الجامعة التكنولوجية

قسم هندسة البناء و ألإنشاء

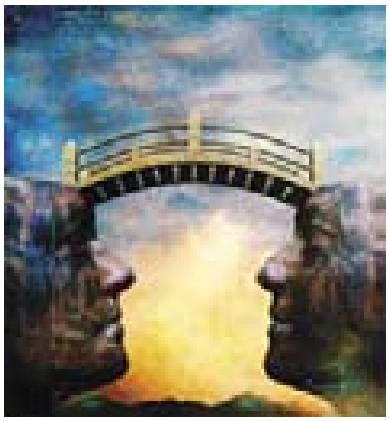
فرع هندسة الطرق والجسور

محاضرات الفصل الثاني

للعام الدراسي 2008- 2009

المرحلة الرابعة

تصاميم الجسـور الكونكريتية

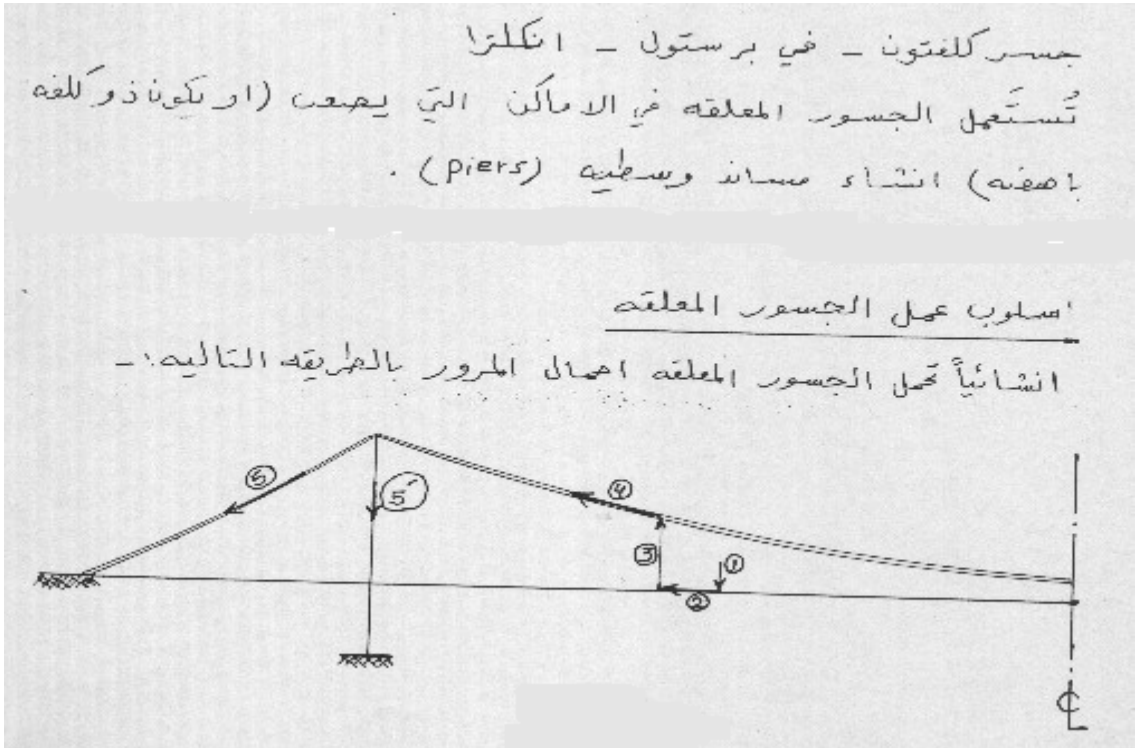


ألجسور المعلقة
Suspension Bridges

Golden Gate Bridge, San Francisco, USA, 1937.

تتكون الجسور المعلقه من قابلوين (Two Cables) رئيسيين
معلقان على ابراج (Towers). وتنتهي القابلوات الرئيسيه
عند الاطراف بمثبتات خرسانيه عملاقه تسمى (Anchorages)
تعلق المنصه (Deck) باستخدام كيبلات ثانويه عديده
تربط بينها وبين القابلوين الرئيسيين (Secondary Cables or Hangers)

Clifton Bridge, Bristol, England



Mackinac Bridge, Michigan, USA.

جسر ماكيناك - ميشيگان - اميركا

ويُعتبر من الجسور المعلقة الطويلة في العالم ، حيث يبلغ طول الجسر الكلي 8.5 كيلومتر . وهنا تجدر ملاحظة ان العظمة الوسطى من الجسر هي المعلقة فقط وليس الجسر كله . اضافة لذلك، فأن اطول جسر معلق في العالم قد تم انشاءه في اليابان عام 1998 ويبلغ طوله 1991 متر . وتجري حالياً دراسات لتصميم جسور بمضارات اطول .

① الاحمال وتشمل ، احمال المرور ، الاحمال الميته ، الاحمال الحديه ، احمال الرياح ...

② حمل الاحمال بواسطة المنصه .

③ حمل المنصه بواسطه القابلوات الثانويه .

④ انتقال الاحمال الى القابلوين الرئيسيين .

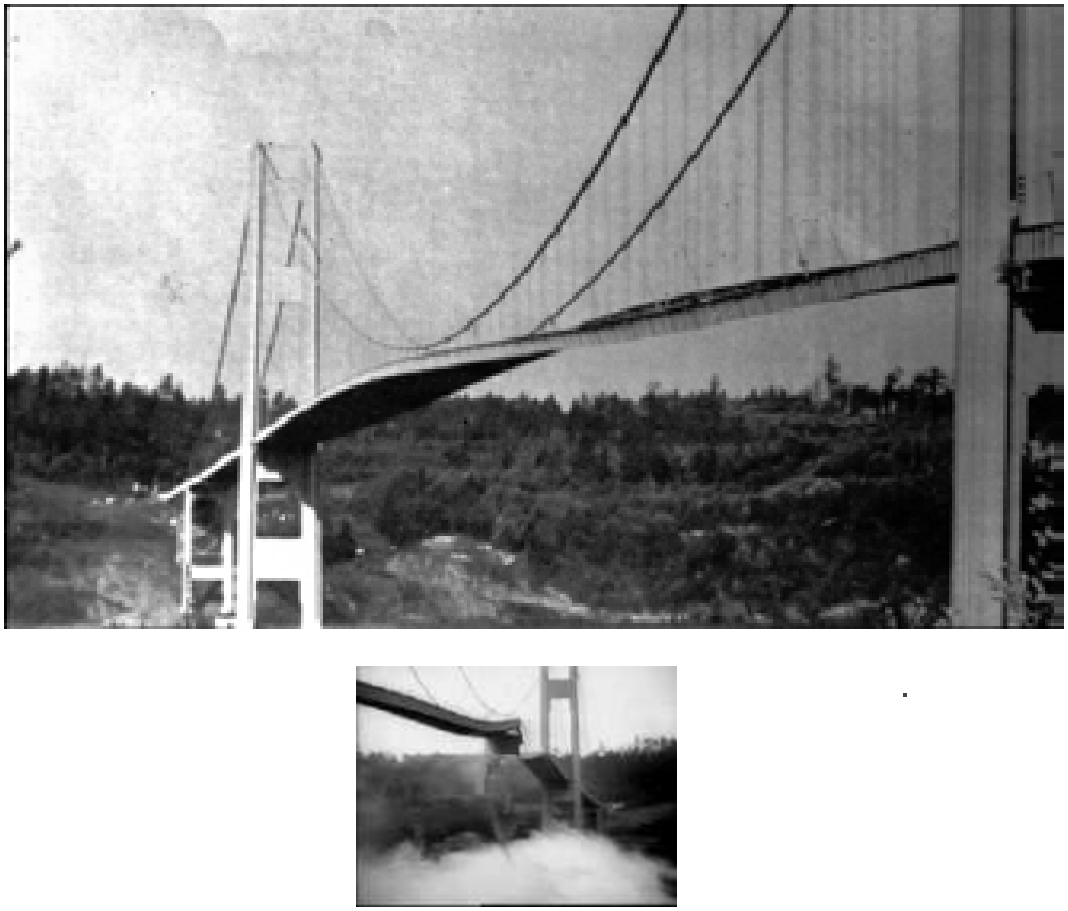
(5+6) انتقال الاحمال الى البرج والمثبتات .

George Washington Bridge, New York, USA.

جسر جورج واشنطن - يربط نيويورك مع نيوجرزي - امريكا .

احد الجسور المعلقه الطويله ذات المنصات المعدنيه . ويبدو بان لهذا الجسر طابقين .

في كثير من الاحيان يتم تنفيذ منصات الجسور المعلقه باستخدام المعادن او السبائك وذلك لكونها خفيفه الوزن مقارنة مع المقاطع الخرسانيه ، الا ان هذه ليست قاعده مطلقه فانا نوجد جسور معلقه كثيره ذات منصات خرسانيه ذات مقاطع صندوقيه وغالباً مايتم استخدام الخرسانه مسبقه الاجهاد او اللاصقه لربط قطع المنصه مع بعضها وهذا مايسمى بـ Segmental Bridge .

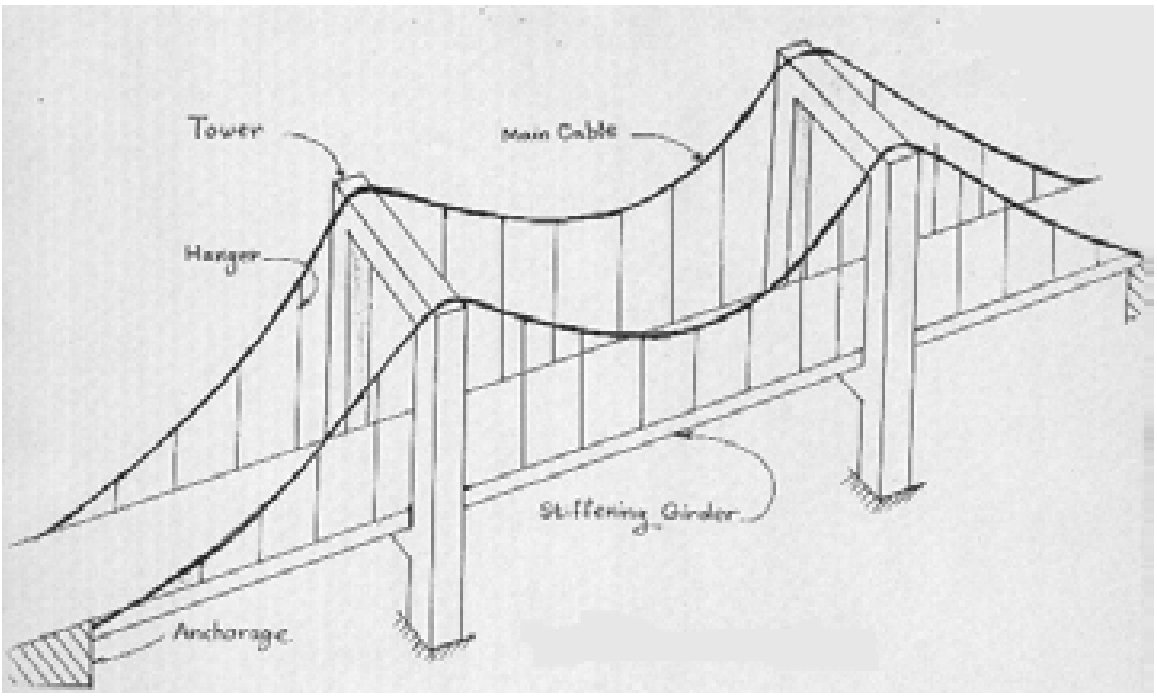


Tacoma Narrows Bridge, Washington, USA.

انهيار جسر تاكوما - واشنطن - امريكا .

يبلغ جسر تاكوما المعلق 1810 متر . استغرق انشاءه عامين ، وتم افتتاحه في اكتوبر/1940 . بعد مرور اربعة اشهر من افتتاحه انهار الجسر بسبب عاصفة بلغت فيها سرعة الرياح 68 كيلومتر/الساعة . وكان سبب الكارثة خطأ في التصميم فبدلاً من السماح للرياح من المرور عبر الجسر تم تصميم الروافد لكي تكون مصداً للرياح مما سبب اهتزازات قوية في المنطقة حيث كان يرتفع جانب من اخر عدة امتار مما تسبب في انهيار الجسر وسقوطه في النهر .

