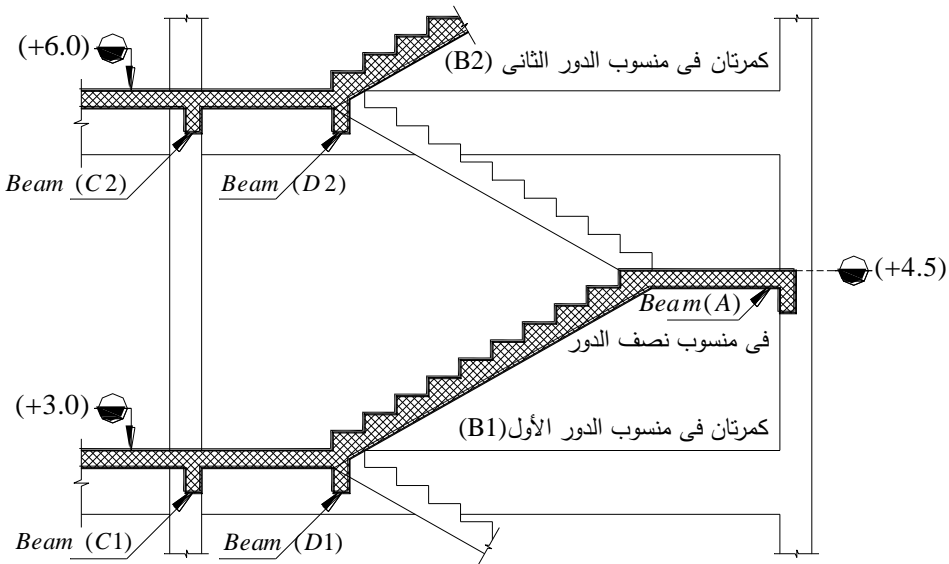
هذا السلم الموضح فى شكل (٦-٤) يتشابه فى نظامه الإنشائى مع السلم السابق شرجه فى بند (٦-٣-١) ، ويختلف عنه فقط فى وجود كمره فى منسوب الدور (Beam D) ترتكز على الكمرتين B كما هو مبين بالشكل (٦-٤).

#### أ- الوصف الإنشائى للسلم

الكمرة (D) الكائنة فى منسوب الدور تقسم بلاطة السلم الواصلة بين الكمرتين C , A إلى بحرين. وينتج عن قسمة بحر البلاطة الكبير إلى بحرين صغيرين نقص فى سمك البلاطة اللازم لإستيفاء حد الترخيم وكذلك السمك اللازم لمقاومة العزوم. وعادة توضع الكمره D



شكل (٦-٤-أ) مسقط أفقى لسلّم بلاطاته ذات بحرين



شكل (٦-٤-ب) قطاع رأسى لسلّم بلاطاته ذات بحرين

شكل (٦-٤) النظام الإنشائى لسلّم بلاطاته ذات بحرين

فى منسوب الدور عند نقطة إنتقاء البلاطتين الصاعدة بالهابطة ، كما هو مبين بشكل (٤-٦). وجود مثل هذه الكمرة يصبح هاماً عندما يزداد طول الجزء الأفقى من البلاطة الكائن عند منسوب الدور. وهذه الكمرة لا تحمل حائطا فوقها خاصة فى الأدوار المتكررة. وتجدر الإشارة إلى أنه لا يمكن وضع كمرة ماثلة للكمرة D عند إنتقاء البلاطتين الصاعدة بالهابطة فى منسوب منتصف الدور، حيث لا تتوفر لها ركائز مثل الكمرتين (B) الكائنتين عند منسوب الدور.

### ب- التحليل الإنشائى لبلاطة السلم

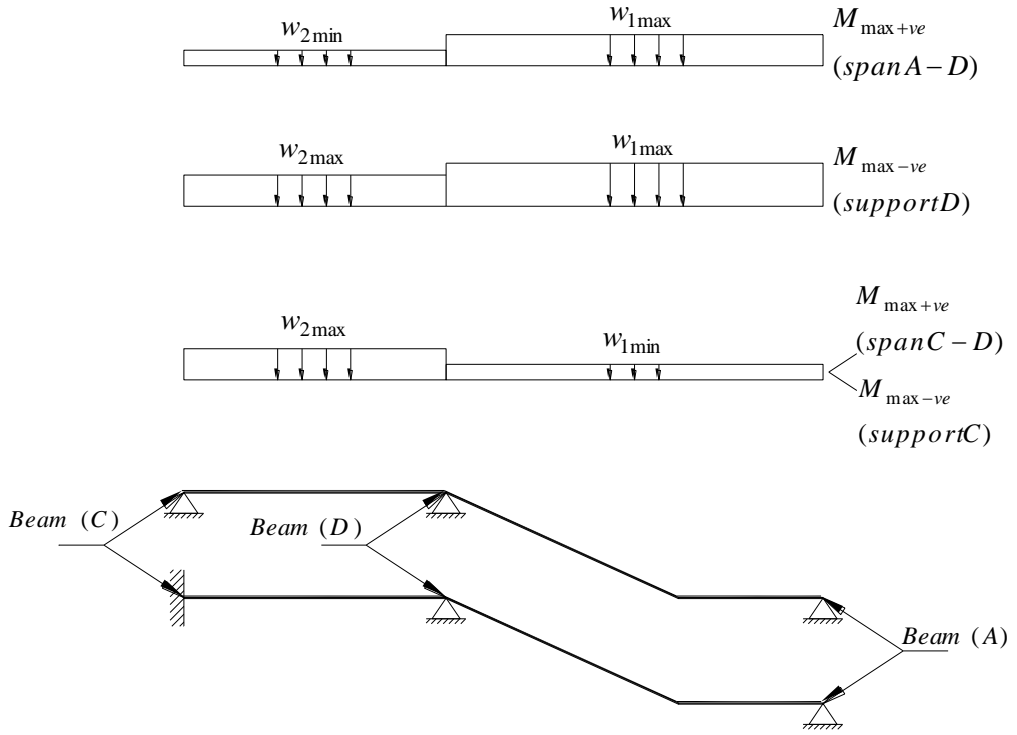
بلاطات هذا السلم ذو البحرين ترتكز إرتكازا بسيطا على كمرة منتصف الدور (Beam A)، وتستمر فوق الكمرة D، ويستمر بحرهما الأخير أو يرتكز إرتكازا بسيطا على الكمرة C. وكون البلاطة ذات بحرین يتطلب إجراء حالات تحميل لها. ويبين شكل (٦-٥-أ) حالات التحميل المسببه لأقصى عزوم إنحناء ببلاطة السلم. و كما فى السلم السابق شرحه فى (٦-٣-١)، فإنه فى حالة إستمرارية البلاطة فوق الركيزة (C) فإن العزم فوق هذه الركيزة يتم إعتباره مساويا لعزم تثبيت البلاطة فى الركيزة (C). أما العزم الموجب فى البحر C-D فيتم حسابه بإعتبار عزم سالب عند الركيزة (C) قيمته تساوى  $(M_F / 2)$  كما هو موضح بشكل (٦-٥-ب).

### ٦-٣-٣ النظام الإنشائى لسلم بلاطاته كابولية Cantilever type

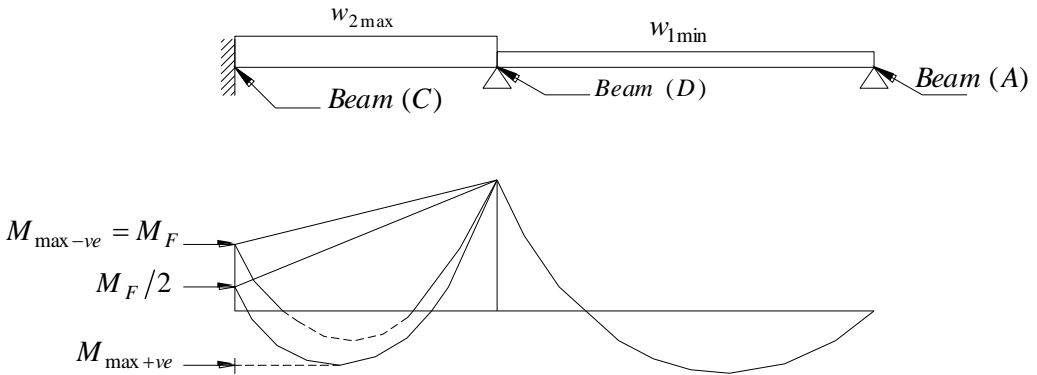
يوضح شكل (٦-٦) المساقط المختلفة لسلم تعمل درجاته ككوابيل مثبتة فى الكمرتين B1 , B2. هذا النوع من السلالم ذو الدرجات الكابولية Cantilever Type Stairs يختلف فى نظام إرتكازه عن النموذجين Slab Type Stairs I & II ، وفيما يلى تفصيل ذلك.

#### أ- الوصف الإنشائى للسلم

فى هذا السلم الكمرات B1 , B2 تميل مع السلم وتتصل مع الكمرات C , A فى الأدوار المختلفة لتشكل فى مجموعها ما يمكن تسميته بكمرة متصلة صاعدة تتبع منسوب بلاطات السلم وترتكز على مجموعة أعمدة محيطة بالسلم. هذه الكمرة الصاعدة تحيط بفراغ السلم ، وتخرج منها الدرجات ككوابيل كما هو موضح بقطاع (٣-٣) فى شكل (٦-٦-ج).

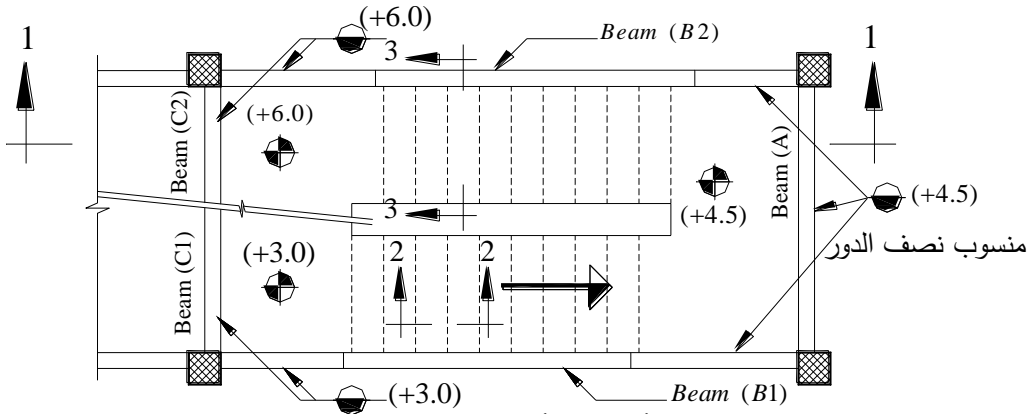


شكل (٦-٥-١) حالات التحميل لبلاطة السلم ذات البحرين

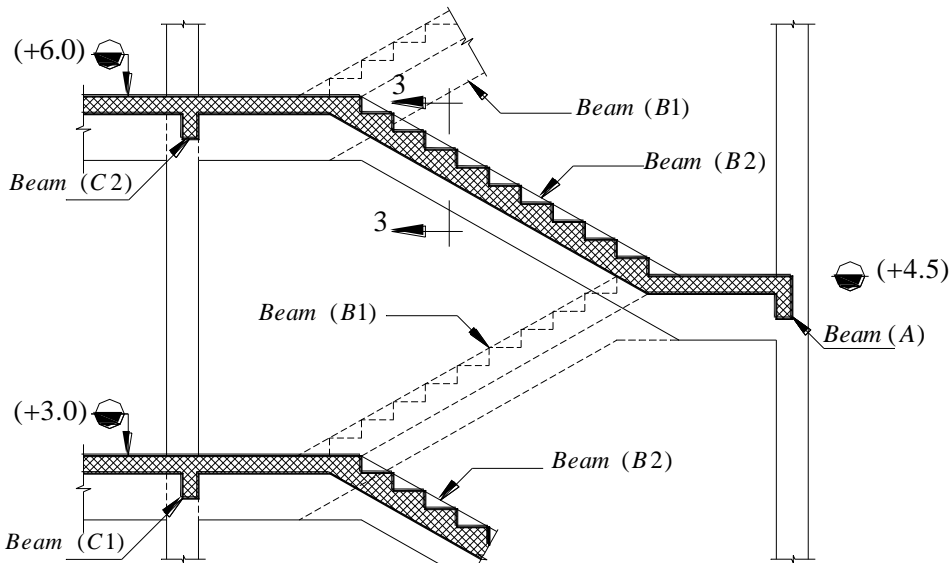


شكل (٦-٥-ب) حساب العزم السالب عند الركيزة (C) والعزم الموجب في البحر (C-D)

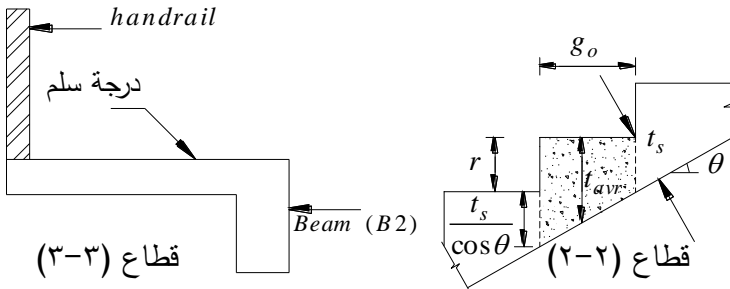




شكل (٦-٦-١) مسقط أفقي لسلم بلاطاته كابولية



شكل (٦-٦-٢) قطاع رأسي (١-١) لسلم بلاطاته كابولية



شكل (٦-٦-٣) قطاعين يوضحان أبعاد الدرجة الكابولية واتصالها بالكمرة B2

شكل (٦-٦) النظام الإنشائي لسلم بلاطاته كابولية

فى هذا السلم المبين مسقطه الأفقى بشكل (٦-٦-أ) يمكن إضافة كمره فى منسوب الدور مماثلة للكمرة D المستخدمة فى السلم Slab Type II الموضح بشكل (٦-٤). ونظرا لوجود كمره تحيط بالسلم ، فإنه يمكن أيضا إضافة كمره مناظرة للكمرة D عند منسوب نصف الدور ترتكز على الكمرتين المائلتين B1 ، B2 . فى حالة إضافة هذه الكمرات تصبح البلاطات الأفقية فى السلم مرتكزة على جوانبها الأربعة ويتم تصميمها وفقا لذلك ، أما درجات السلم فهى بلاطات كابولية لا يغير من سلوكها إضافة هذه الكمرات.