* في الجسور القصيرة قد تهمل تأثيرات الرياح . ولكن في الجسور المعلقة ولكونها ذات فتحات طويلة (يجب) حساب تأثير الرياح بدقة ضمن التصميم .

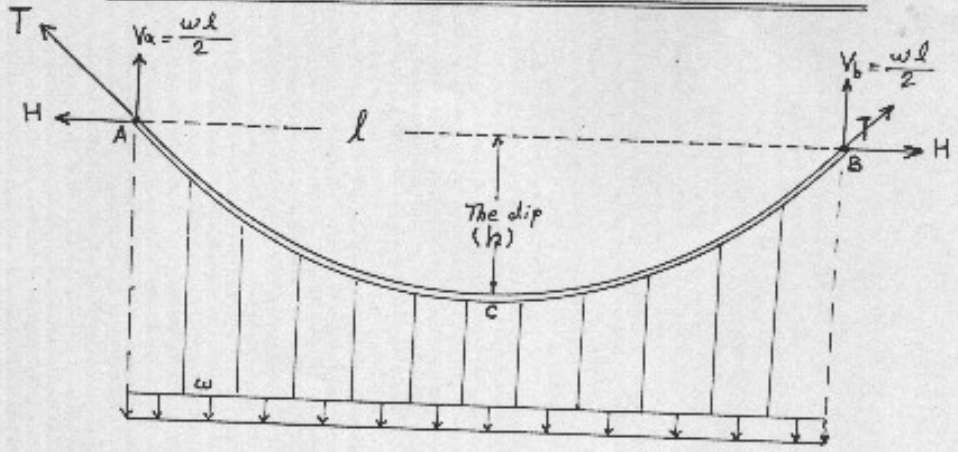


Typical Suspension Bridge.

لغرض المحافظة على شكل الكابل الرئيسي (Main Cable) من التغيير بسبب الاحمال المتحركة على الجسر، يُستخدم رافد صلد (Stiffening Girder) لكل جهة من جهتي الممشى. يتألف الرافد الواحد من عتبتين مرتبطتين مفصلياً مع بعضهما ومع الجسر بواسطة ثلاثة مفاصل. الغرض من المفاصل هو لنقل احمال المرور من الممشى الى الكابل الرئيسي بشكل منتظم التوزيع تقريباً وذلك في مواقع المفاصل بالدرجة الاساس. وليس على امتداد الرافد لصلدته العالية. كما يرتبط الرافد الصلد مع الكابل الرئيسي بكابلات متقاربة ثانوية (hangers).

يسمى الكابل الرئيسي في الفضاء الوسطي للجسر كابل التعليق (Suspension Cable) بينما يسمى في الاطراف كابل التثبيت (Anchorage Cable) رغم انه نفس الكابل. ويمر الكابل الرئيسي فوق الابراج (Towers) عبر بكرات متحركة (Guide pulley) لتسهيل عملية السحب ولمنع الاحتكاك. وكما سيتم تحليله لاحقاً.

① Cable carrying a uniformly distributed load



$$\Sigma M_C = 0$$

$$Hh + w\frac{l}{2} \times \frac{l}{4} - \frac{wl}{2} \times \frac{l}{2} = 0 \quad \Rightarrow \quad \boxed{H = \frac{wl^2}{8h}} \quad \dots ①$$

هذه معادلة قوه الشد الافقي (H) للقابلو تحت تأثير حمل منتظم التوزيع (w).

Max. Tension of the Cable (T)

$$T = \sqrt{\left(\frac{wl}{2}\right)^2 + \left(\frac{wl^2}{8h}\right)^2} \quad \Rightarrow \quad \boxed{T = \frac{wl}{2}\sqrt{1 + \frac{l^2}{16h^2}}} \quad \dots ②$$

هذه معادلة الشد (T) في القابلو ويكون باقصى ما يمكن عند المسندين A, B ويقل تدريجياً حيث يبلغ ادناه في منتصف الفضاء (C) وذلك لعدم وجود مركبه شاقوليه وانما شد افقي فقط ويساوي (H).

② The shape of a Loaded Cable

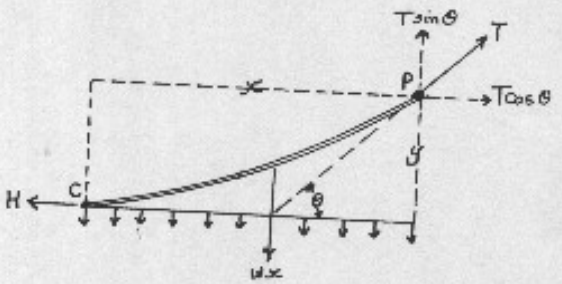
$$dy = \frac{wx}{H}\,dx$$

$$y = \frac{wx^2}{2H}$$ هذه معادلة شكل بيضوي

$$y = \frac{wx^2}{2} \times \frac{8h}{wl^2}$$

$$\boxed{y = \frac{4h}{l^2}x^2}$$ هذه معادلة مسار القابلو على افتراض ان C هي نقطة الاصل

$$\boxed{y = \frac{4h}{l^2}x(x-l)}$$ هذه معادلة مسار القابلو على افتراض ان اي من المسندين A أو B كنقطة اصل



$$T\sin\theta = wx$$

$$T\cos\theta = H$$

$$\tan\theta = \frac{wx}{H} = \frac{dy}{dx}$$

③ Length of the Cable (L) :-

$$L = l + \frac{8h^2}{3l} \quad \text{-----} ③$$

هذه معادلة حساب طول القابلو

مثال: اوجد أطول فضاء يمكن ان يمتد فيه قابلو ذو dip $h = \frac{l}{10}$ ، وان وزن المتر الواحد من القابلو يساوي 1500 kg/cm² . واذا كان اجهاد الشد المسموح به لا يتجاوز 7800 kg/m³ .

$$L = l + \frac{8h^2}{3l} = \frac{308}{300} l$$

Let the area of the cable be A cm^2

Weight of the cable $= W = \frac{308}{300} l \times \frac{A}{100^2} \times 7800$

$$W = 0.8008\, A l \text{ kg}$$

Each vertical reaction $= V = \frac{W}{2}$

Horizontal reaction $= H = \frac{Wl}{8h} = \frac{W}{8} \times 10 = \frac{5}{4} W$

Max. Tension $= T_{max.} = \sqrt{V^2 + H^2}$

$$= \sqrt{\left(\frac{W}{2}\right)^2 + \left(\frac{5W}{4}\right)^2} = 1.35\, W$$

$$= 1.35 \times 0.8008\, A l \text{ kg}$$

Max. stress $= \frac{T_{max.}}{A} = f_{max}$

$\therefore 1.35 \times 0.8008\, l = 1500$

$\therefore l = \frac{1500}{1.35 \times 0.8008} = 1370 \text{ m}$

وهذا هو اطول فضاء يمكن ان يمتد فيه القابلو المذكور .

* الطول الكلي للقابلو L يساوي

$L = \frac{308}{300} \times 1370 = 1406.5 \text{ m}$

$h = 1370/10 = 137 \text{ m}$

④ Cable passed over guide pulley at the support

$$T = \sqrt{V_A^2 + H^2}$$

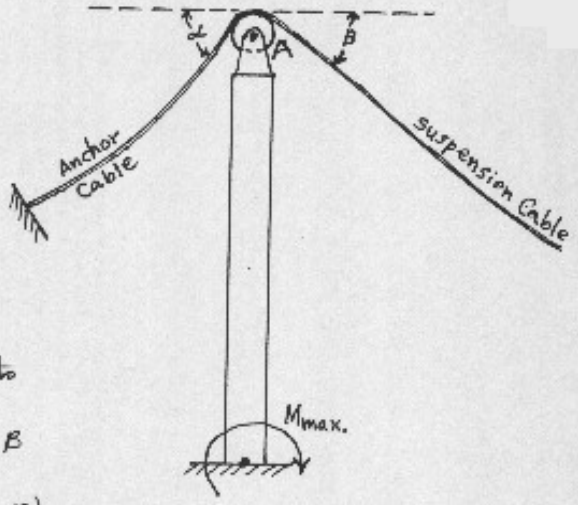
$$\tan\beta = \frac{V_A}{H}$$

Total vertical load transmitted to the pier $= T\sin\alpha + T\sin\beta$

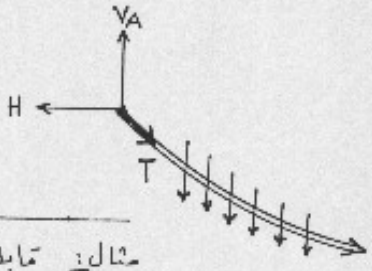
$$= T(\sin\alpha + \sin\beta)$$

Net horizontal force transmitted to the top of the pier $= T\cos\alpha - T\cos\beta$

$$= T(\cos\alpha - \cos\beta)$$



∴ Max. B.M. for the pier = Net horizontal force at the top of the pier × Height of the pier



مثال: كابلو معلق بفضاء $l=150m$ ومتدلي بمقدار $h=15m$ ، يحمل انتشار بمقدار $w=0.6\ t/m$. جد مقدار اقصى شد في الكابلو ومقدار ميلانه عند الابراج.

واوجد مقدار القوى الشاقوليه المنقوله الى الابراج (V_A) . علماً بان ميل كابلو التثبيت (Anchor Cable) يميل بزاويه $\alpha = 30°$ عن الافق . واذا كان ارتفاع البرج $20m$ ، جد مقدار اقصى عزم انحناء للبرج.

$$V_A = \frac{wl}{2} = \frac{0.6 \times 150}{2} = 45\ t$$

$$H = \frac{wl^2}{8h} = \frac{0.6 \times 150^2}{8 \times 15} = 112.5\ t$$

$$T_{max} = \sqrt{V_A^2 + H^2} = \sqrt{45^2 + 112.5^2} = 121.2\ t$$

$$\tan\beta = \frac{V_A}{H} = \frac{45}{112.5} = 0.4$$

$$\tan^{-1} 0.4 = \beta = 21° 48'$$

Total vertical load transmitted to the pier $= T\sin 30 + T\sin 21° 48' = 105.1\ t$

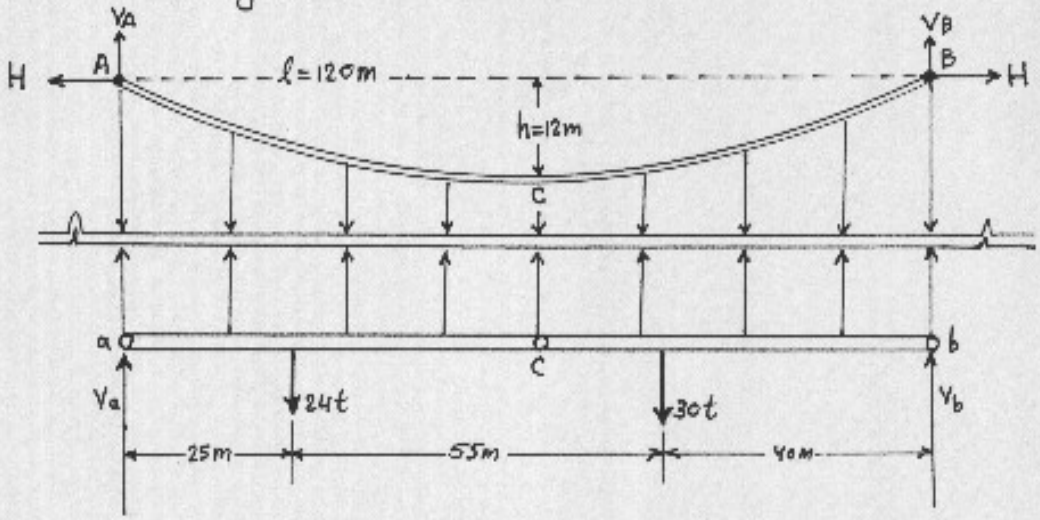
Net horizontal load transmitted to the pier $= T\cos 21° 48' - T\cos 30 = 7.6\ t$

Max. B.M. for the pier $= 7.6 \times 20 = 152\ t\cdot m$

مثال: في الجسر المعلق الموضح ادناه ، أوجد مايلي :-

أ- اقصى قوة شد مطلوبه لسحب القابلو الرئيسي .

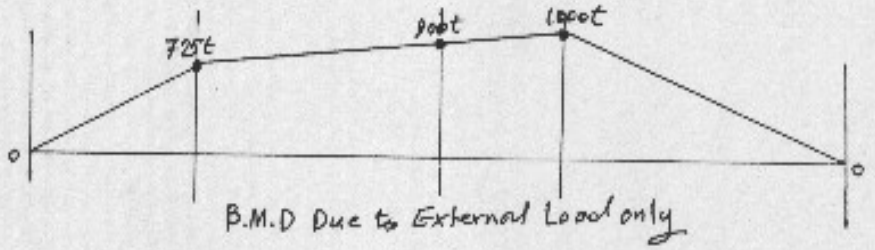
ب- ارسم مخطط عزم الانحناء للـ stiffening Girder .



باعتبار ان الرافد المحمل abc بسيط الاسناد حسب ردود الافعال Va ، Vb و عزم الانحناء تحت تأثير الاحمال المركزه الخارجيه 24 ، 30)t) .

$\Sigma M_a = 0 \Rightarrow V_b \times 120 - 24\times 25 - 30\times 80 = 0 \Rightarrow V_b = 25t \Rightarrow V_a = 29t$

$M_{25} = 725\ t.m$ ، $M_c = 900\ t.m$ ، $M_{80} = 1000\ t.m$



B.M.D Due to External Load only

at c $M = Hh \Rightarrow H = \frac{M_c}{h} \Rightarrow H = \frac{900}{12} = 75t$

but $H = \frac{wl^2}{8h} = \frac{w\times 120^2}{8\times 12} = 75t \Rightarrow w = 0.5\ t/m$

$V_A = V_B = \frac{wl}{2} = \frac{0.5\times 120}{2} = 30\ t$

$T_{max} = \sqrt{V^2 + H^2} = \sqrt{30^2 + 75^2} = \underline{80.76\ t}$

For the girder, the B.M. at any section is given by.

M = Girder moment − H moment

= Girder moment − Hy

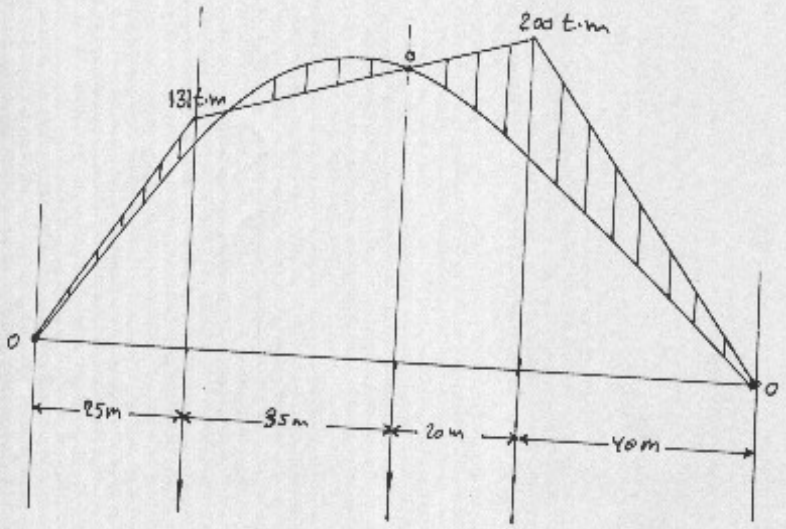
Actual B.M. diagram for the girder

$Y_{25} = \frac{4h}{l^2} x (l - l) = \frac{4 \times 12}{120^2} \times 25 \times 95 = 7.92$ m

Actual B.M at 25 m from left end equal $725 - 75 \times 7.92 = 131$ t.m

$Y_{80} = \frac{4 \times 12}{120^2} \times 80 \times 40 = \frac{32}{3}$ m

Actual B.M. at 80 m from the left end $= 1000 - 75 \times \frac{32}{3} = 200$ t.m



B.M.D for the Stiffening Girder

لمزيد من المعلومات يمكن مراجعة مكتبة القسم والاطلاع على الكتاب المعنون:-

Theory of structures

S. RAMAMRUTHAM

لمؤلفه:-

Yokohama Bay Bridge, Japan.

جسر يوكوهاما - اليابان

(C.S.B)

يبلغ جسر يوكوهاما 860 متر وهو من نوع (Cable-stayed Br.)

---

* يجدر التمييز بين الجسور المعلقه وبين ال (C.S.B) حيث يمتاز الاخير بان له ابراج طويله كما في الجسور المعلقه لكن الاختلاف يكون باسلوب تثبيت منصه الجسر فباشره بالابراج باستعمال مجاميع من القابلوات المائله. لذا فان ال (C.S.B) لا تحتوي على كابلوين رئيسيين للتعليق. وتُستعمل ال (C.S.B) لعبور الفضاءات المتوسطه. وان تنفيذها يكون اسرع من الجسور المعلقه واقل كلفه لعدم حاجتها للمثبتات الطرفيه (Anchorages). ومن الامثله على الجسور (C.S.B) الجسر الذي يربط الاعظميه مع شارع ١٤ رمضان.

Normandy Bridge, France.

جسر نورماندي - فرنسا

يبلغ مقطع جسر نورماندي 856 متر ويعتبر من جسور (C.S.B) الطويلة في العالم . تم افتتاحه في كانون الثاني 1995 .

* بصوره عامه تعتبر الجسور المعلقه وال (C.S.B) جسور ذات مقطرات رفيعه وتكون معرضه للاهتزاز و الـ(Deflection) لذا فلا تستخدم لعبور القطارات عليها . وتبرز في اغلب الاحيان المفاهيم المعماريه في انشائها لكي تكون معلمه تشكل احد معالم الواجهه للمدينه التي تنشأ فيها .

** لمزيد من المعلومات يمكن مراجعه مكتبه القسم والاطلاع على الكتاب :-

Construction and Design of CABLE-STAYED BRIDGES

by: Walter Podolny, Jr.
John B. Scalzi

Bascule Bridge, Florida, USA.

الجسر الموضحه صورته اعلاه يعبر نهر ميامي في فلوريدا - امريكا
يمتاز هذا الجسر بان منصته يمكن فتحها هيدروليكياً لكي تسمح
بمرور السفن عبر النهر دون الاضطرار الى انشاء منصه مرتفعه
جداً وبالتالي حتاج الى مقتربات طويله يصعب انشاءها في
مدينه مزدحمه. يسمى اي جسر من هذا النوع بـ (Bascule Br.)
وهذه الجسور تصلح للفضاءات القصيره العابره فوق ممرات مائيه
مزدحمه بالسفن ذات الارتفاعات العاليه. من عيوب هذه الجسور
تعطيل حركه المرور عند فتحها ولذلك نادراً غالباً ما تفتح في
مواعيد ثابته.

Vertical Lift Bridge.

الجسر الموضحه صورته اعلاه يمكن رفع القطعه الوسطيه منه
لكي تسمح بمرور السفن من تحتها . وتسمى الجسور من هذا
النوع (Vertical-lift Bridges) . وتمتاز بامكانها ان تكون
اطول من الـ Bascule Bridges . لكن الارتفاع المقيد لهذه الجسور
قد يعرقل مرور بعض السفن العالية الارتفاع .

Bridges in Newcastle upon Tyne, UK.

توضح الصوره اعلاه جسرين في نيوكاسل - انكلترا .

الجسر البعيد قوس حديدي تتعلق فيه منطقه الجسر الافقيه ويُلاحظ ضخامة السلاسل على طرفيه لكي تمنع القوس من الارتفاع الافقي .

الجسر القريب مثل جسر ذو فتحه علويه حيث يمكن رفعت من الممرات فوق مستوى افقي مستمد على الدعامه الوسطيه مما يسمح بفتحتين ملاحيتين احداهما لذهاب السفن والاخرى للاياب . ويسمى مثل هذا النوع من الجسور بـ Swing Bridge .

* للمعلومات يوجد جسر أضخم من هذا بكثير سيما جسر خالد بن الوليد في مدينه البصره له فتحه ملاحيه . وسمي ليعبر بشط العرب في اوسع مناطقه ويقع تحت الجسر جزيره تُدعى جزيرة السندباد .

Evergreen Point Floating Bridge, Seattle, USA.

جسر ايفرگرين العائم - يعبر بحيرة واشنطن قرب سياتل - امريكا.
تم انشاءه على عوامات فرسانيه. ويمتد الجزء العائم منه لمسافة
2300 متر. يتكون الجسر من 25 قطعه، احداها عائمه تلسكوبيه.
حيث يمكن لهذه القطعه التلسكوبيه بالانفتاح للسماح بمرور السفن
الكبيره او لتخفيف الاجهادات الطوليه على الجسر خلال العواصف.

---

* يوضح هذا الجسر اختلاف الفكره الانشائيه بين جسر وآخر
وكيفيه توظيف معطيات الموقع لاتخاذ القرار حول نوع الجسر
المطلوب انشاءه لكي يؤدي الغرض من انشاءه اضافة الى
الاهتمام بجماليه المنشأ.

Chesapeake Bay Bridge- Tunnel, Virginia, USA.

جسر- نفق چيسابيك يمتد لمسافة 28200 متر بين نورفولك وڤرجينيا. يبدأ كجسر لكنه يختفي في الماء عند منتصفه ليصبح نفقاً تحت الماء ثم يظهر كجسر ثم يعود للاختفاء كنفق كي الوصول الى الضفه الاخرى. اذا فهو منشأ مركب من جسرين ونفقين. الفكره منه للسماح بمرور السفن في نفق تحت قنوات ملاحيه رئيسيه بدون تقاطع.

Pointe Vecchio, Florence, Italy.

جسر ڤيتشيو - فلورنسا - ايطاليا .

تمكن هذا الجسر الذي انشأ عام 1345 م من الصمود من التدمير للجسور المائله القديمه خلال الحرب العالميه الثانيه . يلاحظ في الصوره ان الجسر يحمل محلات الصياغه و المجوهرات .

---

* يتكون الجسر من عدد من الاقواس الحجريه ذات الفتحات الصغيره وفق المعايير الهالليه التي تعتمد الفرسانه و الديد عاليا الاجهاد . كما يلاحظ ضخامة المساند وخصوصاً الجانبيه لكي تمنع اي اندفاع افقي للجسر .

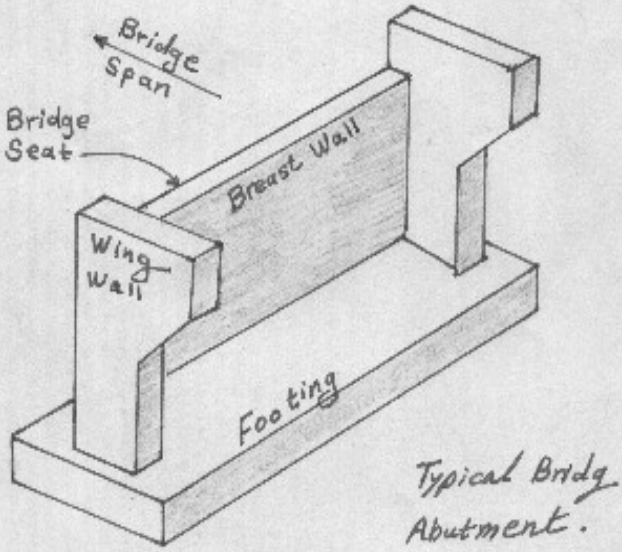
* تجدر هنا ملاحظه طبيعه الاحمال التي يمكن ان يتعرض لها جسر وبالتالي على المصمم ان يحسن تخمينها .

Construction Details — التفاصيل التنفيذية

Abutments: — الدعامات الطرفية

الغرض من تنفيذ الدعامات الطرفية عند بداية ونهاية كل جسر هو لنقل الاحمال من منصة الجسر الى اساسه، كما تعمل كجدار ساند (retaining wall) لمنع التربة عند الضفاف من الاندفاع باتجاه النهر.

يوضح المخطط ادناه دعامة طرفية نموذجية والاجزاء التي تتكون منها.