#### ب- التحليل الإنشائى للسلم

بالنظر إلى قطاع (٢-٢) فى السلم المبين بشكل (٦-٦-ج) يتضح أن الوحدة المتكررة فى الدرج التى يمكن اعتبارها كوحدة تصميمية ، هى درجة كتلك المظلة فى قطاع (٢-٢). ويمكن دون تقريب كبير تصميم هذه الدرجة كقطاع مستطيل أبعاده  $g_o \times t_{avr}$  حيث :

$g_o$  عرض الدرجة

$t_{avr}$  السمك المتوسط للدرجة ويمكن حسابه كالاتى

$$t_{avr} = \frac{r}{2} + \frac{t_s}{\cos \theta} \quad \text{----- (6-1)}$$

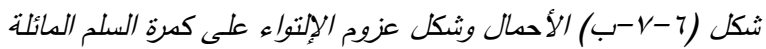
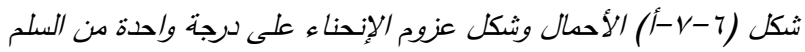
#### - حساب الأحمال على الدرجة الكابولية

عادة يكون وزن تكسيات الدرج ( $1.5-1 \text{ KN/m}^2$ ) والحمل الحى للسلالم ( $3-1 \text{ KN/m}^2$ ) ، ووزن دروة السلم ( $2-0.5 \text{ KN/m}$ ) فى هذه الحالة تصبح الأحمال على الوحدة التصميمية (كابولى بعرض درجة) كما يلى :

$$\begin{aligned} \text{Own wt} &= g_o \times t_{avr} \times 25 \quad \text{KN/m' / step} \\ \text{step covering} &= g_o \times (1 - 1.5) \quad \text{KN/m' / step} \\ \text{Live Load} &= g_o \times (3 - 5) \quad \text{KN/m' / step} \\ \text{Hand rail} &= g_o \times (0.5 - 2) \quad \text{KN/m' / step} \end{aligned}$$

#### - حساب القوى الداخلية

ويوضح شكل (٦-٧-أ) الأحمال المؤثرة على درجة من السلم وكذلك العزم الأقصى الناشئ عنها  $M_u / \text{step}$  ، ومنه يمكن حساب التسليح اللازم لكل درجة لمقاومة هذا العزم.



هذا العزم المتولد في الدرجة نتيجة الأحمال ينتقل إلى الكمرة المائلة B كعزم إلتواء ، كما هو بين بشكل (٦-٧-ب). ويمكن حساب قيمة هذا الإلتواء لكل متر من المسقط الأفقى للكمرة B كالآتى :

$$M'_t = \frac{M_u / \text{step}}{g_o} \quad \text{KN/m'} \quad (\text{of horizontal projection})$$

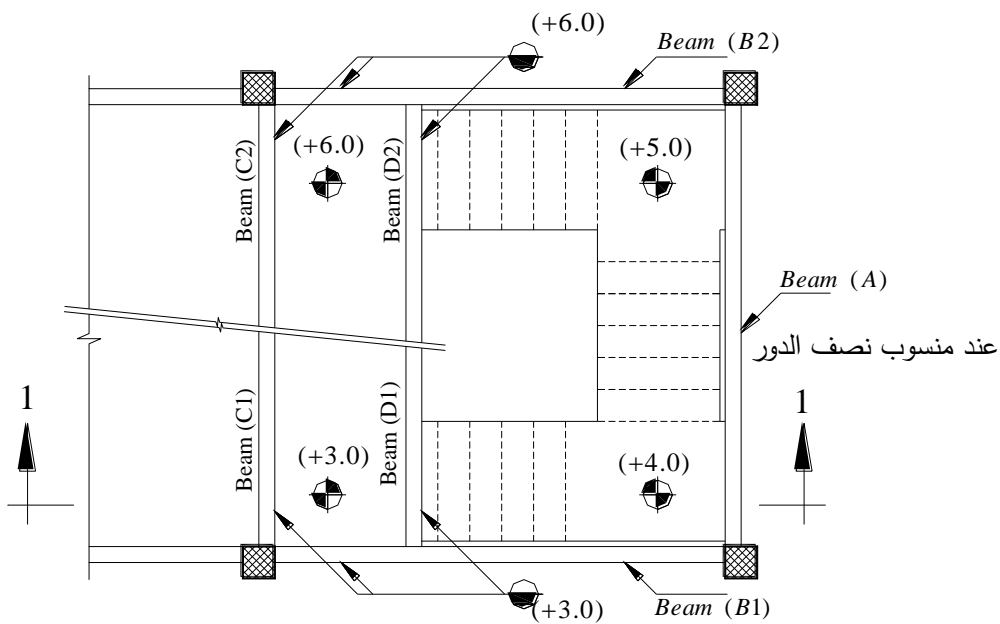
فإذا كان عدد الدرجات في الكمرة المائلة  $n$  ، فإن عزم الإلتواء  $M'_t$  يؤثر على طول من المسقط الأفقى يساوى  $ng_o$  . وبالتالي يمكن حساب أقصى عزم التواء في الكمرة  $M_{t \max}$  كالآتى :

$$\begin{aligned} M_{t \max} &= M'_t \times \frac{ng_o}{2} = \frac{M_u / \text{step}}{g_o} \times \frac{ng_o}{2} \\ &= \frac{n}{2} \times (M_u / \text{step}) \end{aligned} \quad \text{-----} \quad (6-2)$$

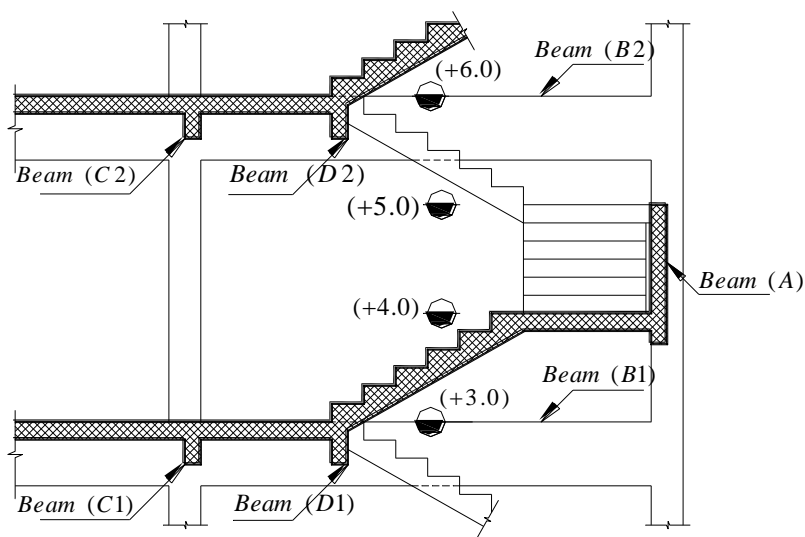
هذا الإلتواء يؤثر على الكمرة B بالإضافة للأحمال المؤثرة عليها كوزنها وأحمال الحوائط والدرجات والبلاطات والكمرات المرتكزة عليها.

## ٦-٤ نماذج إنشائية لسلم فى فراغ شبه مربع

يبين شكل (٦-٨) المسقط الأفقى وقطاع رأسى لسلم فى فراغ شبه مربع. فى هذا النوع من السلالم تنتوزع الدرجات على ثلاث قلبات flights كما هو مبين بالشكل ، كما تتساوى عدد درجات البلاطتين الهابطة والصاعدة إلى منسوب الدور . بينما فى البلاطة الواصلة بينهما ، وسنطلق عليها بلاطة منتصف الدور ، فينفاوت عدد الدرجات تبعا لأبعاد فراغ السلم. يوضح شكل (٦-٨-أ) مثال لسلم من هذا النوع تتساوى فيه عدد الدرجات فى الثلاث بلاطات. فكل بلاطة تشتمل على ٦ درجات مجموع إرتفاعاتهم ١,٠٠ متر ، وبالتالي تصل درجات بلاطة منتصف الدور بين منسوى  $(+ ٤,٠٠)$  ،  $(+ ٥,٠٠)$  متر. وفى هذا النوع من السلالم يكون من المفيد إضافة كمرة فى منسوب الدور مائلة للكمرة D الموجودة فى السلالم ذات البحرين Slab Type II شكل (٦-٤). فى هذا الفصل سنقتصر على ثلاثة نماذج إنشائية لهذا النوع من السلالم، إثنان منهما Slab Type والثالث بلاطته كابولية . Cantilever Type



شكل (٦-٨-١) مسقط أفقى لسلم فى فراغ شبه مربع



شكل (٦-٨-٢) قطاع رأسى (١-١) (كمره منتصف الدور أفقية)

شكل (٦-٨) سلم فى فراغ شبه مربع

### ٦-٤-١ نموذج سلم Slab Type III ( كمره منتصف الدور به أفقية )

هذا النموذج يلائم السلالم التى تشتمل بلاطة منتصف الدور بها على عدد قليل من الدرجات. فى هذه الحالة يكون فرق المنسوب بين صدفتى بلاطة منتصف الدور صغير. فإذا كانت بلاطة منتصف الدور تشتمل على  $n$  درجة إرتفاع كل منها  $r$  ، يكون فرق المنسوب بين الصدفتين هو  $n \times r$  . بالتالى يمكن جعل كمره منتصف الدور Beam A التى ترتكز عليها هاتين الصدفتين أفقية. ويمكن حساب عمق هذه الكمره ، كما يتضح من شكل (٦-٩ب) كالاتى :

$$t ( Beam ) \geq n \times r + t_s + 50 \text{ mm} \quad \text{-----} \quad (6-3)$$

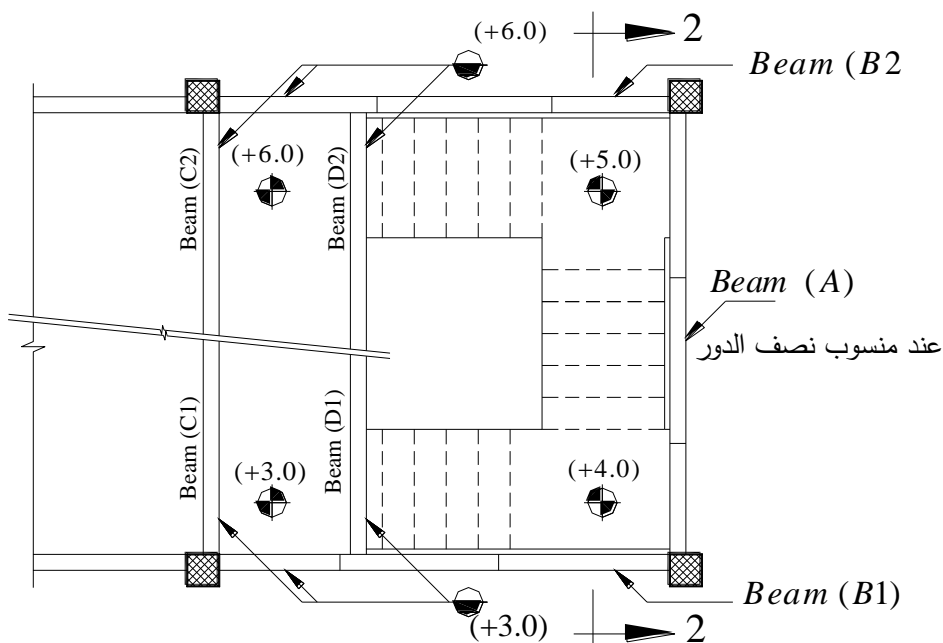
حيث :  $t_s$  = سمك بلاطة السلم

\* تم زيادة ٥٠ مم فى عمق الكمره لتتيح للتسليح السفلى ( للصدفة الأخفض منسوباً ) أن يرتكز على التسليح السفلى لكمره منتصف الدور.

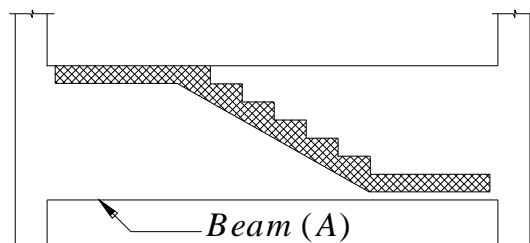
وحيث أن عمق الكمره يتوقف أساساً على عدد الدرجات فى بلاطة منتصف الدور ، فإن قلة عدد الدرجات تجعل عمق الكمره مقبولا. على سبيل المثال فى حالة أن بلاطة منتصف الدور تشتمل على أربع درجات كل منها إرتفاعها 150mm ، وسمك بلاطة السلم 150 mm أيضا ، فإن كمره أفقية بعمق 800 mm تكون كافية لإرتكاز صدفتى السلم ، كما نعيد بذلك معادلة (٦-٣).