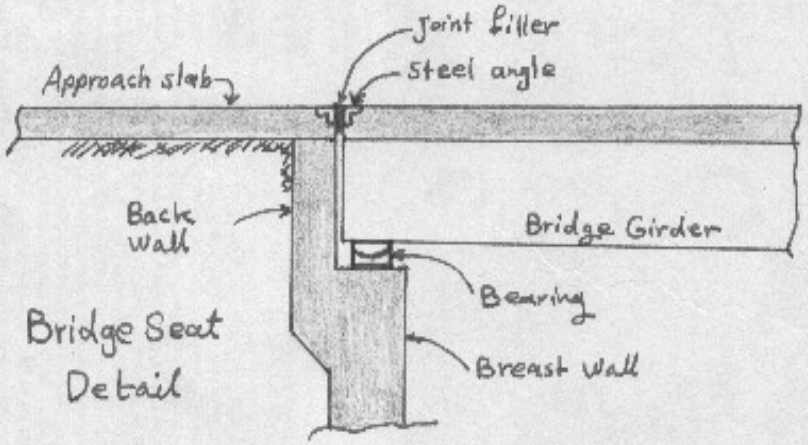
Typical Bridg Abutment.

حيث يؤمن الجدار الصدري (Breast wall) الاسناد لروافد الجسر (Bridge span)، وان هذا كما يقاوم الدفع باتجاه منصة الجسر الدفع ناشئ من التربة العاقصة على ضفاف النهر (او الدفن الترابي).

يصمم الجدار الصدري كجدار ساند مثبت عند قاعدته مع الاساس (Footing). بينما يكون مرأ عند قمته (Cantilever). وفي بعض الاحيان يكون من الاقتصادي تصميمه لتحمل العزوم باتجاهين (Two-way Action). كذلك يؤمن سطحه العلوي المستوي المكان الملائم لوضع محامل العتبات او المحامل الثابتة.

قد تأخذ الجدران الجناحيه (Wing Walls) اشكالاً مختلفه يوضح الشكل السابق احدها. ان الطبيعه الثلاثيه الابعاد لمنظومه الجدران الصدريه والجناحيه مرتبطه بالقاعده يجعل هذا المنشأ معقد انشائياً من تحليله ، وقد تستخدم اساليب التقريب المحافظه (Conservative approximation) عملياً ، او ، في الجسور العاليه الاهميه قد تستخدم نماذج مصغره للتحليل (Model Analysis) او استخدام طريقه ال (Finite-Element Method) .

لاتنفذ مقاعد الجسور (Bridge seats) بالصوره المستويه الموضحه في الشكل السابق بل كما في الشكل التالي .

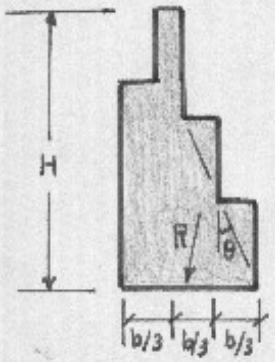


حيث تشتمل على جدار خلفي (Back Wall) لتثبيت التربه الواقعه فوق مستوى مقعد الجسر و الاندفاع باتجاهه.
من المعتاد اسناد المقرب (Approach slab) على الجدار الخلفي لتلافي المشاكل المرجح نشوئها بسبب هبوط التربه (Settlement) والذي يصعب تفاديه لتربه الدفن.

Types of Abutments :

(a) Mass concrete / brick abutments :

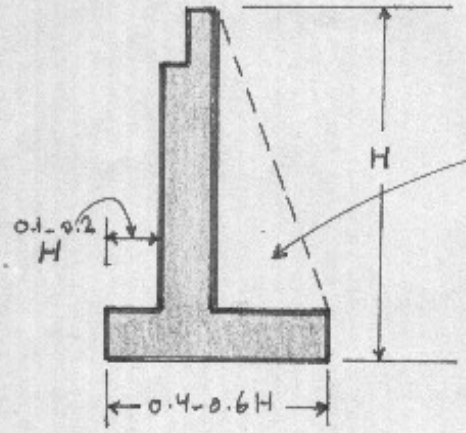
وتستخدم للجسور ذات الارتفاعات القليله والفتحات القصيره .
ويكون شكلها العام كما في الشكل ادناه :-



θ less than 30°

(b) Cantilever Abutments :

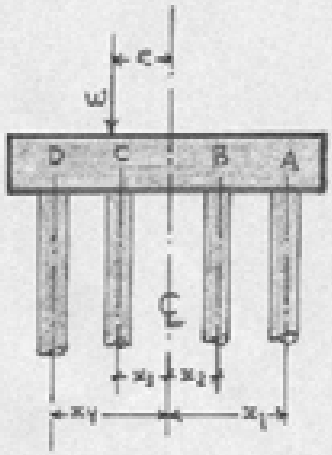
تنفذ باستخدام الخرسانه المسلحه والارتفاع 7 – 10 متر .



في حاله زيادة ارتفاعها قد يتطلب
تنفيذ جدران ساند لها وتسمى
في هذه الحاله
(Counterforted Cantilever)

يجب اخذ المؤثرات (القوى) التاليه عند التصميم ،
الدفع الجانبي للتربه ، الاحمال الاضافيه فوق التربه (surcharge)
اضافة الى وزن التربه على القاعده . كما يتطلب اجراء تصريف
(Dralnage) للتربه لمنع ارتفاع منسوب المياه الجوفيه وزياده الدفع الجانبي .
ويجب عليك ان تقاوم قوى الدفع الجانبي الناشئه بسبب التغيرات الطوليه للمنشأ

في حالة كون التربة ضعيفة لتحمل القاعدة المرضية اللازمة لتكون اساس مرضي فهذه الحالة يتطلب استخدام ركائز (piles) كما في الشكل التالي :-



يكون الحمل المسلط على الركيزة A يساوي

$$\frac{W}{N} + \frac{W.e.x_1}{\sum x^2}$$

where W = total vertical load on pile group.

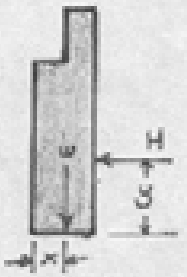
N = Number of piles

e = Eccentricity

$$\sum x^2 = x_1^2 + x_2^2 + \dots\dots + x_N^2$$

كذلك يجب تدقيق استقرار الدعامة الطرفية ضد الانقلاب (overturning) ويجب استخدام معامل امان في هذه الحالة لايقل عن 1.5 وكما يلي :-

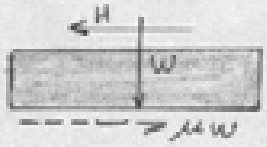
$$Wx > 1.5\ Hy$$



اضافة لما ورد اعلاه يجب تدقيق استقرار الدعامة الطرفية ضد الانزلاق (sliding) فاذا كان μ هو معامل الاحتكاك بين الخرسانة والتربة والبالغ 0.5 للتربة الطينية و 0.4 للتربة الرملية والمتوسطة على التوالي.

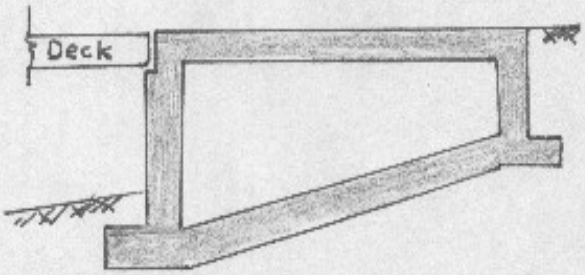
يجب استخدام معامل امان لايقل عن 1.5 وكما يلي :-

$$\mu W > 1.5\ H$$



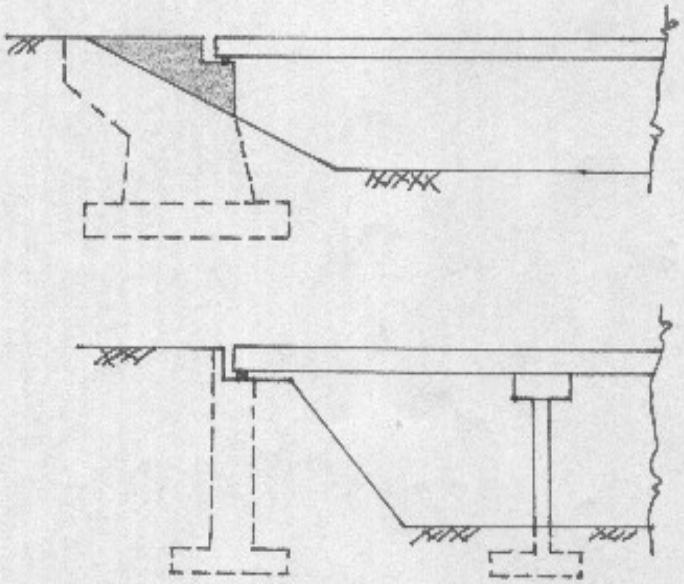
(c) Cellular Abutments; الدعامات الطرفيه الخلويه

لزيادة استقراريه الدعامات الطرفيه يمكن انشائها بشكل يشبه القرنه (الجونه) وقد يُملأ التجويف بالجلمود للحصول على مزيد من الاستقراريه ، ويوضع الشكل اوناه مقطعا العرضي.



(d) Hidden Abutments: الدعامات الطرفيه المخفيه:

عندما تكون هناك تعليات ترابيه عند مقتربات الجسر قد يطلب انشاء الدعامات الطرفيه بحيث تكون مخفيه ضمن اعمال الدفن . وكما في الشكلين التاليين : -

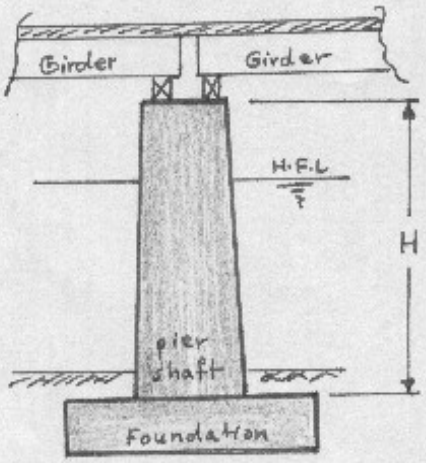


Piers

الدعامات الوسطيه

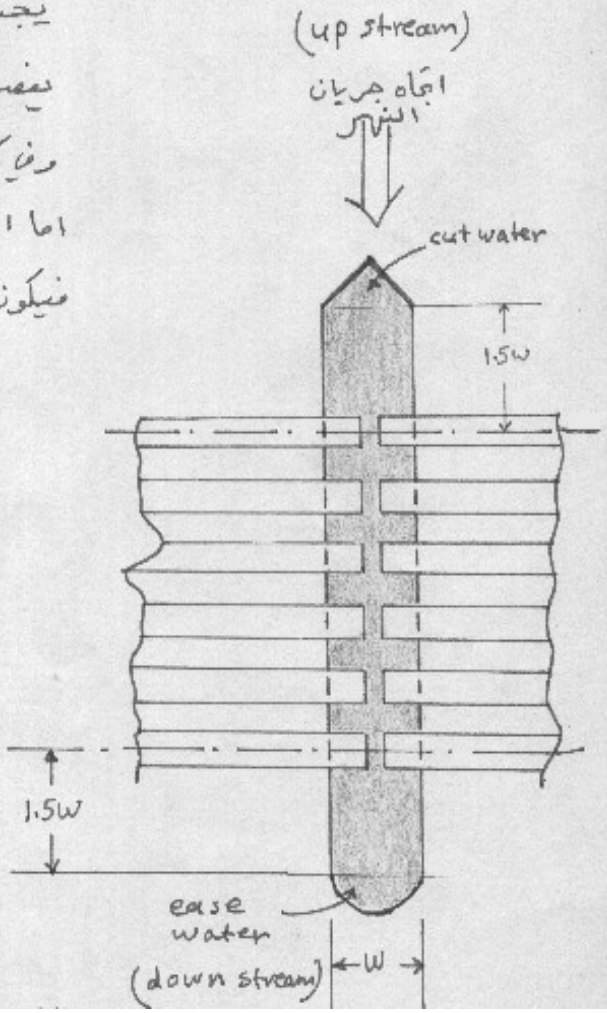
1) Height (H)

عادةً يكون ارتفاع الدعامه بحيث تبرز بما لايقل عن 1 الى 1.5 متر فوق اعلى مستوى متوقع لمياه النهر (H.F.L.) (High Flood Level)



2) Width

العرض العلوي (Top width) (w) للدعامه يجب ان يكون كافياً لاستيعاب محملين يفصل بينهما مسافه لاتقل عن 150 mm. وفي كل الاحوال لايقل العرض العلوي عن 600 mm. اما العرض السفلي (Bottom width) للدعامه فيكون مساوياً لثلث ارتفاع الدعامه.