### ٦-٤-٢ نموذج سلم Slab Type III ( كمره منتصف الدور به مائلة )

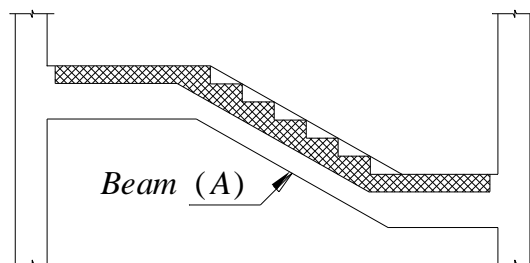
هذا النموذج يلائم السلالم التى تشتمل بلاطة منتصف الدور بها على عدد كبير من الدرجات. فى هذه الحالة فإن إستخدام كمره أفقية ، ينتج عنه أن عمقها المحسوب طبقاً للمعادلة (٦-٣) يكون كبيراً. هذا العمق الكبير غير إقتصادى ، كما أنه يقلل بدرجة كبيرة من مساحة النوافذ الممكن تنفيذها فى هذا الجانب من السلم ، لذلك فإنه فى هذه الحالة يفضل إستخدام كمره مائلة – أفقية تتبع درجات بلاطة منتصف الدور كما هو موضح بشكل (٦-٩ج). هذه الكمره تعمل أجزاءها الأفقية كركيزة للبلاطات الهابطة والصاعدة إلى منسوب الدور.



شكل (٦-٩-أ) مسقط أفقى لسلّم فى فراغ شبه مربع



شكل (٦-٩-ب) قطاع رأسى (٢-٢) حيث الكمرة (A) أفقية  
( يتلاءم مع حالة وجود درجات قليلة فى بلاطة منتصف الدور )



شكل (٦-٩-ج) قطاع رأسى (٢-٢) حيث الكمرة (A) مائلة  
( يتلاءم مع حالة وجود درجات كثيرة فى بلاطة منتصف الدور )

شكل (٦-٩) نموذجان لشكل كمرة منتصف الدور

### الوصف الإنشائي لنموذجي السلم Slab Type III` & III

فى هذا النوع من السلالم يتلاحظ الآتى :

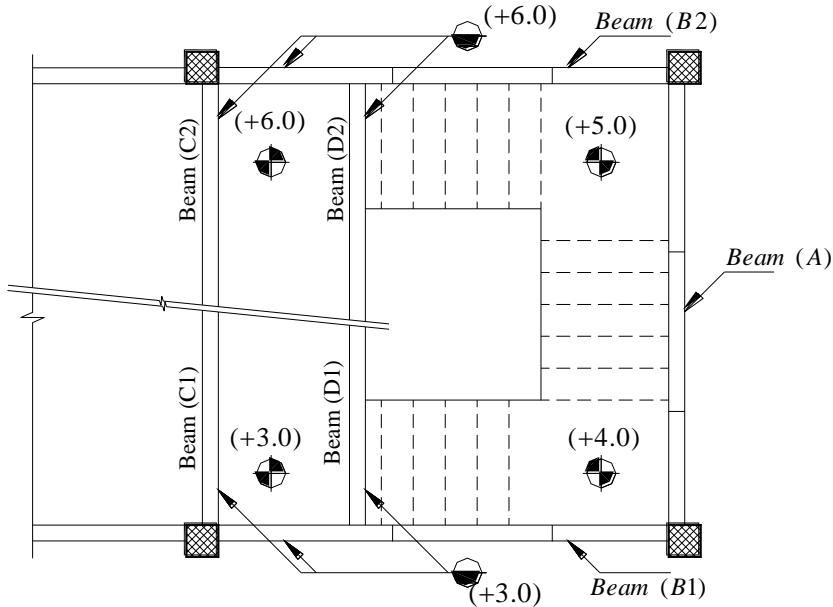
١- بلاطة منتصف الدور ترتكز على البلاطتين الصاعدة والهابطة إلى منسوب الدور ، وينتقل حملها إلى صدفتى منتصف الدور . ويمكن إعتبار بحر هذه البلاطة مساوى للمسافة الأفقية بين مركزى مساحة الصدفتين .

٢- كما يتضح من شكل (٦-٩-أ) البلاطتين الهابطة والصاعدة إلى منسوب الدور ترتكزان على الكمرات (A-C1-D1) ، (A-C2-D2) على الترتيب . وهاتان البلاطتان تحمل كل منهما بالإضافة لحملها نصف حمل بلاطة منتصف الدور المرتكزة عليهما .

٣- أحمال الكمرات A,B,C,D وأرتكازها مماثل لكمرات السلم ذو الفراغ المستطيل Slab Type II والسابق شرحه فى بند (٦-٣-٢) .

### ٦-٤-٣ نموذج سلم بلاطاته كابولية

هذا النموذج يلائم السلالم التى يكون فراغ بئر السلم بها كبير . وهذا النوع من السلالم مماثل تماما للسلم ذو البلاطات الكابولية السابق شرحه فى بند (٦-٣-٣) . ويوضح شكل (٦-١٠) مسقط أفقى لهذا السلم الذى تعمل درجاته ككوابيل مثبتة فى مجموعة كمرات



شكل (٦-١٠) مسقط أفقى لسلم فى فراغ شبه مربع



تحيط بفراغ السلم وتتبع منسوب بلاطاته. هذه الكمرات هي A, B1, B2 التي تميل مع السلم وتتصل مع الكمرتين C1, C2 لتشكل في مجموعها ما يمكن تسميته بكمرة صاعدة ، تخرج منها الدرجات ككوابيل. النظام الإنشائي وأسلوب حساب الأحمال وأعتبارات التصميم مماثلة تماما للسلم ذو البلاطات الكابولية السابق شرحه في بند (٦-٣-٣).

## ٦-٥ أحمال الدرجات

أحمال بلاطات السلالم تماثل أحمال البلاطات المائلة ، فقط تختلف عنها في الآتي :

### ١ - الأحمال الحية للسلالم

وهذه تكون كثافتها عالية (  $3-5 \text{ KN/m}^2$  ) ، بينما بلاطات الأسقف المائلة تكون الأحمال الحية عليها خفيفة (  $0.5 \text{ KN/m}^2$  ). ومن المعلوم أن الأحمال الحية دائما كثافتها على المسقط الأفقي.

### ٢ - وزن مواد التشطيب لدرجات السلم

وهي دائما على المسقط الأفقي ، حيث أسطح درجات السلم تكون دائما أفقية . بينما في الأسقف المائلة تكون كثافة مواد التشطيب على الطول المائل.

### ٣ - أوزان الدرجات

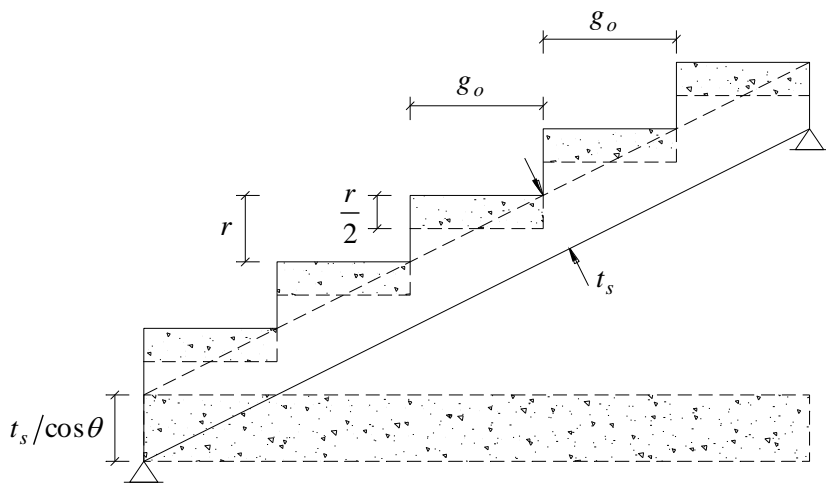
وهذه يتم حسابها للسلالم الكابولية Cantilever Types والسلالم ذات البحور Slab Types كما يلي:

#### أ- السلالم الكابولية Cantilever Type

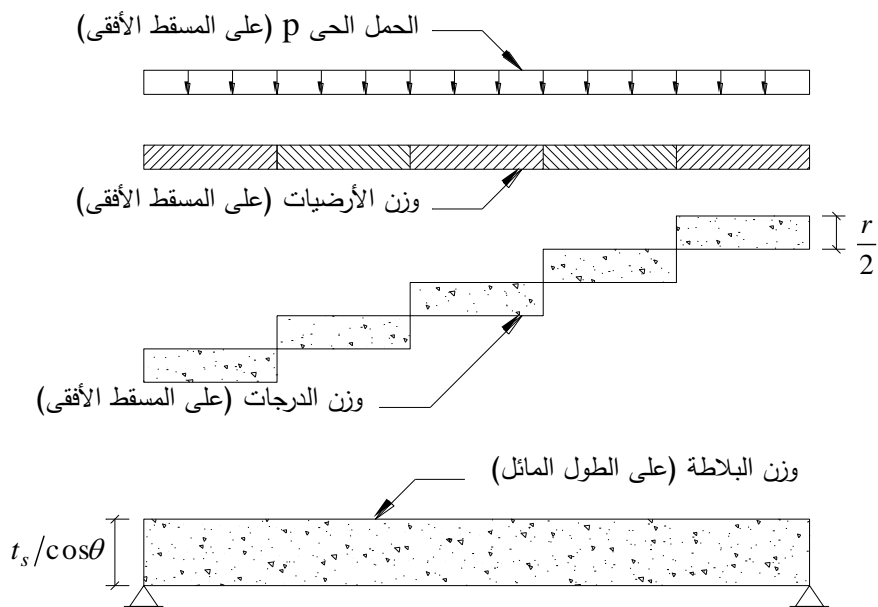
حساب الأحمال لدرجات هذه النوعية من السلالم متطابق مع الكيفية التي ذكرت للسلم ذو الدرجات الكابولية الذي تم شرحه في بند (٦-٣-٣) ،

#### ب- السلالم ذات البحور Slab Type

في هذا النوع من السلالم ، يكون تأثير درجات السلم هو فقط زيادة الوزن المؤثر على البلاطة ، دون ان يزيد السمك الفعال لها  $t_s$  ، كما هو مبين بشكل (٦-١١-أ). أيضا يتضح من هذا الشكل أن مساحة درجة السلم المثلثية أعلى سمك البلاطة، تكافئ في



شكل (٦-١١-أ) حساب وزن درجات السلم



شكل (٦-١١-ب) الأحمال المؤثرة على بلاطة سلم Slab Type

$$w_u = 1.4 \left[ \left( \frac{t_s}{\cos \theta} + \frac{r}{2} \right) 25 + \text{flooring} \right] + 1.6 p \quad (\text{KN/m}')$$

شكل (٦-١١-ج) أحمال السلم على المسقط الأفقي

المساحة مستطيلاً قاعدته  $g_0$  وإرتفاعه يساوى نصف إرتفاع الدرجة ( $r/2$ ) . كما يتبين من نفس الشكل أن مساحة البلاطة الخرسانية المائلة (ذات سمك  $t_s$ ) تساوى مساحة بلاطة أفقية سمكها  $t_s/\cos \theta$  . ويعرض شكل (٦-١١ ب) الأحمال المؤثرة على بلاطة السلم وهى :

▪ وزن بلاطة أفقية سمكها  $t_s/\cos \theta$  وهى تكافئ فى الوزن بلاطة السلم المائلة، وسمكها  $t_s$  .

▪ وزن الدرج وهو يساوى وزن بلاطة أفقية سمكها  $r/2$

▪ وزن مواد تشطيب الأرضيات ( على المسقط لأفقى ) .

▪ الحمل الحى للبلاطة ( على المسقط الأفقى ) .

ويتضح من هذا السرد أن جميع الأحمال منتظمة التوزيع على المسقط الأفقى، وبالتالي يمكن حساب الحمل الأقصى لبلاطة السلم على المسقط الأفقى  $w_u$  الموضح بشكل (٦-١١ ج) كالتالى:

$$w_u = 1.4 \left[ \left( \frac{t_s}{\cos \theta} + \frac{r}{2} \right) 25 + \text{Flooring} \right] + 1.6 p \quad (KN / m')$$

## ٦-٦-٦ اشتراطات الكود لتصميم القطاعات المصمتة المعرضة لعزوم إلتواء

نظرا لأن السلالم من النوع Cantilever Type تتطلب تصميم كميرات معرضة لعزوم إلتواء بالإضافة للقوى الداخلية الأخرى ، فسنذكر بإيجاز اشتراطات الكود لتصميم القطاعات الخرسانية المصمتة المعرضة لعزوم إلتواء مصحوبة بقوى قص.

## ٦-٦-٦ حساب إجهادات القص الإعتبارية الناتجة عن عزوم لى

ينص الكود المصرى على ما يلى :

### ١ - القطاعات الحرجة لعزوم اللى

لحساب إجهادات القص القصوى الناتجة عن عزوم اللى القصوى ، تؤخذ القطاعات الحرجة عند أكبر عزم لى ، وفى حالة ما إذا كان أكبر عزم لى عند الدعامة ، فيمكن إعتبار القطاع الحرج لعزوم اللى على مسافة  $d/2$  من وجه الركيزة.

٢ - إجهادات القص الإعتبارية القصوى الناتجة عن عزوم لى

تؤخذ قيمة إجهادات القص الإعتبارية لقطاع مصمت من الخرسانة المسلحة من العلاقة

$$q_{tu} = \frac{M_{tu}}{1.7 A_{oh}^2 / p_h} \quad \text{----- (6-4)}$$

حيث

$A_{oh}$  = المساحة المحصورة داخل محور الحديد العرضى الخارجى (الكانات)  
المستخدم لمقاومة عزوم اللى.