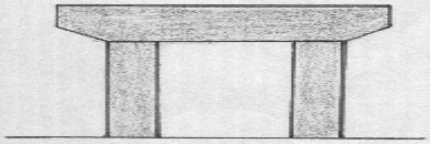


3) Length

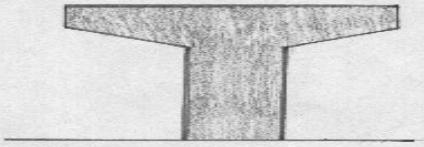
يكون طول الدعامه ساوياً الى المسافه بين مركزي الراسين الخارجيين مضافاً له ثلاثه اضعاف العرض العلوي للدعامه Cut water + ease water. كما يتم تصميم ابعاد الحامل بحيث يكون الاجهاد (bearing stress) على الدعامه لايتجاوز 42 kg/cm².

Different Types of Piers

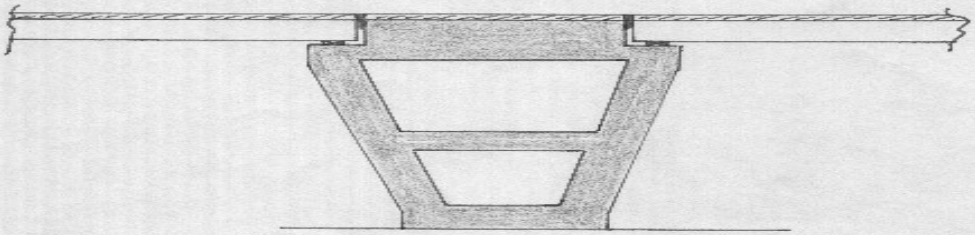
Cellular Pier Section



Trestle Pier



Hammerhead Pier



Framed Pier

Loads

١- الاحمال الميته المُسَلَطَه من منصة الجسر.

٢- الاحمال الحيه المُسَلَطَه من منصة الجسر.

٣- وزن الدعامه الذاتي مطروحاً منه قوة الرفع الهيدروستاتيكي للماء المحيط بالدعامه.

٤- القوى الجانبيه المؤثره بشكل عمودي (افقي) على الخط الطولي لتنصيف الجسر. تتضمن هذه القوى تأثير الرياح على منصه الجسر و الدعامه وكذلك على العجلات الماره فوق الجسر. كما تشمل قوى الدفع بسبب تيار الماء.

Bearings:

المحامل :

لاستيعاب التغيرات الطولية الناشئة بسبب التغير في درجات الحراره ، يجب مراعاة الامور التاليه عند تصميم محامل الجسور . بصوره عامه يكون احد طرفي رافد الجسر مُثبَت (Fixed) تجاه الحركه الافقيه بينما يكون طرفه الآخر مستند على محمل يسمح بالازاحه او الحركه الافقيه .

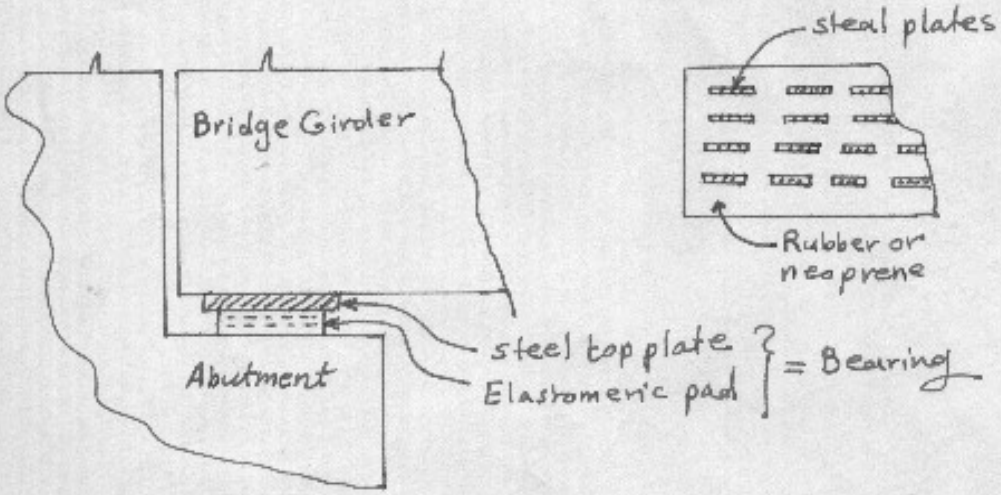
للفضاءات الطويله يجب تصميم المحامل لكي تسمح بالدوران عند اطراف الرافد لكي تسمح للرافد الطويل بالهطول المحسوب بسبب تعرضه لاحمال المرور بدون ان يتضرر.

للفضاءات التي تقل عن 50ft قد تكون المحامل عباره عن صفائح مرنه تسمح بالانزلاق عند احد اطراف الرافد ، ولا تتطلب الاهتمام بمستلزمات الدوران . اما للفضاءات الاكثر طولاً فان المحامل تتضمن (rollers, rockers, or sliding plates) . بينما يتم استيعاب الدوران عند طرفي الرافد بواسطة hinges, curved bearing plates, or pin arrangements .

في السابق كانت هذه الوسائل المذكوره اعلاه اضافه لصعوبه تنفيذها كانت تتطلب صيانه دوريه للمحافظه عليها تظيفه و غاليه من الاوساخ والصدأ . اما في الوقت الحالي فقد سيتم بدلاً منها (Elastomeric pads) او polytetrafluoroethylene (TFE)

وكلاً منها اثبت كفاءه عاليه لاستيعاب الحركه الافقيه والدوران ولا تتطلب صيانه .

تتكون ال (Elastomeric pads) الموضحه في الشكل ادناه من طبقات ايلاستومريه مترابطه مع طبقات متعاقبه من الصفائح الفولاذيه. وقد يكون الايلاستومر اما مطاط طبيعي او نيوبرين (neoprene).



Drainage — تصريف المياه

يجب التخلص بسرعه من المياه المتجمعه على منصه الجسر. ويتم ذلك بجعل الطريق الماء فوق الجسر محدب بحوالي $\frac{1}{8}$ in / Ft وتوزيع فتحات التصريف على جانبي الطريق لكي تخرج منها الماء.

اذا كان الجسر منفذ ليكون افقياً على امتداد محوره الطولي، يمكن تنفيذ تحدب طولي لمنصه الجسر وذلك برفع الجزء الوسطي من فضاء الجسر وذلك عندما يجري نصب القوالب.

ان هذا التحدب يمنع جريان الماء على جانبي الطريق وتصريفها عند كل من نهايتي الجسر. ويكون التحدب بمقدار $\frac{1}{10}$ in / Ft مناسباً للمنشآت الخرسانيه.

حدود مسافات التباعد المسموح بها بين حديد التسليح

Cl. 7.6

اقل مسافة تباعد صافيه بين اي قضيبي تسليح متوازيين في طبقه ما ، يجب ان لا تقل عن قطر قضيب التسليح (d_b) وبكل الاحوال ان لا تقل عن إنچ واحد.

Cl. 7.6.1

مع مراعاة استخدام حصل ذو مقاس اعظمي لا يتجاوز $\frac{3}{4}$ مسافه التباعد المذكوره اعلاه.

Cl. 3.3.2.C

عندما يوضع حديد التسليح المتوازي بطبقتين او اكثر ، يجب وضع قضبان حديد التسليح في الطبقه العليا مباشرةً فوق قضبان التسليح في الطبقه السفلى ، مع ترك مسافه صافيه لا تقل عن إنچ واحد بين طبقه واخرى.

Cl. 7.6.2

يجب ايضاً تطبيق محددات مسافات التباعد الصافيه بين قضبان حديد التسليح ، على مسافات التباعد الصافيه بين وصلات الربط الانشائيه (Contact lap splices) والوصلات او القضبان المتقاربه

Cl. 7.6.4

يجب تأمين غطاء خرساني لحديد التسليح ((في حالة الصب الموقعي))
وبما لايقل عما مذكور ادناه: -

	اقل سمك للغطاء بالانجات
ا- الخرسانه الملامسه بأستمرار للارض.	3
ب- الخرسانه المعرضه لملامسة الارض او المتغيرات الجويه بصورة غير دائميه او محميه باستخدام اساليب خاصه	
لقضبان تسليح #6 لغايه #18	2
لقضبان تسليح #5 فما دون	1 1/2
ج- الخرسانه غير المعرضه للمتغيرات الجويه او لملامسة الارض: -	
بلاطات، جدران وباعتار #14 ~ #18	1 1/2
وباعتار #11 فما دون	3/4
العتبات والاعمدة: للتسليح الرئيسي	
والتسليح المقاوم للقص	1 1/2

Cl. 7.7.1

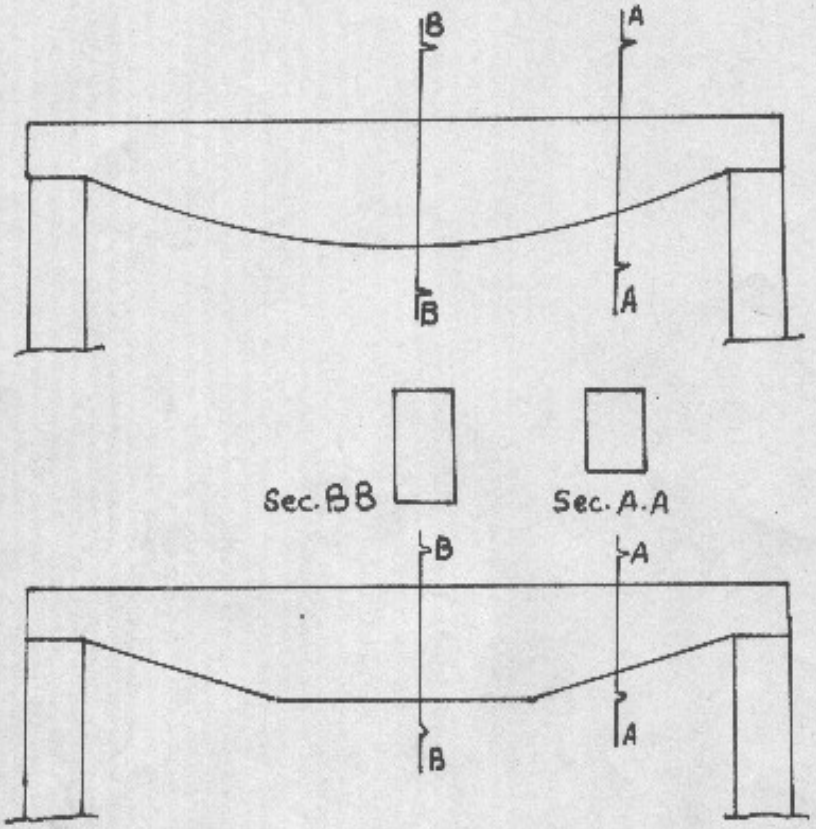
يجب تأمين غطاء فرساني لحديد التسليح (في حالة الحبب المسبق وتحت سيطره نوعيه) وبما لايقل عما مذكور ادناه :-

	اقل سمك للغطاء بالانجات
أ- الخرسانه المعرضه للارض او الجو :	
الجدران بأقطار حديد #14 — #18	$1\frac{1}{2}$
وبأقطار #11 فما دون	$\frac{3}{4}$
للاجزاء الانشائيه الاخرى :	
#14 — #18	2
#6 — #11	$1\frac{1}{2}$
#5 فما دون	$1\frac{1}{4}$
ب- الخرسانه غير الملامسه للارض او المعرضه للجو :	
بلاطات جدران وبأقطار حديد	
#14 — #18	$1\frac{1}{4}$
#11 فما دون	$\frac{5}{8}$
عتبات او اعمده	d_b وبما لايقل عن $\frac{5}{8}$ وبما لايزيد عن $1\frac{1}{2}$
لحديد التسليح المقاوم للقص	$\frac{3}{8}$

Cl. 7.7.2

الروافد ذات المقاطع العرضيه المتغيره (Girders with Variable Sections)

في بعض الاحيان تستخدم الروافد ذات المقاطع العرضيه المتغيره ، الموضح البعض منها أدناه في اعمال الجسور وخصوصاً الحديديه او المسلحه مسبقه الصب او التي تصب موقعياً باستعمال القوالب المنزلقه .