$p_h$  = طول محيط محور الحديد العرضى الخارجى المستخدم لمقاومة عزوم اللى

٣ - يمكن حساب قيمة إجهادات القص الإعتبارية القصوى لقطاع على شكل حرف T أو

L بإهمال الجزء الفعال من البلاطة ، ومعامله القطاع كقطاع مستطيل

٤ - يهمل تأثير عزم اللى فى المقاطع المعرضة لعزم لى فى حالة ما إذا كانت إجهادات القص الإعتبارية القصوى الناتجة من عزم اللى أقل من قيمة  $q_{tu}$  المحسوبة طبقا للمعادلة

$$q_{tu} = 0.06 \sqrt{f_{cu} / \gamma_c} \quad \text{----- (6-5)}$$

٥ - يجب ألا تزيد إجهادات القص الإعتبارية القصوى لقطاع مسلح ( بتسليح جذعى

بالإضافة إلى تسليح طولى ) ومعرض لقوى قص بالإضافة إلى عزوم لى عما يلى :

$$q_{tu \max} = 0.70 \delta_{ti} \sqrt{f_{cu} / \gamma_c} \quad (\text{N/mm}^2) \quad \text{----- (6-6-a)}$$

$$q_{u \max} = 0.70 \delta_{si} \sqrt{f_{cu} / \gamma_c} \quad (\text{N/mm}^2) \quad \text{----- (6-6-b)}$$

حيث  $\delta_{si}$  ,  $\delta_{ti}$  معاملات تعتمد على نسبة إجهاد القص الإعتبارى الناتج من قوى قص

قصوى إلى إجهاد القص الإعتبارى الناتج عن عزم لى أقصى. ويمكن حساب قيم  $\delta_{si}$  ,  $\delta_{ti}$

للقطاعات المصممة من المعادلتين التاليتين، كما يمكن أن تؤخذ قيمهم من الجدول (٦-٦)

(١) [جدول (٤-٤-أ) بالكود المصرى] .

$$\delta_{ti} = \frac{1}{\sqrt{1 + (q_u / q_{tu})^2}} \quad \text{----- (6-7-a)}$$

$$\delta_{si} = \frac{q_u / q_{tu}}{\sqrt{1 + (q_u / q_{tu})^2}} \quad \text{----- (6-7-b)}$$

جدول (٦-١) [ جدول (٤-٤-٩) بالكود المصرى ]

قيم المعاملات  $\delta_{si}$  ,  $\delta_{ti}$  للقطاعات المصمتة

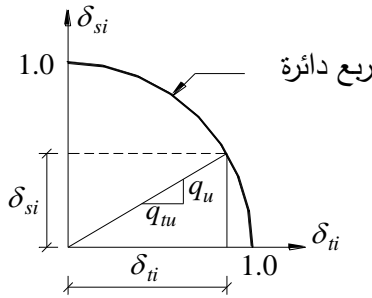
$q_u/q_{tu}$	0.25	0.50	1.00	1.25	1.50	1.75	2.00	4.00	$\infty$
$\delta_{ti}$	0.97	0.89	0.70	0.625	0.55	0.50	0.45	0.24	0.0
$\delta_{si}$	0.24	0.45	0.70	0.78	0.83	0.87	0.89	0.97	1.00

من معادلتى (6-7) يمكن ملاحظة الآتى :

$$\delta_{ti}^2 + \delta_{si}^2 = 1 \quad \text{----- (6-8-a)}$$

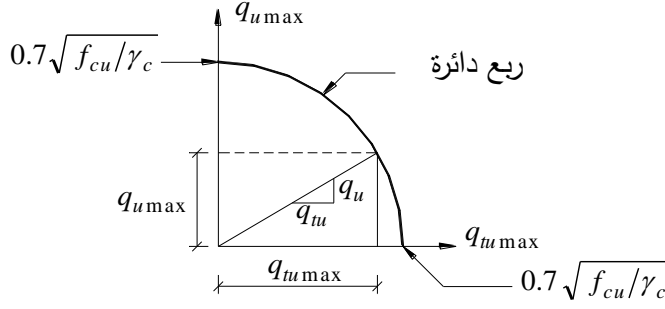
$$\delta_{si}/\delta_{ti} = q_u/q_{tu} \quad \text{----- (6-8-b)}$$

ومعادلة (6-8-a) هى معادلة دائرة مركزها نقطة الأصل ، ونصف قطرها يساوى الوحدة. أى أن العلاقة بين  $\delta_{si}$  ,  $\delta_{ti}$  يمكن تمثيلها برقع الدائرة المبين بشكل (٦-١٢). كما انه من معادلة (6-8-b) ومن شكل (٦-١٢) يتضح أن ميل الراسم الذى يحدد قيمتى  $\delta_{si}$  ,  $\delta_{ti}$  يساوى  $q_u/q_{tu}$  .



شكل (٦-١٢) العلاقة بين  $\delta_{si}$  ,  $\delta_{ti}$

وكما يتضح من المعادلتين (٦-٦)، فإن كل من  $q_u$  ،  $q_{tu}$  تتناسب مع  $\delta_{ti}$  ,  $\delta_{si}$  على الترتيب. بالتالى فإن علاقة التأثير التداخلى (I. D.) Interaction Diagram بين  $q_{tu}$  max ،  $q_u$  max هى أيضا معادلة دائرة نصف قطرها  $0.7\sqrt{f_{cu}/\gamma_c}$  كما يتضح من شكل (٦-١٣) ، وميل الراسم الذى يحدد قيمتى  $q_{tu}$  max ،  $q_u$  max هو  $(q_u/q_{tu})$  .



شكل (٦-١٣) علاقة التأثير التداخلى (I. D.) بين  $q_{tu \max}$  ،  $q_u \max$

#### ٦-٦-٢ حساب التسليح اللازم لمقاومة عزوم الإلتواء المصحوبة بقوى قص

ينص الكود المصرى على ما يلى:

أ- إذا زادت قيمة الإجهادات  $q_{tu}$  المحسوبة من المعادلة (6-4) عن  $0.06\sqrt{f_{cu}/\gamma_c}$  وبحيث لا تزيد عن قيمة  $q_{tu \max}$  المعطاه بالمعادلة (6-6-a) ، فيجب إستخدام تسليح لمقاومة عزم لى مكون من كانات مقفلة عمودية على محور العنصر بالإضافة إلى تسليح طولى. ويجب إضافة هذا التسليح إلى أى تسليح مطلوب لمقاومة عزوم الإنحناء والقوى المحورية وقوى القص طبقا للجدول (٦-٢)

جدول (٦-٢) [ جدول (٤-٥) بالكود المصرى ]

التسليح العرضى لمقاومة عزوم اللي وقوى القص

$q_{tu} (N/mm^2)$ / $q_u (N/mm^2)$	$q_{tu} \leq 0.06\sqrt{\frac{f_{cu}}{\gamma_c}} (N/mm^2)$	$q_{tu} > 0.06\sqrt{\frac{f_{cu}}{\gamma_c}} (N/mm^2)$
$q_u \leq q_{cu}$	أدنى نسبة لصلب تسليح القص طبقا للمعادلة $\mu_{st \min} = 0.4/f_y$	تسليح لمقاومة $q_{tu}$
$q_u > q_{cu}$	تسليح لمقاومة $(q_u - q_{cu}/2)$	تسليح لمقاومة كل من $q_{tu}$ $(q_u - q_{cu}/2)$

ب- مساحة صلب التسليح العرضى اللازم لمقاومة اللي هو عبارة عن كانت مقفلة،  
وتحدد مساحة فرع الكانة فى القطاع كما يلي :

$$A_{str} = \frac{M_{tu} \times s}{1.7 (x_1 \cdot y_1) (f_{yst} / \gamma_s)} \quad \text{-----} \quad (6-9)$$

حيث  $A_{str}$  = مساحة مقطع فرع الكانة اللازمة لمقاومة عزوم اللي  
 $f_{yst}$  = إجهاد الخضوع لصلب الكانات اللازم لمقاومة عزوم اللي بحد أقصى  
 $400 \text{ N/mm}^2$   
 $x_1$  = عرض كانة التسليح المستطيلة مقاسة بين محورى الكانة  
 $y_1$  = طول كانة التسليح المستطيلة مقاسة بين محورى الكانة

مع ملاحظة ما يلي :

\* يجب ألا تقل مساحة مقطع الكانات اللازمة لمقاومة عزوم اللي طبقا للمعادلة (6-9)  
عن المساحة المستنتجة من المعادلة

$$(2A_{str} + A_{st}) \geq 0.35 \frac{s \times b}{(f_{yst} / \gamma_s)} \quad \text{-----} \quad (6-10)$$

حيث  $f_{yst}$  بوحدة (  $\text{N/mm}^2$  )

\* يجب ألا تزيد المسافة  $s$  بين الكانات عن  $p_h/8$  أو  $200 \text{ mm}$  أيهما أصغر ، حيث  
 $p_h$  هى طول محيط صلب التسليح العرضى المستخدم لمقاومة عزوم اللي  $2(x_1 + y_1)$   
\* فى حالة وجود قطاع به كانت ذات فروع أكثر من فرعين ، يجب إعتبار الكانة  
الخارجية ذات الفرعين فقط فى مقاومة اللي.

ج - تحدد مساحة التسليح الطولى الإضافى  $A_{sI}$  اللازم لمقاومة اللي من المعادلة

$$A_{sI} = \frac{A_{str} \times p_h}{s} \left( \frac{f_{yst}}{f_y} \right) \quad (6-11)$$

وبشرط ألا تقل مساحة التسليح الطولى عن :

$$A_{sI \min} = \frac{0.46 \sqrt{f_{cu} / \gamma_c} A_{cp}}{f_y} - \left( \frac{A_{str}}{s} \right) p_h \left( \frac{f_{yst}}{f_y} \right) \quad (6-12)$$

حيث

$$A_{cp} = \text{المساحة الكلية للقطاع شاملة مساحة الفتحات}$$

$$f_{yst}, f_y, f_{cu} \text{ بوحدات } N/mm^2$$

$$\frac{1}{6} \frac{b}{f_{yst}} \text{ عن } A_{str} \text{ قيمة}$$

ويوزع التسليح الطولى على المحيط داخل الكانة الخارجية المقفلة ، مع مراعاة ما يلى:

\* يجب ألا يقل قطر الأسياخ المستعملة فى التسليح الطولى عن المسافة بين الكانات مقسومة على 15 أو قطر 12 mm أيهما أكبر.

\* يوزع التسليح الطولى الإضافى بانتظام داخل محيط الكانات الخارجية وبحيث لا تزيد المسافة بين الأسياخ عن 300 mm .

\* يجب وضع سيخ طولى فى كل ركن من أركان القطاع

• يضاف التسليح الطولى الناتج عن عزوم اللى إلى التسليح الطولى الناتج عن عزوم الإنحناء.

د . يجب أن يمتد التسليح العرضى والطولى اللازم لمقاومة عزوم اللى مسافة نصف طول محيط الكانة بعد آخر قطاع من بحر الكمرة يستوجب هذا التسليح.

## ٦-٧ أمثلة عديدة

### ٦-٧-١ المواد المستخدمة

فى جميع الأمثلة بهذا الباب تم إستخدام المواد التالية

- خرسانة مقاومتها المميزة  $f_{cu} = 25 N/mm^2$

- تسليح البلاطات والكانات من الصلب الطرى رتبة 240/350

- التسليح الطولى للكمرات من الصلب عالى المقاومة رتبة 360/520

للمواد المذكورة عالىة يمكن ملاحظة الآتى :

\* المواد المذكورة لبلاطات السلم هى نفس المواد المستخدمة فى أمثلة البلاطات بالباب

الثالث ، وبالتالي يمكن إستخدام نفس الثوابت المحسوبة فى بند (٣-٧-١).

\* المواد المستخدمة لكمرات السلم هى نفسها المستخدمة فى أمثلة الكمرات بالباب الخامس،

وبالتالى يمكن إستخدام نفس الثوابت المحسوبة فى بند (٥-٩-١).



**Slab Type I** ٦-٧-٢ مثال (١) تصميم بلاطات سلم ذو بحر واحد

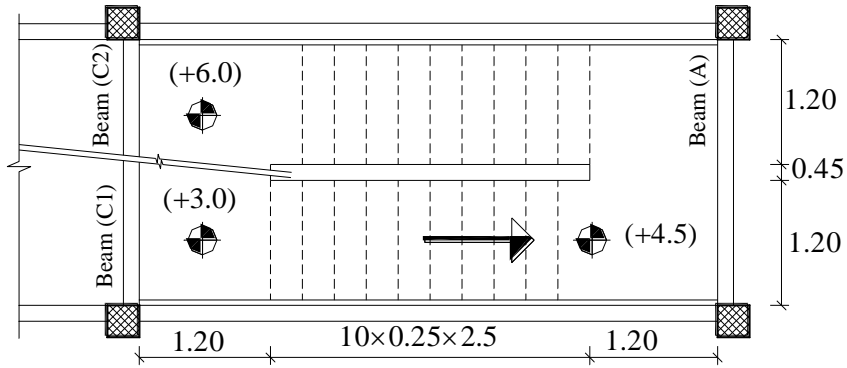
مطلوب تصميم بلاطات السلم المبين بشكل (٦-١٤) علما بالآتى :

- وزن الأرضيات  $1.5 \text{ KN/m}^2$  على الأجزاء الأفقية ،  $1 \text{ KN/m}^2$  على درجات السلم

- الحمل الحى  $3 \text{ KN/m}^2$

- جميع الكمرات سمك 200 mm

- السلم معرض لظروف بيئية من القسم الأول



شكل (٦-١٤) مسقط أفقى لسلم *Slab Type I*

### أولاً : التمثيل الإنشائي لبلاطة السلم

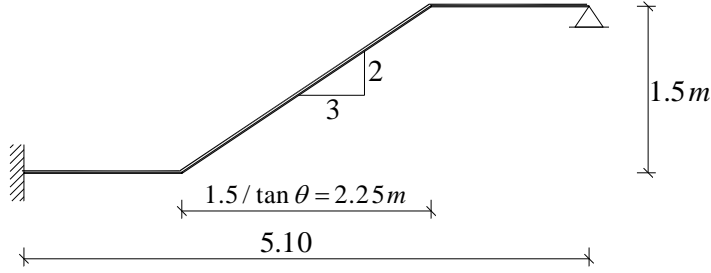
كل من بلاطتي السلم يحتوى على ٩ درجات والفارق بين منسوبي نهايتي أى منهما هو 1.5 m . بالتالى يكون إرتفاع الدرجة r هو

$$r = \frac{1500}{9} = 167 \text{ mm}$$

فإذا كان إمتداد درجة السلم  $g_o = 250 \text{ mm}$  ، فإن ميل السلم يمكن حسابه كالآتي :

$$\tan \theta = \frac{167}{250} = \frac{2}{3} \quad \rightarrow \quad \cos \theta = 0.832$$