Longitudinal sections of variable cross section Girders

وذلك لغرض التقليل من الاوزان الذاتيه للروافد بدون الانتقاص من كفائتها في تحمل الاحمال الخارجيه المسلطه عليها فعلاً . ويتم ذلك من خلال توظيف التقليل الانشائي بصوره مثاليه . واجراء المتغيرات الطوريه في عملية التصميم الانشائي ، وكما يلي :-

أ- عزوم الانحناء

فيما يتعلق بعزوم الانحناء ، غالباً ما يكون العزم الموجب الاقصى في المناطق الوسطى من فضاء الجسر* لذا يتطلب اكبر مقطع عرضي للرافد ، بينما يقل العزم تدريجياً عند الاطراف مما يتطلب مقطع عرضي اصغر. لذا يتم تصميم مقاومه العزوم لعدد من المقاطع تقل مساماتها حسب بعدها عن منطقه العزم الاقصى. وفي هذه الحاله يتم غالباً المحافظه على كميه حديد التسليح المقاوم للعزم على طول امتداد الرافد.

تجدر الاشاره هنا الى ان عمليه مقطع بعض من حديد التسليح الرئيسي المقاوم للعزوم والتي تم اجرائها في المثالين السابقين تعتبر احدى الطرق البديله لاستخدام الروافد ذات المقاطع المتغيره.

ب- اجهادات القص

ان تغير مقاطع جسر خرساني مسلح يؤثر بصوره كبيره على مقاومته لاجهادات القص. من المعلوم ان تكون قوه القص الناشئه بسبب الاحمال الخارجيه في اقصاها قرب المساند وتقل في المناطق الوسطى من الروافد** لذا فأن اجهادات القص ستزداد في حالة تقليل المقاطع قرب المساند ويتطلب تصميمها بصوره دقيقة وأمينه وفيما يلي الاسس النظريه بصدد الموضوع.

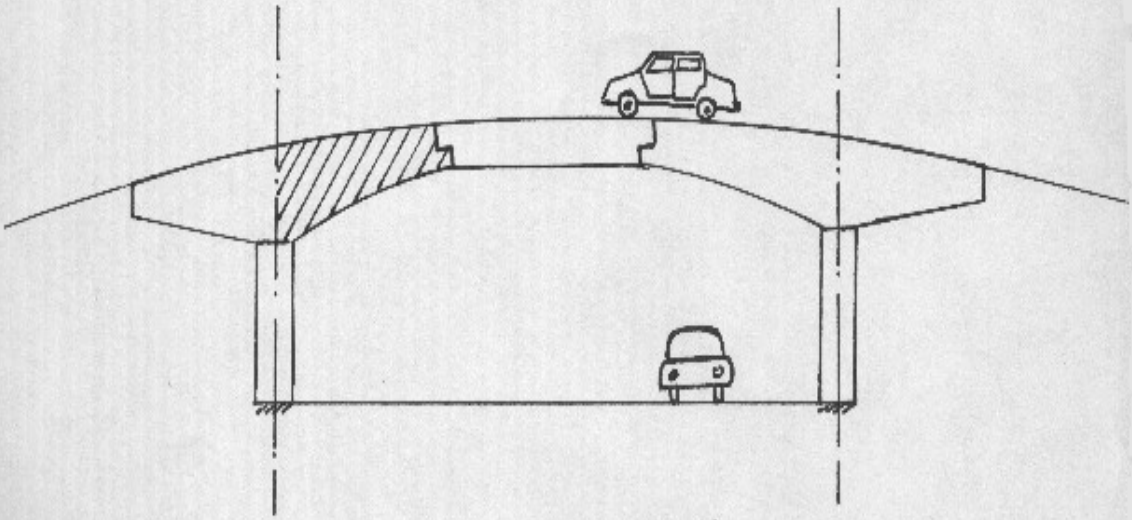
---

* في حالة الـ (Cantilever) يكون العزم الاقصى عند المسند لذا يكون المقطع الكبير قرب المسند ويقل كلما ابتعدنا عنه ووفق ما يمليه مخطط العزوم.

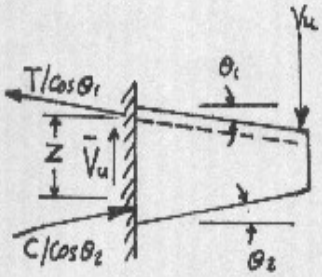
** في حالة الـ (Cantilever) تكون قوه القص في اقصاها عند المسند وتقل عند الطرف في حاله التحميل بحمل منتظم التوزيع.

(Shear design for members of variable depth) * تصميم القص لروافد متغيره المقطع

توضح القطعه المأخوذه من الجسر اعلاه رافداً خرسانياً مسلحاً متغير المقطع.



ولغرض دراستها نرسمها كما يلي:-



تكون محصلة اجهادات الانضغاط في الخرسانه وكذلك قوة الشد في الحديد مائلتان وتسببان (او ان لهما مركبات) متعامدة على محور الرافد الطولي. فاذا كان ميل (slope) السطح الاعلى للرافد يساوي θ_1 وميل السطح السفلي يساوي θ_2 تكون قوة القص الصافيه (the net shear force) التي يجب تصميم المقطع لكي يتحملها تساوي:-

$$\bar{V}_u = V_u - T\tan\theta_1 - C\tan\theta_2$$

* عادةً يكون تغير المقطع يشمل تغير العمق مع المحافظه على العرض.

حيث ان:

V_u = قوة القص الخارجية المصممة وفق مخططات القص .

$$\frac{M_u}{Z} = T = C$$

M_u = العزم الاقصى المؤثر عند المقطع .

Z = ذراع مزدوج المقاومة (resisting couple) الداخلي للرامة

لذا نفي هذه الحالة التي يزداد فيها عمق الرامة باتجاه زيادة العزم (حالة ال Cantilever) ، يكون القص الذي يجب تصميم الرامة بموجبه يساوي

$$\overline{V_u} = V_u - \frac{M_u}{Z}\left(\tan\theta_1 + \tan\theta_2\right)$$

تعطي هذه المعادلة نتائج تقريبية للقص وتشترط لتطبيقها ان يكون مجموع $\theta_1+\theta_2$ لا يتجاوز 30° .

* في حالة نقصان مقطع الرامة باتجاه زيادة العزوم تطبق نفس المعادلة اعلاه مع تغيير الاشارة (−) الى (+) .

بسم الله الرحمن الرحيم

الجامعه التكنولوجيه

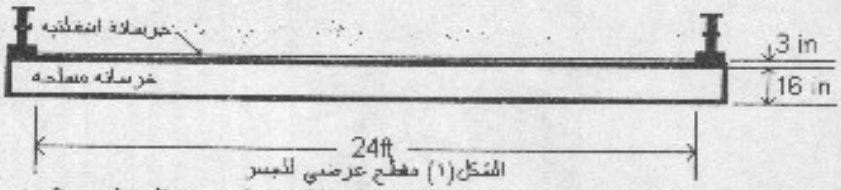
قسم هندسة البناء و ألإنشاء - فرع الطرق و الجسور

المـاده : هندسة الجسور الخرسانيه المرحله: الرابع / مساني/ صباحي

التاريخ:05/01/15 ، الزمن :1.5 ساعه المدرس : عـــلاء الخطيب

Open Books & Notes Exam. Answer Only (4) Questions.

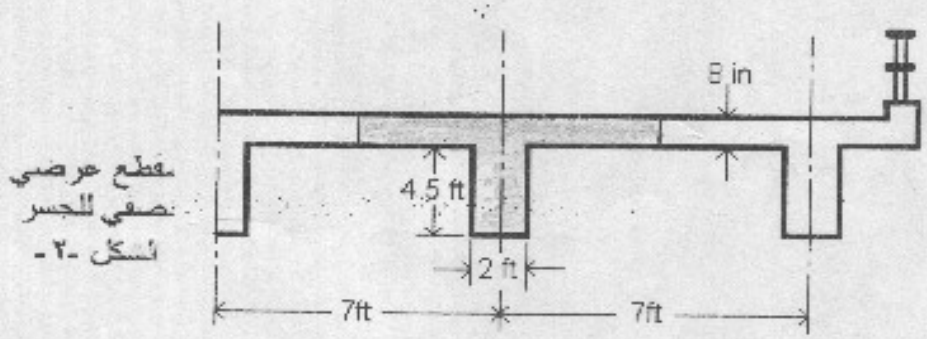
س/1 : إحسب العزوم القصوى الكليه Mr على شريحه بعرض قدم واحد من الجسر الموضح مقطعه العرضي أدناه, علماً بأن ألأحمال الحيه تعتمد تحميل الشاحنه القياسيه HS15 . وان الطول المؤثر للجسر يبلغ L=30ft .



الشكل(١) مقطع عرضي للجسر

س/2 :صمم قياس ومسافات التباعد المطلوبه لحديد التسليح الرئيسي والثانوي للجسر الموضح مقطعه في الشكل –1. وذلك إذا كانت كمية الحديد المطلوبه لمقاومة العزوم هي، AS=1.75 in**2/ft . معززاً ألإجابه بالرسم.

س/3 :إحسب العزوم القصوى الكليه Mr المؤثره على الرافد الداخلي المضلل في الشكل –2 أدناه ,علماً بأن الفضاء المؤثر للجسر يبلغ L=80 ft وهو مصمم لمرور الشاحنه القياسيه HS20 .



مقطع عرضي
صفي للجسر
لشكل -٢-

س/4 :إذا أفضت الحسابات بأن كمية الحديد الرئيسيه ألللازمه لتسليح الرافد الداخلي الموضح في الشكل –2- أعلاه تبلغ As=16.6 in**2 . صمم قياس وعدد ومواقع حديد التسليح المقاوم للعزم . وعزز ألإجابه بالرسم.

س/5 :صمم قياس ومسافات تباعد حديد التسليح المقاوم لإجهادات القص في الرافد الداخلي الموضح في الشكل –2- أعلاه, علما بأن قوة القص الكلي ألأقصى عند اي من مسنديه تبلغ 130000 lb ، وان طول الرافد يبلغ 80 ft .

الاجوبه النموذجيه لامتحان الفصل الاول
هندسة الجسور الخرسانيه 2005 - 2004

A1

$$D.L = 150 \times \frac{16}{12} + 140 \times \frac{3}{12} = 235 \ p/f$$

$$M_d = \frac{1}{8} \times 235 \times 30^2 = 26437 \ ft.lb$$

$$M_L = \frac{3}{4} \times 900S = 0.75 \times 900 \times 30 = 20250 \ ft.lb$$

$$I = \frac{50}{30+125} = 0.32 \Rightarrow 0.3$$

$$M_I = 0.3 \times 20250 = 6076 \ ft.lb$$

$$M_T = 26437 + 20250 + 6076 = 52762 \ ft.lb$$

A2

Using #8 bars

$$\text{Spacing } (S) = \frac{Ab}{As} = \frac{0.79}{1.75} = 0.45 \ ft = 5.4 \ in$$

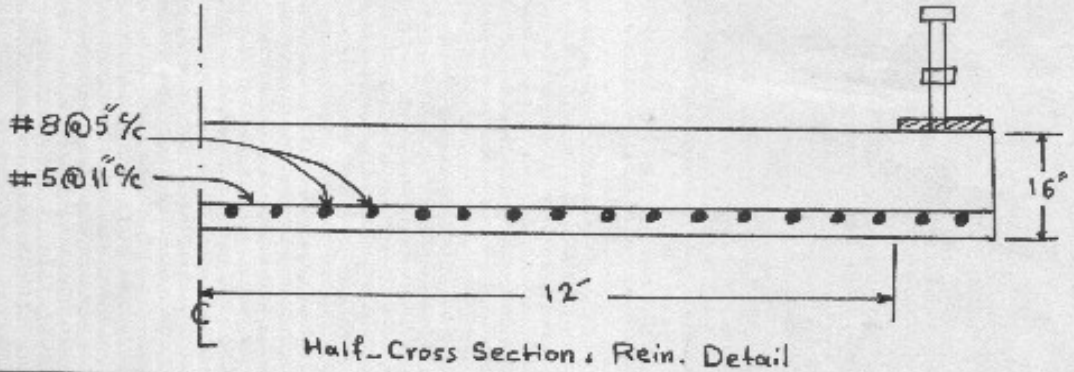
$\therefore$ use #8 @ 5" c/c

$$\text{Secondary Rein.} = \frac{As}{\sqrt{S}} = \frac{1.75}{\sqrt{30}} = 0.32 \ in^2$$

Using #5 bars

$$S = \frac{Ab}{As} = 0.97 \ ft = 11.6 \ in$$

$\therefore$ use #5 @ 11" c/c



Half-Cross Section & Rein. Detail

A3

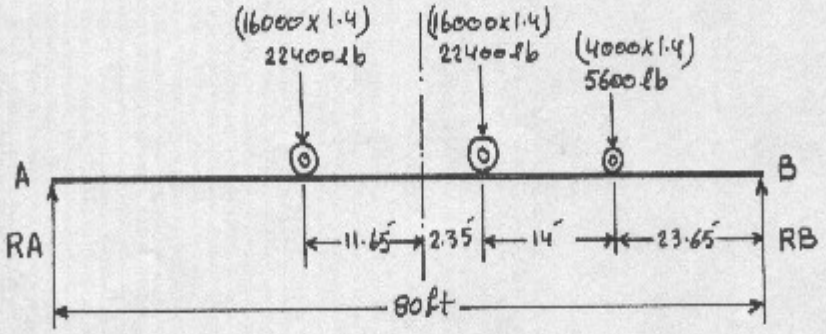
Weight of Top Flange $= 150 \times \frac{8}{12} \times 7 = 700$ p/f

Weight of Stem $= 4.5 \times 2 \times 1 \times 150 = 1350$ p/f

Interior Girder $D_L = 700 + 1350 = 2050$ p/f

$M_d = \frac{1}{8} \times 2050 \times 80^2 = 1640000$ ft.lb

Wheel Load Dist. Factor $= \frac{S}{5} = \frac{7}{5} = 1.4$ wheel load /wheel



RB = 23740 lb

$M_L = 815430$ ft.lb

$I = 0.244$

$M_I = 0.244 \times 815430 = 198885$ ft.lb

$M_T = 1640000 + 815430 + 198885 = 2654315$ ft.lb

A4

Using # 11 bars

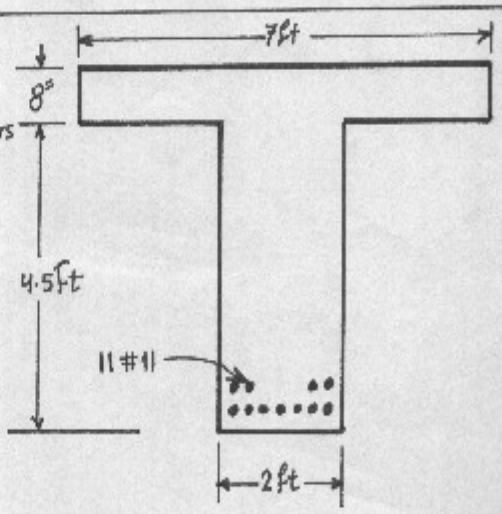
No. of bars $= \frac{A_s}{A_b} = \frac{16.6}{1.56} = 10.6 \Rightarrow 11$ bars

No. of bars /Layer $= x$

$24 - 2 \times 1.5 - 2x\frac{5}{8} - \frac{11}{8}(2x-1) = 0$

$x = 7.6 \Rightarrow$ Max 7 bars /Layer

∴ use 11 #11 bars in 2 Layers



A5 Using #5 U stirrups

$d/2 = (4.5\times12+8-2.5-\frac{11}{8}-1)/2 = 28.56$ in

Max. spacing of stirrups $= d/2 = 28$ in

$v - v_c = \frac{A_v f_y}{s\, b_w} = \frac{0.62\times20000}{28\times24} = 18.45$ psi

End shear stress $= \frac{130000}{24\times57.125} = 95$ psi

Shear stress at d from supp. $= \frac{40\times12-d}{40\times12}\times95 = 83.7$ psi

Shear taken by Conc. & Max. spacing stirrups $= 52+18 = 70$ psi

$\frac{95}{40} = \frac{70}{x} \Rightarrow x = 29.5$ ft from ℄

Spacing of stirrups near supp.

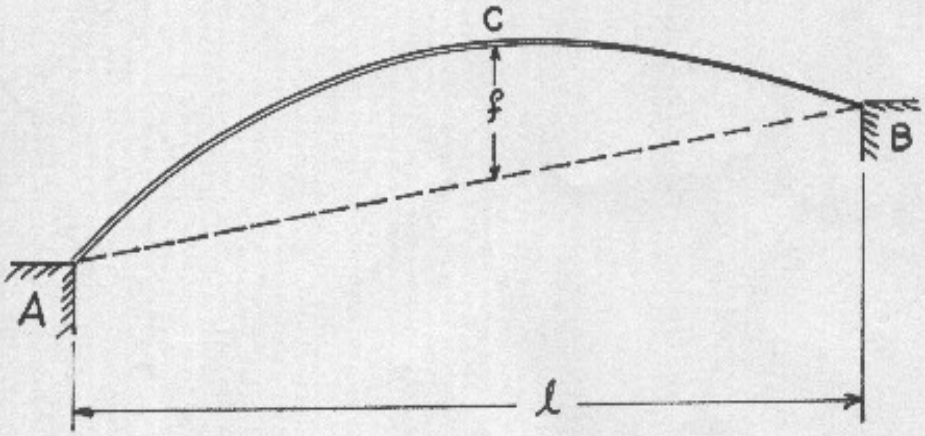
$S = \frac{A_v f_y}{(v-v_c)b_w} = \frac{0.62\times20000}{(83.7-52)24} = 16.3$ in

∴ Use 7 #5 U stirrups @ 16" ℄ starting from 3" from supp.

Then use 13 #5 U stirrups @ 28" ℄ for each half span.

80	العدد الكلي لطلبه المرحله الرابعه (ص+م)
7	عدد الطلبه المؤجلين
73	العدد الكلي للطلبه المشاركين بالامتحان
42	عدد الطلبه الناجحين
31	عدد الطلبه غير الناجحين
58%	نسبة النجاح
95%	اعلى درجه
10%	ادنى درجه
50%	معدل الدرجات

القواس (Arches)



مخطط يوضح مكونات القوس ورموزه

مقدمه

* لكي يتمكن القوس من حمل الاثقال يجب أن تكون الركائز A، B غير قابله للحركه . وان عكس ذلك يعني انهيار القوس .

* النقطه العليا في القوس تسمى التاج (CROWN) ورمزها (C) .

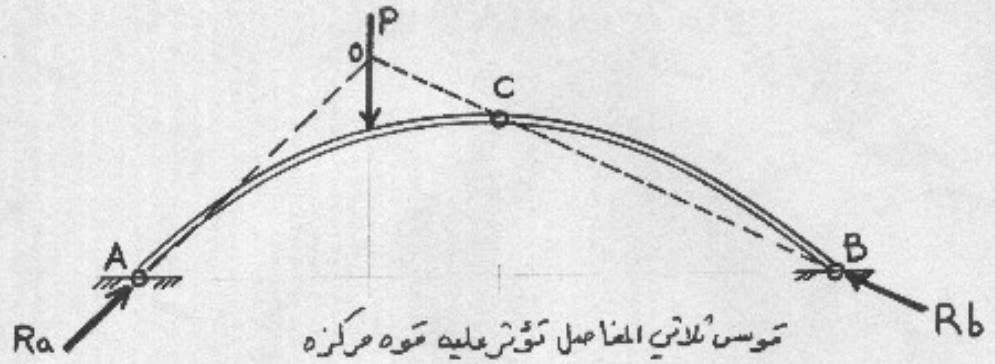
* الخط الواصل بين المساند AB يسمى خط الاهتزاز (Springing Line) .

* المسافه الافقيه بين المساند (l) تسمى فضاء القوس (Span of the Arche) .

* أكبر مسافه شاقوليه بين القوس وخط الاهتزاز تسمى ارتفاع القوس (Rise of the Arche) ويرمز لها بالرمز (f) .

الاقواس ثلاثيه المفاصل (Arches with three hinges)

القوس ذو المفاصل الثلاثه الموضح ادناه يُعتبر منشأ محدد استاتيكياً (Statistically Diterminate Stru.) .

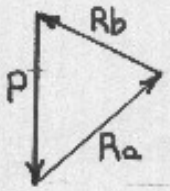


قوس ثلاثي المفاصل تؤثر عليه قوه مركزه

لحساب ردود الافعال Rb ، Ra عند المسانذ A ، B

يجب ان يمر امتداد رد الفعل Rb عند المسند B في المفصل C (وذلك لكي يحافظ على كون العزم في المفصل C يساوي صفر)، ويقطع القوه المركزه الخارجيه P عند النقطه O .

وكذلك الحال لرد الفعل Ra . فتكون النقطه O هي نقطه تلاقي القوى الثلاثه (قوتي رد الفعل + القوه الخارجيه P) وذلك لتحقيق التوازن لثلاث قوى واقعه في مستوى واحد عند ذلك يمكن رسم مثلث القوى بمقياس رسم وحساب مقدار القوى والزوايا رسمياً ومن ثم تحليل ردود الافعال Ra ، Rb وفق الزوايا والمقدار الى قوى شاقوليه وافقيه



فاذا كانت P = 10KN فما مقدار ردود الافعال ؟

اذا كان الرسم مرسوم بدقه فأن :-

فضاء القوس $\ell = 11m$

وان ارتفاع المفصل C يساوي 2.35m

وان بُعد خط الشاقول للقوه الخارجيه يبتعد 3.5m عن المفصل A .

من خلال مخطط القوى فأن طول السهم الذي يمثل P يساوي 2.5Cm اي ان مقياس الرسم لمخطط القوى هو : 1Cm = 4 kN

وعليه فأن طول رد الفعل Rb يساوي 2 Cm اي ان Rb = 8 kN

وان طول Ra يساوي 2.5 Cm اي ان Ra = 10 kN

Ra تميل بزاويه 40° نحو اليمين بينما تميل Rb بزاويه 25° يساراً

وعليه فأن مَوه الدفع الجانبي عند المفصل A تساوي :-

$$Ha = Ra \cos 40 = 7.6\ kN \longrightarrow$$

بينما مَوه الاسناد نحو الاعلى عند المفصل A تساوي :-

$$Va = Ra \sin 40 = 6.75\ kN \uparrow$$

وان مَوه الدفع الجانبي عند المفصل B تساوي :-

$$Hb = Rb \cos 25 = 7.6\ kN \longleftarrow$$

بينما مَوه الاسناد نحو الاعلى عند المفصل B تساوي :-

$$Vb = Rb \sin 25 = 3.25\ kN \uparrow$$

إن الحل التخطيطي (Graphical Solution) اعلاه يُعتبر حلاً تقريبياً ويعتمد على دقه الرسم و القياس !؟

والآن نقارن مع الحل العددي البالغ الدقه وكما يلي :-

ΣM about $C = 0 \Rightarrow$ $Vb \times 5.5 - Hb \times 2.35 = 0$ ---- ①

$Va \times 5.5 - Ha \times 2.35 - 10 \times 2 = 0$ ---- ②

$\Sigma FY = 0 \longrightarrow$ $Va + Vb = 10$ ---- ③

$\Sigma Fx = 0 \longrightarrow$ $Ha + Hb = 0$ ---- ④

من ③ $Va = 10 - Vb$

من ④ $Ha = Hb$

نعوض في ② $55 - 5.5\,Vb - 2.35\,Hb - 20 = 0$

نبسط $-5.5\,Vb - 2.35\,Hb + 35 = 0$

من ① $5.5\,Vb - 2.35\,Hb = 0$

نجمع $+$

$-4.7\,Hb + 35 = 0$

اذن:

$Hb = 7.45$ kN ←

من ④ $Ha = 7.45$ kN →

من ② $Va = 6.8$ kN ↑

من ③ $Vb = 3.2$ kN ↑

نلاحظ ان الحل التخطيطي ينحرف بمقدار

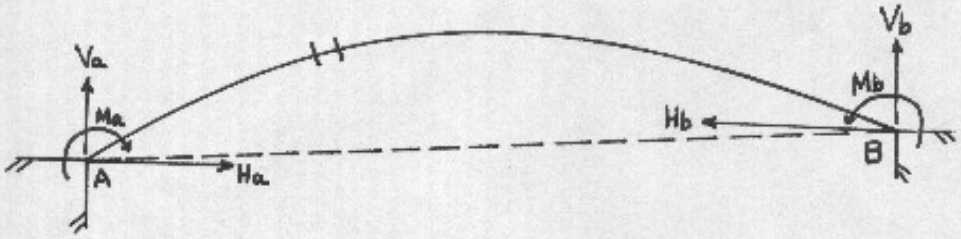
فيما يتعلق بـ Va $\dfrac{6.75 - 6.8}{6.8}\% = -1\%$

فيما يتعلق بـ Vb $\dfrac{3.25 - 3.2}{3.2}\% = +2\%$

فيما يتعلق بـ Ha / Hb $\dfrac{7.6 - 7.45}{7.45}\% = +2\%$

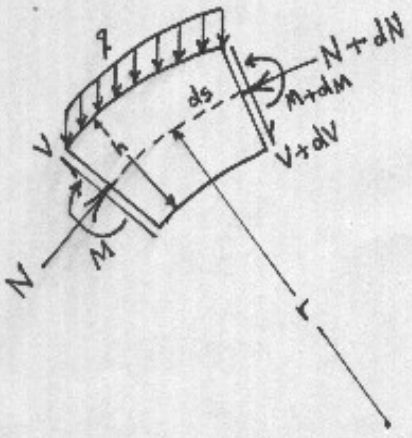
الأقواس غير المحدده استاتيكياً (Statistically Indeterminate Arches)

الحاله العامه هي القوس الثابت الطرفين الموضح ادناه ، والذي له ستة ردود افعال وثلاثة معادلات توازن ، فتبقى ثلاثه مجاهيل تحتاج لثلاث معادلات اضافيه لغرض التحليل الكامل .