وحيث أن بلاطة السلم مستمرة في منسوب الدور ، بالتالى يكون التمثيل الإنشائي لبلاطة السلم كما هو مبين بشكل (٦-١٥)



شكل (٦-١٥) التمثيل الإنشائي لبلاطة السلم

ثانيا : حساب السمك الأدنى لبلاطة السلم

لإستيفاء شرط الترخيم طبقا لجدول (٢-٣) [ جدول (٤-١٠) بالكود المصرى ]

$$t_{\min} = \frac{5100}{24 \times 1.25} = 170 \text{ mm} \rightarrow t_{\min} = 180 \text{ mm}$$

ثالثا : حساب الأحمال لبلاطة السلم  $\text{Loads} / \text{m}^2$

١- حساب الأحمال على الجزء الأفقى من البلاطة

$$\text{Own wt} = 0.18 \times 25 = 4.5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{flooring} = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$g_1 = 6 \text{ KN/m}^2$$

$$p = 3 \text{ KN/m}^2$$

$$w_{1u} = 1.5 (6 + 3) = 13.5 \text{ KN/m}^2$$

٢- حساب الأحمال على الجزء المائل من البلاطة

فى هذا المثال تم حساب جميع الأحمال على المسقط الأفقى كما سبق توضيحه فى فصل

(٦-٥).

$$\text{Own wt of slab} = \frac{t_s}{\cos \theta} \times \frac{0.18}{0.832} \times 25 = 5.4 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{wt of steps} = \frac{r}{2} \times 25 = \frac{0.167}{2} \times 25 = 2.1 \text{ KN/m}^2$$

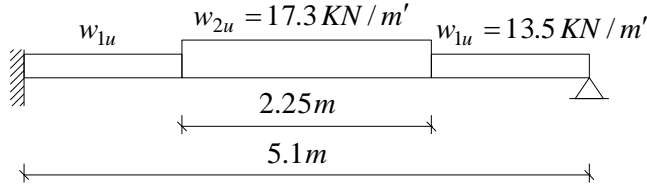
$$\text{flooring} = 1.0 \text{ KN/m}^2$$

$$g_2 = 8.5 \text{ KN/m}^2$$

$$p = 3.0 \text{ KN/m}^2$$

$$w_{2u} = 1.5 (8.5 + 3) = 17.3 \text{ KN/m}^2$$

بالتالى تصبح الأحمال القصوى المؤثرة على المسقط الأفقى لبلاطة السلم هى كالآتى :



٣- حساب الحمل المنتظم المكافئ على كامل بلاطة السلم

لسهولة الحل يمكن إستخدام حمل منتظم مكافئ على كامل البلاطة ، وذلك كالآتى :

$$w_u = \frac{13.5 (5.1 - 2.25) + 17.3 \times 2.25}{5.1} = 15.2 \text{ KN/m'}$$

رابعا : حساب عزوم الإنحناء / م/ من البلاطة

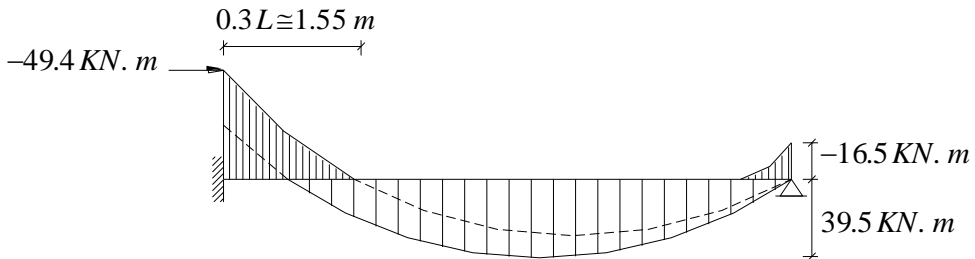
يمكن حساب عزوم الإنحناء القصوى الموجبة والسالبة كالآتى :

$$M_{\max -ve} = \frac{15.2 (5.1)^2}{8} = 49.4 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max +ve} = \frac{15.2 (5.1)^2}{10} = 39.5 \text{ KN.m}$$

$$M_{-ve(edge)} = \frac{15.2 (5.1)^2}{24} = 16.5 \text{ KN.m}$$

ويوضح شكل (٦-١٦) شكل عزوم الإنحناء على المسقط الأفقى لبلاطة السلم.



شكل (٦-١٦) عزوم الإنحناء المؤثرة على بلاطة السلم

### خامسا : تصميم مقاطعات البلاطة Design of Sections

حيث أن التسليح المستخدم صلب طرى ، والظروف البيئية من القسم الأول ، فإنه حتى قطر

$$\beta_{cr} = 1 \quad \text{تكون قيمة}$$

١- حساب سمك البلاطة

$$d_{\min} = K_u \sqrt{\frac{M_u}{b}} = 0.53 \sqrt{\frac{49.4 \times 10^6}{1000}} = 118 \text{ mm}$$

$$t \cong d + 30 \text{ mm} \cong 150 \text{ mm} < t_{\min}$$

$$\text{use } t = t_{\min} = 180 \text{ mm}$$

$$d = t - 30 = 180 - 30 = 150 \text{ mm}$$

٢- حساب التسليح الرئيسي

$$R = \frac{M_u}{b d^2 f_{cu} / \gamma_c} = \frac{49.4 \times 10^6}{1000 (150)^2 25 / 1.5} = 0.132$$

$$\frac{q}{d} = 1 - \sqrt{1 - 3R} = 1 - \sqrt{1 - 3 \times 0.132} = 0.223$$

$$A_s = \frac{M_u}{d \left( 1 - \frac{a/d}{2} \right) f_y / \gamma_s} = \frac{M_u \times 10^6}{150 \left( 1 - \frac{0.223}{2} \right) 240 / 1.15} = 36.0 M_u$$

$$A_{s \min} = \frac{0.25}{100} \times 1000 \times 150 = 375 \text{ mm}^2$$

$$A_{s1-ve} / m' = 36.0 \times 49.4 = 1778 \text{ mm}^2 / m' > A_{s \min} \quad \underline{ok}$$

وحيث أن السلالم عرضها محدود ، فقد جرى العرف على أن يذكر العدد الكلى لأسياخ التسليح اللازمة لكامل عرض بلاطة السلم. وحيث أن عرض درجة السلم 1.2 m ، بالتالى تصبح مساحة التسليح المطلوبة كالآتى :

$$A_{s-ve} = 1.2 \times A_{s-ve} / m' = 1.2 \times 1778 = 2134 \text{ mm}^2$$

$$\text{Select } A_{s-ve} = 9 \phi 18 \quad \text{of } A_s = 2286 \text{ mm}^2$$

$$A_{s+ve} / m' = 36.0 \times 39.5 = 1422 \text{ mm}^2 > A_{s \min} \quad \underline{ok}$$

$$A_{s+ve} = 1.2 \times A_{s+ve} / m' = 1.2 \times 1422 = 1706 \text{ mm}^2$$

نظرا لإستخدام أسياخ مكسحة

$$\text{Select } A_{s+ve} = 4 \phi 18 + 5 \phi 16$$

$$A_{s-ve(edge)} / m' = 36.0 \times 16.5 = 594 \text{ mm}^2 > A_{s \min} \quad \underline{ok}$$

$$A_{s-ve(edge)} = 1.2 \times 594 = 713 \text{ mm}^2$$

$$\text{Select } A_{s-ve(edge)} = 4 \phi 18$$

٣- حساب التسليح الثانوى ( أسياخ التوزيع العمودية )

$$A'_s = 0.2 A_s / m' = 0.2 (1778) = 356 \text{ mm}^2 / m'$$

$$\text{Select } A'_s = 8 \phi 8 / m' \quad (2 \phi 8 / \text{step})$$

$$= 5 \phi 10 / m' \quad (\text{for horizontal parts})$$

٤- حساب شبكة التسليح العلوية ( للبلاطات ذات سمك أكبر من 160 mm )

نظرا لأن سمك البلاطة يتجاوز 160 mm ، لذلك يلزم تزويدها بشبكة تسليح علوية لا تقل

عن 20 % من مساحة التسليح الرئيسى ، وبحد أدنى  $8 \phi / m'$  والتالى :

\* التسليح العلوى فى الإتجاه الطولى للسلم

$$A_{s(top)} (\text{in span direction}) = 0.2 (1706) = 341 \text{ mm}^2$$

$$\text{Select } A_{s(top)} (\text{in span direction}) = 5 \phi 10 / m'$$

\* التسليح العلوى فى الإتجاه العرضى للسلم

$$A_{s(top)} (\text{transverse direction}) = 0.2 (356) = 71 \text{ mm}^2$$

$$\text{Select } A_{s(top)} (\text{transverse direction}) = 5 \phi 8 / m'$$

سادسا : تفاصيل التسليح

يوضح شكل (٦-١٧) تفاصيل تسليح السلم ويلاحظ فيها ما يلى :

- يتم تسليح بلاطة السلم كبلطة مائلة- أفقية عادية، فقط يزداد لها تسليح الدرج الإضافى.
- تسليح الدرج عبارة عن كانات تربط خرسانة الدرج بخرسانة البلاطة ، ومقدار هذه الكانات  $5 \phi 6 / m'$  ( ٦ كانات فى كامل عرض السلم - ١،٢٠ متر ).
- يتم وضع سيخ  $8 \phi$  فى ركن كانات كل درج لربطهم معا، وأيضا سيخ عند التقاء كانات الدرجة الأعلى بكانات الدرجة الأسفل لربطهما سويا، وكذلك سيخ عند طرفى كانات كل درجة عند موضع إرتكازهم على تسليح البلاطة، ليصبح التسليح شبكة واحدة.



### ٦-٧-٣ مثال (٢) تصميم كمرّة منتصف الدور فى سلم Slab Type I

للسلم المبين بشكل (٦-١٤) ، والمعطى بياناته بمثال رقم (١)، مطلوب تصميم كمرّة منتصف الدور علما بالآتى :

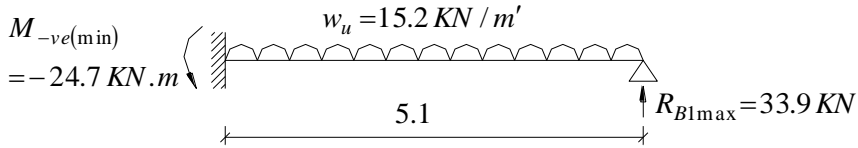
- إرتفاع الدور 3.0 m
- وزن المتر المربع من الحائط  $2.5 \text{ KN/m}^2$
- جميع الأعمدة أبعادها  $250 \times 250 \text{ mm}$ .

من المثال السابق يمكن الحصول على البيانات التالية

- سمك بلاطة السلم 180 mm

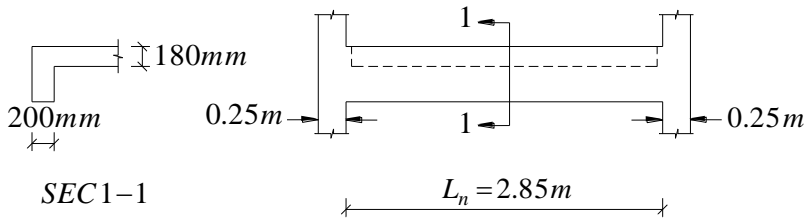
- الأحمال القصوى وعزم الإتصال الأدنى موضحين بشكل (٦-١٨) لشريحة من بلاطة السلم عرضها ١,٠٠ متر. من هذه الشريحة يمكن حساب أقصى رد فعل لبلاطة السلم على كمرّة منتصف الدور  $R_{B1 \max}$  وذلك كما يلى :

$$R_{B1 \max} = 15.2 (5.1/2) - \frac{24.7}{5.1} = 33.9 \text{ KN}$$



شكل (٦-١٨) حالة التحميل المناظرة لأقصى رد فعل  $R_{B1 \max}$

- أبعاد بحر كمرّة منتصف الدور يوضحها شكل (٦-١٩)



شكل (٦-١٩) أبعاد بحر كمرّة منتصف الدور

أولا : أبعاد الكمرية

١- العمق الأدنى للكمرة

الكمرة على شكل  $L$  عرض شفتها  $t_s = 180 \text{ mm}$  ، وبالتالي يمكن حساب العمق اللازم لإستيفاء شرط الترخيم كالتالى :

$$* t_{\min} = \frac{\text{span}}{16 \times 0.8} = \frac{3100}{16 \times 0.8} \cong 250 \text{ mm}$$

أىضا يلزم أن تكون جساءة الكمرية أعلى من البلاطة مما يجعلها تعمل كركيزة لها . لذلك يراعى ألا يقل عمق الكمرية عن مرتين ونصف سمك البلاطة. هذا العمق أىضا يجعل  $( \frac{a_{\max}}{d} \leq t_f/d )$  مما لا يتطلب معه مراجعة هذا الشرط

$$* t_{\min} \geq 2.5 t_s = 2.5 \times 180 = 450 \text{ mm}$$

$$\text{Select } t_{\min} = 450 \text{ mm}$$

٢- بحر الكمرية هو أصغر القيم التالية:

$$\begin{aligned} L &\leq 1.05 L_n = 1.05 \times 2.85 = 3.00 \text{ m} \\ &\leq L_n + t = 2.85 + 0.45 = 3.30 \text{ m} \\ &\leq L - L = 2.85 + 0.25 = 3.10 \text{ m} \end{aligned}$$

C C  
بالتالى :

$$L = 3.0 \text{ m}$$

٣- عرض شفة قطاع على شكل  $L$  هو أصغر القيم التالية:

$$\begin{aligned} B &\leq b + 6 t_s = 200 + 6 \times 180 = 1280 \text{ mm} \\ &\leq b + L'/10 = 200 + \frac{3000}{10} = 500 \text{ mm} \\ &\leq L - \text{edge distance} = 200 + 1200 = 1400 \text{ mm} \end{aligned}$$

C

بالتالى :

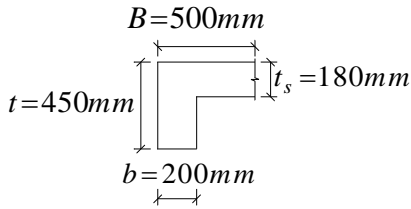
$$B = 500 \text{ mm}$$



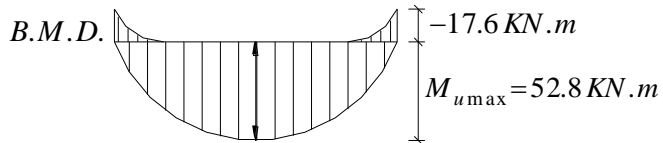
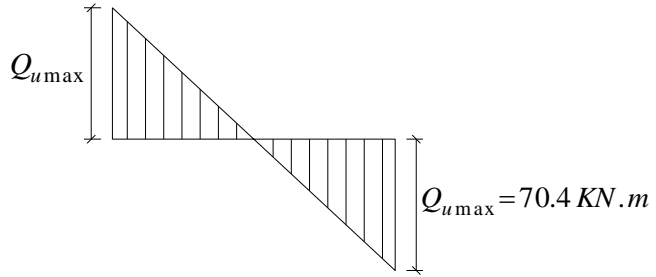
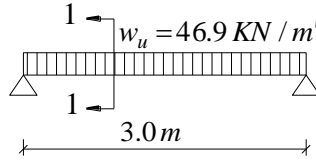
## ثانيا : أحمال الكمرة

$$\begin{aligned}
 \text{Own wt. of beam ( ultimate )} &= 1.5 ( 0.2 \times 0.45 \times 25 ) = 3.4 \text{ KN / m'} \\
 \text{wt. of wall ( ultimate )} &= 1.5 [ \gamma_w ( H - h ) ] \\
 &= 1.5 [ 2.5 ( 3 - 0.45 ) ] = 9.6 \text{ KN / m'} \\
 \text{stair slab reaction } R_{B1 \max} \text{ ( ultimate )} &= 33.9 \text{ KN / m'} \\
 \hline
 w_u / \text{m'} ( of beam ) &= 46.9 \text{ KN / m'}
 \end{aligned}$$

يوضح شكل (٢٠-٦) الأحمال القصوى المؤثرة على الكمرة ، وقوى القص وعزوم الإنحناء ، وكذلك أبعاد القطاع الخرساني للكمرة.



SEC 1-1



شكل (٢٠-٦) القوى الداخلية المتولدة في كمرة منتصف الدور

ثالثا : حساب عمق القطاع

$$d_{\min} = K_u \sqrt{\frac{M_u}{B}} = 0.556 \sqrt{\frac{52.8 \times 10^6}{500}} = 181 \text{ mm}$$

$$t \cong 250 \text{ mm} < t_{\min}$$

$$\text{use } t = t_{\min} = 450 \text{ mm}$$

رابعا : حساب التسليح الطولى

$$A_{s\min} = \frac{1.1}{f_y} \times b \times d = \frac{1.1}{360} \times 200 \times (0.9 \times 450) = 248 \text{ mm}^2$$

\* حساب مساحة التسليح فى القطاع المعرض لأقصى عزم موجب ( L sec. )

$$A_{s+ve} = \frac{M_u}{\left( d - \frac{t_s}{2} \right) f_y / \gamma_s} = \frac{52.8 \times 10^6}{(0.9 \times 450 - 180/2) 360/1.15}$$

$$= 535 \text{ mm}^2 > A_{s\min} \quad \underline{ok}$$

$$\text{Select } A_{s+ve} = 3 \phi 16$$

\* حساب مساحة التسليح فى القطاع المعرض لعزم سالب ( قطاع مستطيل )

$$R = \frac{M_u}{b d^2 f_{cu} / \gamma_c} = \frac{17.6 \times 10^6}{200 (0.9 \times 450)^2 \times 25/1.5} = 0.0322$$

$$\frac{a}{d} = 1 - \sqrt{1 - 3R} = 1 - \sqrt{1 - 3(0.0322)} \cong 0.05 < 0.1 \quad \underline{ok}$$

$$\text{use } a/d = 0.1$$

$$A_{s-ve} = \frac{M_u}{d \left( 1 - \frac{a/d}{2} \right) f_y / \gamma_s} = \frac{17.6 \times 10^6}{0.9 \times 450 (1 - 0.1/2) 360/1.15}$$

$$= 146 \text{ mm}^2 < A_{s\min} \quad \text{not ok}$$

$$\text{use } A_{s-ve} = A_{s\min} = 248 \text{ mm}^2$$

$$\text{Select } A_{s-ve} = 2 \phi 16$$

$$A'_s \geq 0.1 A_s = 0.1 \times 603 = 60.3 \text{ mm}^2 \quad (\text{min } 2 \phi 10)$$

$$\text{Select } A'_s = 2 \phi 10$$

خامسا : حساب الكانات اللازمة لمقاومة القص

$$q_u = \frac{Q_u}{b d} = \frac{70.4 \times 10^3}{200 \times (0.9 \times 450)}$$

$$= 0.87 \text{ N/mm}^2 < q_{cu} \text{ use min shear reinf.}$$

$$s_{\max} = \frac{d}{2} \leq 200 \text{ mm}$$

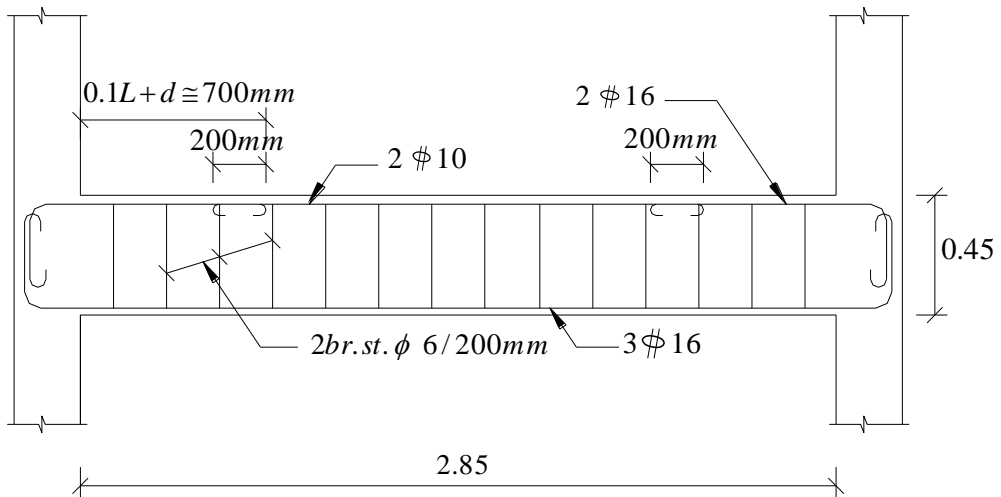
$$\frac{A_{st \min}}{b \times s} = \frac{0.4}{f_y}$$

$$\text{using } s_{\max} \text{ results } A_{st} = \frac{0.4}{360} \times 200 \times 200 = 44 \text{ mm}^2 \quad (2 \phi 6 \text{ mm})$$

use 2 br. stirrup  $\phi 6/200 \text{ mm}$

سادسا : تفاصيل التسليح

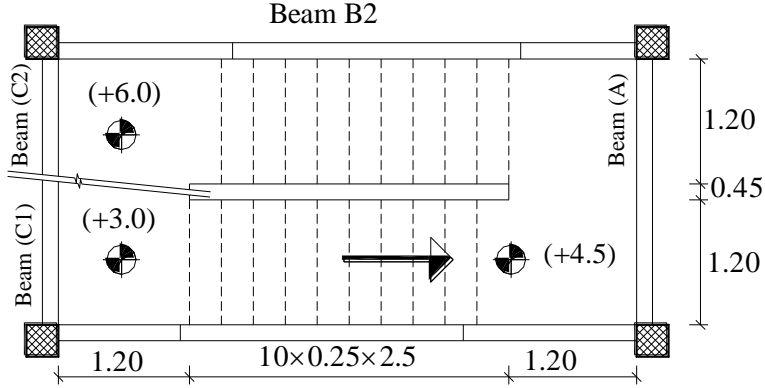
يوضح شكل (٦-٢١) تفاصيل تسليح كمره منتصف الدور



شكل (٦-٢١) تفاصيل تسليح كمره منتصف الدور

### ٦-٧-٤ مثال (٣) تصميم درجات سلم ذو بلاطات كابولية Cantilever Type

يوضح شكل (٦-٢٢) المسقط الأفقى لسلم فى فراغ مستطيل بلاطاته كابولية وبياناته متطابقة مع بيانات مثال (١). فإذا كان وزن دروة السلم  $0.8 \text{ KN/m}$  فالمطلوب تصميم درجات السلم الكابولية



شكل (٦-٢٢) المسقط الأفقى لسلم بلاطاته كابولية

أولاً : حساب السمك الأدنى لدرجات السلم

- السمك اللازم لإستيفاء شرط الترخيم

بافتراض بحر البلاطة الكابولية مساو لطول البلاطة مقاسا من محور الكمره

$$t_{avr \min} = \frac{span}{10 \times 1.25} = \frac{1300}{10 \times 1.25} = 104 \text{ mm}$$

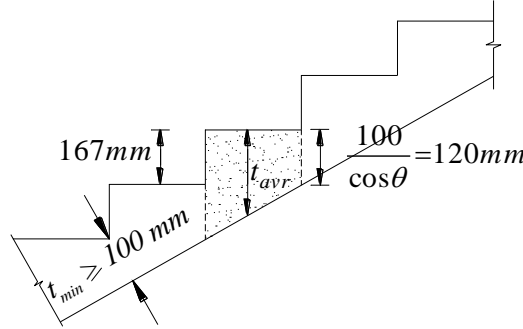
- السمك اللازم لمتطلبات التنفيذ

السمك الأدنى للبلاطة الذى يستوعب تسليح درجات سلم هو  $t_s = 100 \text{ mm}$

بالتالى من شكل (٦-٢٣) يمكن حساب السمك المتوسط  $t_{avr}$  كالتالى :

$$t_{avr} (practical) = \frac{t_s}{\cos \theta} + \frac{r}{2} = \frac{100}{0.832} + \frac{167}{2} = 204 \text{ mm}$$

$$\text{Select } t_s = 100 \text{ mm \& } t_{avr} = 204 \text{ mm}$$



شكل (٢٣-٦) السمك الأدنى اللازم لمتطلبات التنفيذ

ثانيا : بحر البلاطة الكابولية

هو القيمة الأصغر مما يلي :

$$L \leq L_n + \frac{b}{2} = 1.2 + \frac{0.2}{2} = 1.3 \text{ m}$$

$$\leq L_n + t_{avr} = 1.2 + 0.204 = 1.4 \text{ m}$$

بالتالى :

$$L = 1.30 \text{ m}$$

ثالثا : حساب الأحمال وعزوم الإنحناء / درجة

$$\text{Own wt} = 0.25 \times 0.204 \times 25 = 1.28 \text{ KN/m'}$$

$$\text{flooring} = g_o \times 1 = 0.25 \times 1 = 0.25 \text{ KN/m'}$$

$$g = 1.53 \text{ KN/m'}$$

$$p = g_o \times 3.0 = 0.25 \times 3 = 0.75 \text{ KN/m'}$$

$$w_u = 1.5 (1.53 + 0.75) = 3.4 \text{ KN/m'}$$

$$W_{parape(ult.)} = 1.5 \times (0.25 \times 0.8) = 0.3 \text{ KN}$$

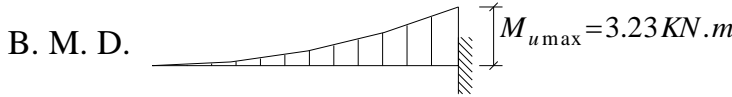
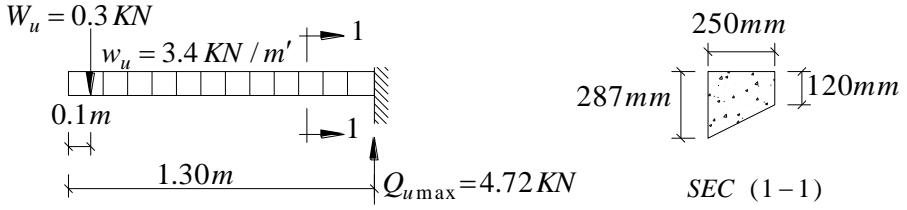
يوضح شكل (٢٤-٦) الأحمال القصوى الواقعة على كل درجة ، ومنها يمكن حساب

الآتى :

$$M_{u \max} = 0.3 (1.2) + 3.4 \frac{(1.3)^2}{2} = 3.23 \text{ KN.m}$$

$$Q_{u \max} = 0.3 + 3.4 (1.3) = 4.72 \text{ KN/step}$$

( حل هذا المثال لا يستلزم حساب  $Q_{u \max}$  ، لكن تم حسابها لأهميتها في المثال القادم )



شكل (٦-٢٤) الأحمال وعزوم الانحناء / درجة

رابعاً : تصميم درجات السلم

١- حساب سمك البلاطة

$$d_{\min} = 0.53 \sqrt{\frac{3.23 \times 10^6}{250}} = 60.2 \text{ mm} \rightarrow t_{\text{avr}} \cong 100 \text{ mm} < t_{\text{avr}(\text{practical})} \quad \underline{ok}$$

$$\text{Select } t_{\text{avr}} = t_{\text{avr}(\text{practical})} = 204 \text{ mm} \rightarrow d = 204 - 30 = 174 \text{ mm}$$

٢- حساب التسليح اللازم للعزوم

$$A_{s \min} = \frac{1.1}{f_y} \times b \times d = \frac{1.1}{240} \times 250 \times 174 = 199 \text{ mm}^2$$

$$R = \frac{M_u}{b d^2 f_{cu} / \gamma_c} = \frac{3.23 \times 10^6}{250 (174)^2 \times 25/1.5} = 0.0256$$

$$a/d = 1 - \sqrt{1 - 3R} = 1 - \sqrt{1 - 3(0.0256)} = 0.04 < 0.1$$

$$\text{use } a/d = 0.1$$

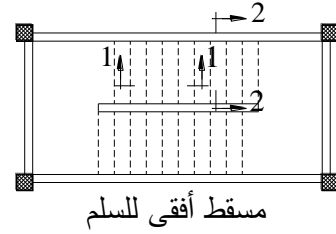
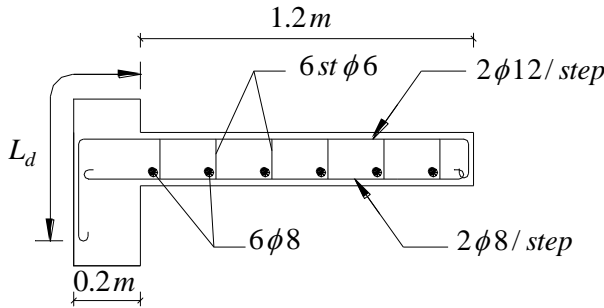
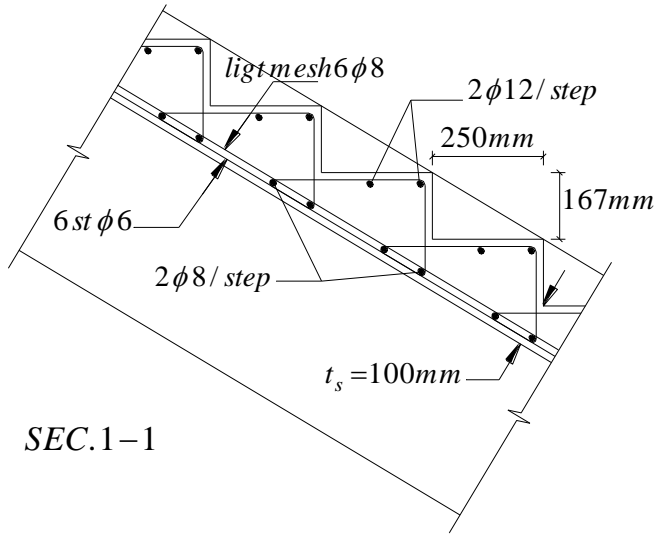
$$A_s = \frac{M_u}{d \left(1 - \frac{a/d}{2}\right) f_y / \gamma_s} = \frac{3.23 \times 10^6}{174 \left(1 - \frac{0.1}{2}\right) 240/1.15} = 94 \text{ mm}^2 < A_{s \min}$$

$$\text{use } A_s = A_{s \min} = 199 \text{ mm}^2$$

$$\text{Select } A_s = 2 \phi 12 / \text{step}$$

#### خامسا : تفاصيل التسليح

- يوضح شكل (٦-٢٥) تفاصيل تسليح درجات السلم ، ومنه يمكن ملاحظة الآتى :
- التسليح المقاوم للعزوم هو تسليح علوى ، يلزم لتثبيتة فى مكانه وجود كانات. هذه الكانات ليس لها ضرورة فى القص حيث  $(q_u \ll 0.5 q_{cu})$  ، لذلك يستخدم الحد الأدنى للكانات وهو  $5 \phi 6 / m'$  ، وبالتالي يلزم ٦ كانات فى كامل عرض الدرج (١،٢٠ متر).
  - بالنسبة للسطح السفلى للبلاطة يتم تزويده بشبكة تسليح خفيفة  $5 \phi 8 / m'$



شكل (٦-٢٥) تفاصيل تسليح درجات السلم (الكابولية )

## ٦-٧-٥ مثال (٤) تصميم الكمره الحاملة للدرجات الكابولية

السلم المبين بشكل (٦-٢٢) يشترك مع الأمثلة ١، ٢، ٣ فى البيانات المعطاه ، والمطلوب تصميم كمره السلم الحاملة للدرج *Stringer Beam B2* .

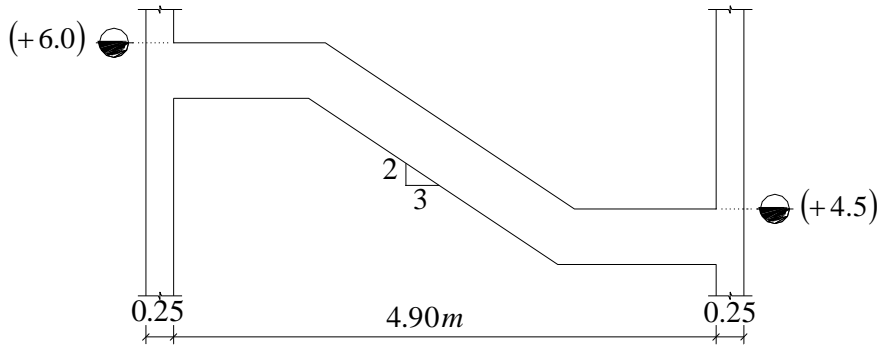
من المثال (٣) يمكن الحصول على البيانات التالية

- تأثير الدرجة على السلم

$$Q_u / \text{step} = 4.72 \text{ KN / step}$$

$$M_u / \text{step} = 3.23 \text{ KN.m / step}$$

- أبعاد بحر الكمره B2 يوضحها بشكل (٦-٢٦)



شكل (٦-٢٦) أبعاد بحر الكمره B2

أولاً : أبعاد الكمره

١ - العمق اللازم لإستيفاء شرط الترخيم

$$t_{\min} = \frac{\text{span}}{16} = \frac{(5150)}{16} = 322 \cong 350 \text{ mm}$$

٢ - بحر الكمره هو أصغر القيم التالية

$$L \leq 1.05 L_n = 1.05 \times 4.90 = 5.15 \text{ m}$$

$$\leq L_n + t = 4.90 + 0.35 = 5.25 \text{ m}$$

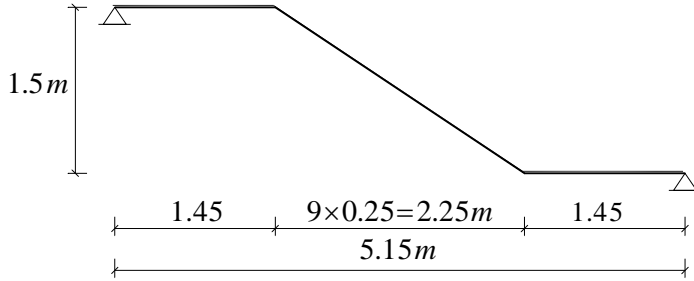
$$\leq L + L = 4.90 + 0.25 = 5.15$$

C C

$$L = 5.15 \text{ m}$$



وبين شكل (٢٧-٦) الأبعاد التصميمية لبحر الكمره B2



شكل (٢٧-٦) الأبعاد التصميمية لبحر الكمره B2

ثانيا : حساب الأحمال والقوى الداخلية المؤثرة على الكمره B2

لتقدير وزن الكمره فقط يفترض العمق التالى :

$$t_{\min} \cong \frac{\text{span}}{10} = \frac{5150}{10} \cong 500 \text{ mm}$$

$$\text{own wt. of beam} = 0.5 \times 0.2 \times 25 = 2.5 \text{ KN/m'}$$

$$\text{wall Loads} = \gamma_{\text{wall}} (H - h) = 2.5 (3.0 - 0.5) = 6.25 \text{ KN/m'}$$

وحيث أن مجموع وزنى الكمره + الحائط تقريبا لا يتأثر بالتغير فى عمق الكمره

$$(\text{own wt} + \text{wall load})_{\text{ultimate}} = 1.5 (2.5 + 6.25) = 13.1 \text{ KN/m' (horiz. proj)}$$

١- الأحمال القصوى على الجزء المائل من الكمره

$$(\text{own wt} + \text{wall load})_{\text{ultimate}} = 1.5 (2.5 + 6.25) = 13.1 \text{ KN/m' (horiz. proj)}$$

$$\text{steps load (ultimate)} = 4.72 / 0.25 = 18.9 \text{ KN/m' (horiz. proj)}$$

$$w'_{lu} (\text{on inclined part}) = 32 \text{ KN/m' (horiz. proj)}$$

$$M_u = \frac{M_u / \text{step}}{g_o} = \frac{3.23}{0.25} = 12.9 \text{ KN.m/m' (horiz. proj)}$$

٢- الأحمال القصوى على الجزئين الأفقيين من الكمرة  
- Horizontal slab load / m<sup>2</sup>

$$\begin{aligned} \text{own wt} &= 0.1 \times 25 = 2.5 \text{ KN / m}^2 \\ \text{flooring} &= 1.5 \text{ KN / m}^2 \\ g &= 4 \text{ KN / m}^2 \\ p &= 3 \text{ KN / m}^2 \\ w_u &= 1.5 (4 + 3) = 10.5 \text{ KN / m}^2 \end{aligned}$$

لحساب رد فعل البلاطة الأفقية landing على الكمرة B2

$$\begin{aligned} \text{horiz. slab load} &= \frac{\text{span}}{2} \times w_u = \frac{2.85}{2} \times 10.5 = 15 \text{ KN / m}' \\ w'_{2u} (\text{on horiz. parts}) &= 13.1 + 15 = 28.1 \text{ KN / m}' (\text{horiz. proj}) \end{aligned}$$

ويوضح شكل (٦-٢٨) الأحمال والقوى الداخلية المؤثرة على الكمرة B2 . ومنها يمكن حساب  $M_{tu \max}$  كالتالى :

$$M_{tu \max} = 12.9 \times \frac{2.25}{2} = 14.5 \text{ KN. m}$$

ثالثا : حساب عمق الكمرة

١- العمق اللازم لمقاومة العزم

$$\begin{aligned} d_{\min} &= K_u \sqrt{\frac{M_u}{b}} = 0.556 \sqrt{\frac{102 \times 10^6}{200}} = 397 \text{ mm} \\ t &\cong 1.15 d_{\min} = 1.15 \times 397 = 457 \text{ mm} \rightarrow 500 \text{ mm} \end{aligned}$$

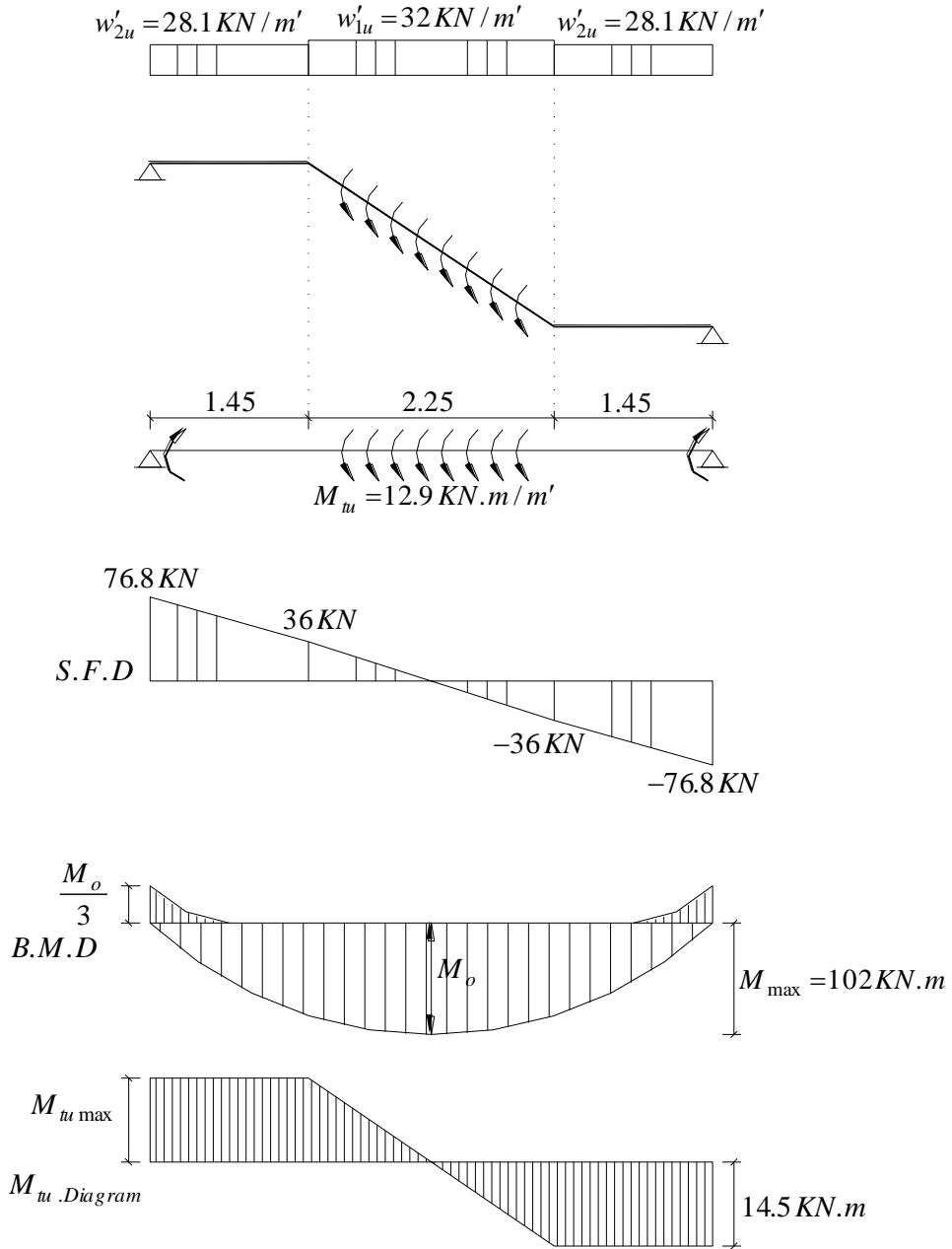
٢- مراجعة أبعاد القطاع الخرساني لمقاومة القص والإلتواء

\* مقاومة القص

$$q_u = \frac{Q_u}{b \times d} = \frac{76.8 \times 10^3}{200 (0.9 \times 500)} = 0.853 \text{ N / mm}^2 < q_{cu}$$

\* مقاومة الإلتواء

قطاع الكمرة أبعاده  $200 \times 500$  ، بالتالى تكون أبعاد الكانة الخارجية  $150 \times 450 \text{ mm}$  ،  
ومنها يمكن حساب الآتى :



شكل (٦-٢٨) الأحمال والقوى الداخلية المؤثرة على الكمرة B2

$$\text{Negligible } q_{tu} = 0.06 \sqrt{f_{cu}/\gamma_c} = 0.06 \sqrt{25/1.5} = 0.24 \text{ N/mm}^2$$

$$q_{tu} = \frac{M_{tu}}{1.7 A_{oh}^2 / p_h} = \frac{14.5 \times 10^6}{1.7 (150 \times 450)^2 / (2 \times 150 + 2 \times 450)} = 2.25 \text{ N/mm}^2$$

$$\delta_{ti} = \frac{1}{\sqrt{1 + (q_u/q_{tu})^2}} = \frac{1}{\sqrt{1 + (0.853/2.25)^2}} = 0.935$$

$$q_{tu \max} = 0.7 \delta_{ti} \sqrt{f_{cu}/\gamma_c} = 0.7 \times 0.935 \sqrt{25/1.5} = 2.97 \text{ N/mm}^2$$

وبالتالى فإن الأبعاد الخرسانية للقطاع مقبولة حيث

$$q_{tu} \leq q_{tu \max}$$

$$\text{Beam dimensions } 200 \times 500 \text{ mm}$$

رابعاً : حساب تسليح العزوم

$$A_{s \min} = \frac{1.1}{f_y} \times b \times d = \frac{1.1}{360} \times 200 \times 450 = 275 \text{ mm}^2$$

$$R = \frac{M_u}{b d^2 f_{cu}/\gamma_c} = \frac{102 \times 10^6}{200 (450)^2 \times 25/1.5} = 0.151$$

$$a/d = 1 - \sqrt{1 - 3R} = 1 - \sqrt{1 - 3 \times 0.151} = 0.26$$

$$A_s = \frac{M_u}{d \left(1 - \frac{a/d}{2}\right) f_y/\gamma_s} = \frac{M_u \times 10^6}{450 \left(1 - \frac{0.26}{2}\right) 360/1.15} = 8.16 M_u$$

$$A_{s+ve} = 8.16 \times 102 = 832 \text{ mm}^2 > A_{s \min} \quad \underline{ok}$$

$$A_{s-ve} = 8.16 \times 34 = 277 \text{ mm}^2 > A_{s \min} \quad \underline{ok}$$

خامساً : حساب تسليح القص والإلتواء

بتقييم الإجهادات وفقاً لجدول (٦-٢) [ جدول (٤-٥) بالكود المصرى ] يلاحظ الآتى :

$$q_u < q_{cu} \text{ \& } q_{tu} > 0.06 \sqrt{f_{cu}/\gamma_c} , q_{tu} \leq q_{tu \max}$$

فى هذه الحالة لا يلزم حساب تسليح لمقاومة القص ، ويلزم فقط توفير تسليح لمقاومة

١- التسليح العرضى (الكانات)

$$s_{\max} = \frac{p_h}{8} = \frac{2(150 + 450)}{8} = 150 \text{ mm}$$

باستخدام  $s_{max}$  يمكن حساب مساحة فرع الكانة  $A_{str}$  كالتالى

$$A_{str} = \frac{M_{tu} \times s}{1.7 (x_1 \times y_1) f_{yst} / \gamma_s} = \frac{14.5 \times 10^6 \times 150}{1.7 (150 \times 450) 240/1.15} = 91 \text{ mm}^2$$

$$\text{Try } \phi 10 \text{ mm of } A_{str} = 79 \text{ mm}^2$$

$$79 = \frac{14.5 \times 10^6 \times s}{1.7 (150 \times 450) 240/1.15} \rightarrow s = 130 \text{ mm}$$

use 2 br. closed str  $\phi 10/125 \text{ mm}$

$$\text{check } A_{str} > A_{str \min}$$

$$(2 A_{str} + A_{st}) \geq 0.35 \left( \frac{s \times b}{f_{yst} / \gamma_s} \right)$$

$$\begin{aligned} A_{str \min} &= 0.5 \left[ 0.35 \frac{s \times b}{f_{yst} / \gamma_s} - A_{st} \right] \\ &= 0.5 \left[ 0.35 \frac{125 \times 200}{240/1.15} - 0 \right] = 21 \text{ mm}^2 < 79 \text{ mm}^2 \quad \underline{ok} \end{aligned}$$

٢- التسليح الطولى الإضافى  $A_{sI}$

$$\text{check } A_{str}/s \geq \frac{1}{6} \times \frac{b}{f_{yst}}$$

$$\frac{79}{125} \geq \frac{1}{6} \times \frac{200}{240} \rightarrow 0.63 > 0.139 \quad \underline{ok}$$

\* حساب  $A_{sI \min}$

$$\begin{aligned} A_{sI \min} &= \frac{0.46 \sqrt{f_{cu} / \gamma_c} A_{cp}}{f_y} - \frac{A_{str}}{s} p_h \left( \frac{f_{yst}}{f_y} \right) \\ &= \frac{0.46 \sqrt{25/1.5} (200 \times 500)}{360} - \frac{79}{125} \times 2 (150 + 450) \frac{240}{360} = 16 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

\* حساب مساحة التسليح الطولى  $A_{sI}$  اللازم لمقاومة الالتواء

$$\begin{aligned} A_{sI} &= \frac{A_{str} \times p_h}{s} \times \frac{f_{yst}}{f_y} \\ &= \frac{79 \times 2 (150 \times 450)}{125} \times \frac{240}{360} = 506 \text{ mm}^2 > A_{sI \min} \quad \underline{ok} \end{aligned}$$

القطر الأدنى للتسليح الطولى

$$\phi \geq \frac{S}{15} = \frac{125}{15} \cong 9 \text{ mm}$$

$$\geq 12 \text{ mm}$$

العدد الأدنى للأسياخ الطولية الذى يحقق سيخ فى كل ركن ، ويوفر مسافة بين الأسياخ أقل من 300 mm هو ٦ أسياخ

$$\text{use 6 bars each} = \frac{A_{s1}}{6} = \frac{506}{6} = 85 \text{ mm}^2 \text{ ( } \phi 12 \text{ mm )}$$

سادسا : تسليح الكمرة

- التسليح الطولى فى السطح السفلى للكمرة ( منطقة  $M_{max+ve}$  ) يساوى

$$A_{s+ve} + 2 \left( \frac{A_{s1}}{6} \right) = 832 + 2 ( 85 ) = 1002 \text{ mm}^2$$

$$\text{Select } A_{sbottom} = 2 \phi 22 + 1 \phi 18$$

- التسليح الطولى فى السطح العلوى للكمرة ( منطقة  $M_{max-ve}$  ) يساوى

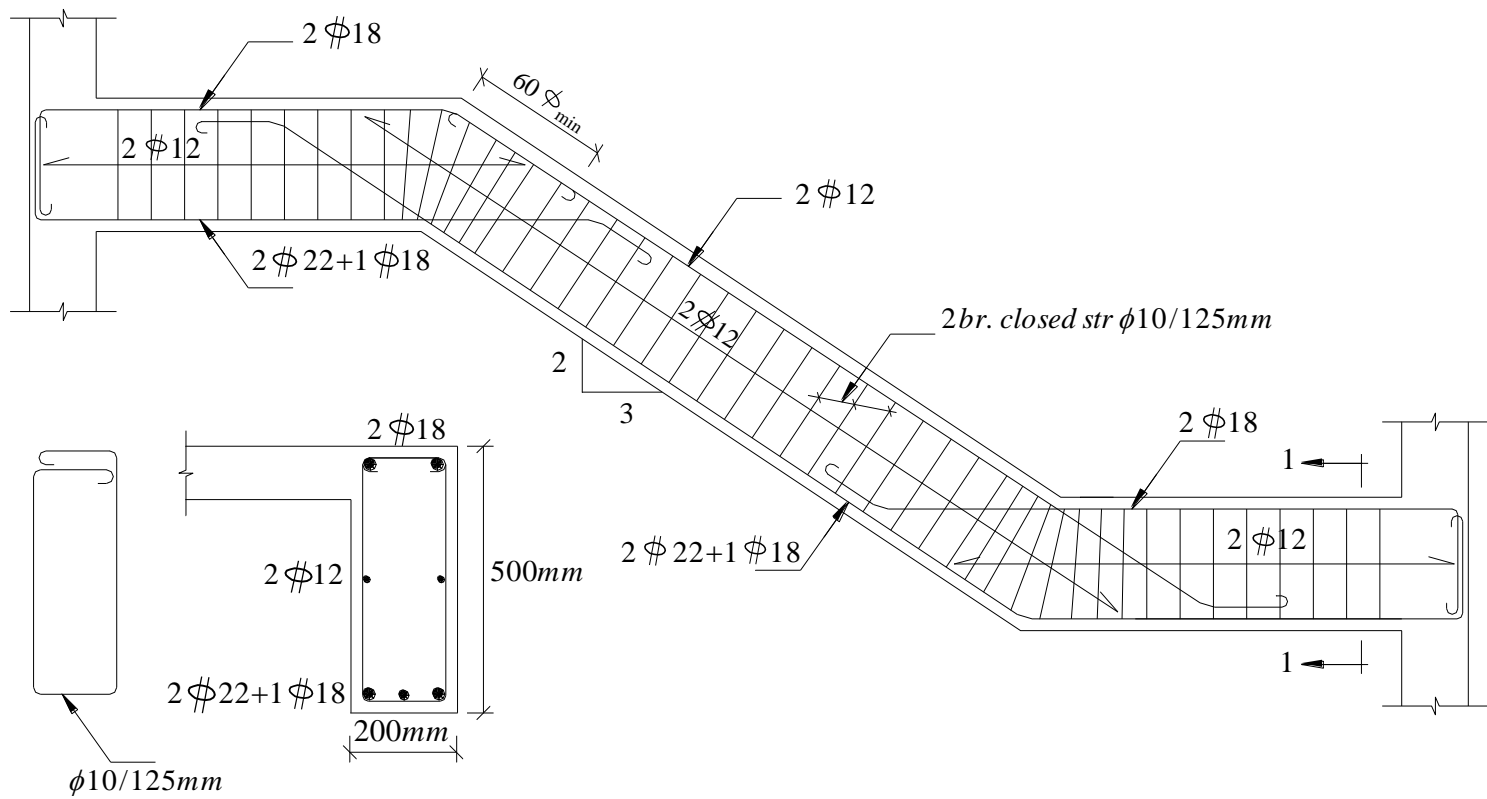
$$A_{s-ve} + 2 \left( \frac{A_{s1}}{6} \right) = 277 + 2 ( 85 ) = 447 \text{ mm}^2$$

$$\text{Select } A_{stop} = 2 \phi 18$$

- التسليح الطولى فى منتصف عمق الكمرة يساوى  $2 ( A_{s1}/6 )$

$$\text{Select } A_{s\text{mid-height}} = 2 \phi 12$$

يوضح شكل (٦-٢٩) تفاصيل تسليح الكمرة B2 ، وتوزيع التسليح فى القطاع. وتجدر الإشارة إلى أن وصلات التسليح الطولى فى جميع المواضع يجب ألا تقل عن طول التماسك فى الشد  $L_d$  ، وذلك وفاء لمتطلبات تسليح الإلتواء.



شكل (٦-٢٩) تفاصيل تسليح الكمره B2

## المراجع

- الكود المصرى لتصميم وتنفيذ المنشآت الخرسانية - كود رقم ٢٠٣ (إصدار ٢٠٠١)، مركز بحوث الإسكان والبناء - جمهورية مصر العربية.
- الكود المصرى لحساب الأحمال والقوى فى الأعمال الإنشائية وأعمال المباني (١٩٩٤)، مركز بحوث الإسكان والبناء - جمهورية مصر العربية.
- أ. د. سيد بك مرتضى، محاضرات ألقاها على طلبة السنة الثالثة مدنى - جامعة الإسكندرية (١٩٥٤).
- أ. د. محمد هلال، أمثلة محلولة مصورة لطلبة السنة الثالثة مدنى - جامعة القاهرة (١٩٥٥).
- أ. د. احمد شاكى، محاضرات ألقاها على طلبة السنة الثالثة مدنى - جامعة الإسكندرية (١٩٥٥).
- أ. د. محمد عبد الحميد جودة، محاضرات ألقاها على طلبة السنة الثالثة مدنى - جامعة الإسكندرية (١٩٧٠).
- Gouda, Helmy and Korish. "Basic Design of Reinforced Concrete Structures". A Text Book Published by the General Egyptian Book Organization (1972).
- Astill, A. W. and Martin, L. H. "Elementary Structural Design in concrete to CPl10" A Text Book Published by Edward Arnold, England (1982).
- Korish, I. E. , "Reinforced Concrete Design - Solved Examples Supplementary to 3<sup>rd</sup> Year Civil Engineering Lectures (1985).
- El-Dakhakhni, W. M. "Modern Design of Reinforced Concrete – Part 2 – Elements and Systems" A Book published by The Anglo Egyptian Bookshop, Cairo, Egypt (1994).