الأقواس ثنائية المفاصل (Arches With TWO Hinges)

الأقواس ثنائيه المفاصل لها اربعة ردود افعال (وذلك بعد الغاء العزم في مسنديها المفصليين) ، كما ان لها ثلاثه معادلات توازن فيبقى مجهول واحد يتطلب معادلة اضافيه لانجاز التحليل . لذا نستخدم نظرية الشغل الادنى وحسب طاقه الانجاز (Strain-Energy) المخزونه في القوس بسبب تحميله ، لذلك ناخذ شريحه من القوس بطول ds وكما موضح بصوره مكبرة ادناه .



عزم القوس	M
قوة القص	V
القوه المحوريه	N
طول الشريحه	ds
سمك القوس	h
نصف قطر القوس	r
طول القوس	S
حمل منتظم شاقولي	q

نستخدم المعادله التاليه لحساب طاقه الاجهاد بسبب العزم

$$U_b = \int_0^s \frac{M^2 ds}{2EI}$$

كما نستخدم المعادله التاليه لحساب طاقه الاجهاد بسبب الضغط

$$U_c = \int_0^s \frac{N^2 ds}{2AE}$$

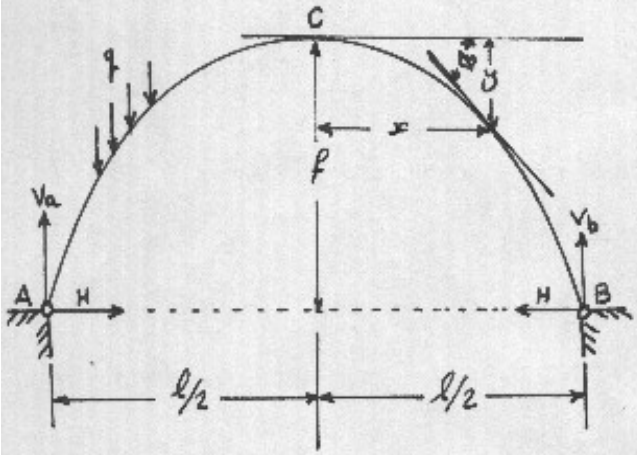
حيث ان A تمثل مساحة المقطع العرضي،

باهمال تاثير عطفه القوس وتأثير تشوه القص لصغرهما ،

نجد ان طاقه الاجهاد الكليه للقوس تساوي :-

$$U = \int_0^s \frac{M^2 ds}{2EI} + \int_0^s \frac{N^2 ds}{2AE}$$

القوس ثنائيه المفاصل المثناظره



نختار الدفع الجانبي (H) عند المسند ليشكل قوه فائضه ونطبق نظريه الشغل الادنى :-

$$\frac{\partial U}{\partial H} = \int_0^s \frac{M^2 \partial M}{2EI\,\partial H} ds + \int_0^s \frac{N^2 \partial N}{2AE\,\partial H} ds = 0$$

لتكن: M' = عزم الانحناء
N' = الضغط المحوري
في القوس

نفرض ان المفصل B هو بالحركه الافقيه وان H ليست ذات تأثير عندها يكون :-

$$M = M' - H(f-y) \quad , \quad N = N' - H\cos\Phi$$

وعند اشتقاق هذه المعادلات نسبه الى H ووضعها في معادلة الشغل الادنى نحصل على

$$\int_0^s \frac{M' - H(f-y)}{EI}(f-y)\,ds + \int_0^s \frac{N' - H\cos\Phi}{AE}\cos\Phi\,ds = 0$$

وعند الحل نجد ان:

$$H = \frac{\int_0^s (M'/EI)(f-y)\,ds - \int_0^s (N'/AE)\cos\Phi\,ds}{\int_0^s [(f-y)^2/EI]\,ds + \int_0^s [(\cos^2\Phi)/AE]\,ds}$$

وهذه المعادله هي الاساسيه التي يمكن منها الحصول على الدفع الجانبي (H) لاي قوس ذو مفصلين.

اذا كان القوس جزء من شكل بيضوي فأن :-

$$y = \frac{4fx^2}{l^2} \quad , \quad \cos\phi = 1/\sqrt{1-(8fx/l^2)^2}$$

وان مساحة المقطع العرضي (A) وعزم القصور الذاتي (I) متغيران

وفق العلاقات التاليه :-

$$A = \frac{A_o}{\cos\phi} \quad , \quad I = \frac{I_o}{\cos\phi}$$

حيث ان :-

A_o = مساحة المقطع العرضي عند التاج

I_o = عزم القصور الذاتي للمقطع العرضي للقوس عند التاج .

q = حمل منتظم التوزيع يؤثر شاقولياً على القوس

فأن :-

$$M' = \frac{ql^2}{8}\left(1-\frac{4x^2}{l^2}\right)$$

$$N' = qx \sin\phi$$

عند استعمال هذه العلاقات الثلاثه اعلاه ضمن معادلة الشغل الاولى

باهمال التكامل الثاني لغرض البسط نجد كنتيجه نهائيه بأن :-

$$H = \frac{ql^2}{8f}\left(\frac{1}{1+\beta}\right)$$

$$\beta = \frac{15}{32}\frac{l}{f^3}\frac{I_o}{A_o}\tan^{-1}\frac{4f}{l}$$

مثال:

القوس الثنائي المفاصل المتناظر الموضح ادناه يمتاز بما يلي:-

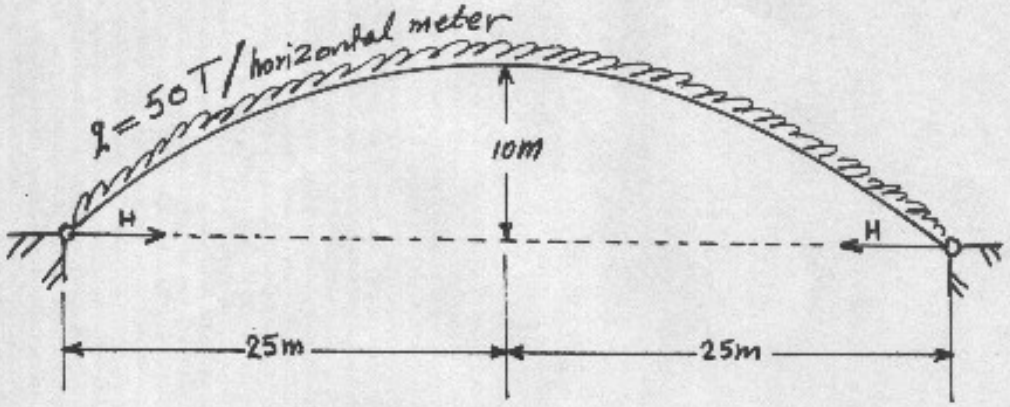
فضاء القوس $l = 50\,m$

ارتفاع القوس $f = 10\,m$

المقطع العرضي للقوس ذو سمك يساوي $1\,m$ وعرض $12\,m$

الحمل المنتظم التوزيع الشاقولي المقدر مع معامل امان معقول للوزن الذاتي للقوس هو $50\,Ton$ على كل متر طول في فضاء القوس.

المطلوب ايجاد قوى الدفع الجانبي H عند المساند.



$$\beta = \frac{15}{32}\,\frac{50}{1000}\,\frac{12\times 1^3/12}{1\times 12}\,\tan^{-1}\frac{4\times 10}{50} = 0.0755$$

$$H = \frac{50\times 50^2}{8\times 10}\times\frac{1}{1.0755} = 1453\,T$$

تحليل الجسور المستمره :- (Analysis of Continuous Bridges)

طريقة توزيع العزوم (Moment Distribution Method)

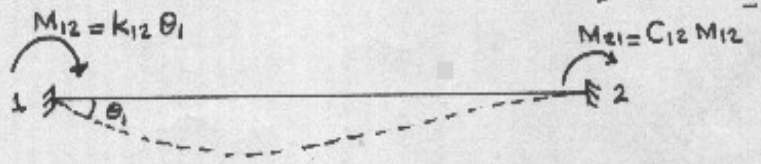
يمكن ايجاد المقدار التقريبي للعزوم في نهايات الجسور المستمره ومن ثم يمكن رسم مخططات العزوم وكمايلي :-

أ- معامل الصلاده (Stiffness Coefficient)

معامل الصلاده لجسر ما في احدى نهايتيه يمثل مقدار العزم اللازم تسليطه لاحداث دوران بمقدار وحده واحده مقاسه بـ (Radian). ويعتمد معامل الصلاده على فضاء الجسر (ℓ) وعلى صلادة مقطعه (EI) وكذلك على وضعيه تثبيت النهايه الاخرى من الجسر .

ب- معامل انتقال العزم (Cary-over Factor)

معامل انتقال العزم من احدى نهايات جسر الى النهايه الاخرى يمثل مقدار نسبة العزم المنقول من النهايه الاولى الى النهايه الاخرى وذلك عندما يكون الجسر تحت تأثير تسليط عزم في النهايه الاولى :-



في هذه الحاله :

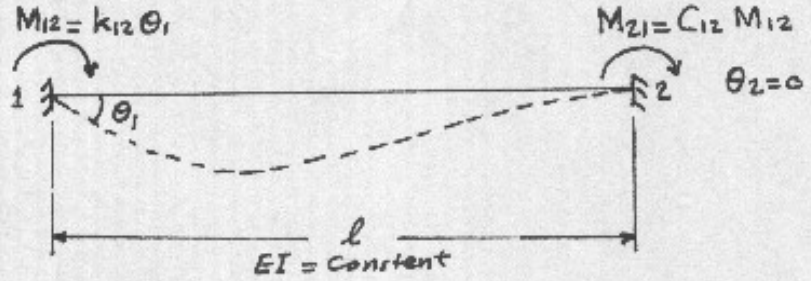
معامل الصلاده للجسر $k_{12} = \frac{4EI}{\ell}$

ومعامل الانتقال $C_{12} = \frac{1}{2}$

انواع معامل الصلادة ومعامل انتقال العزم

نأخذ فقط جسور مستقيمه وذات صلادة مقطع (EI) ثابته لكل مقطع من مقاطع الجسر .

1- في حالة النهايه البعيدة المثبته :- (for far end is fixed)



باستخدام معادلات طريقه ال (Slope - Deflection) وكانة اشاراتها :-

$$M_{12} = M_{12}^F + \frac{2EI}{\ell}\left(2\theta_1 + \theta_2 - \frac{3\Delta_{21}}{\ell}\right)$$

$\Delta_{21} = \Delta_2 - \Delta_1 = 0 \Rightarrow$ No Deflection

$\theta_2 = 0 \rightarrow$ No slope at end 2

$M_{12}^F = 0 \Rightarrow$ No load

$$\therefore M_{12} = \frac{4EI}{\ell}\theta_1$$

∴ معامل الصلادة للجسر في هذه النهايه يساوي :-

$$\boxed{K_{12} = \frac{4EI}{\ell}}$$

وبنفس الطريقه فأن :-

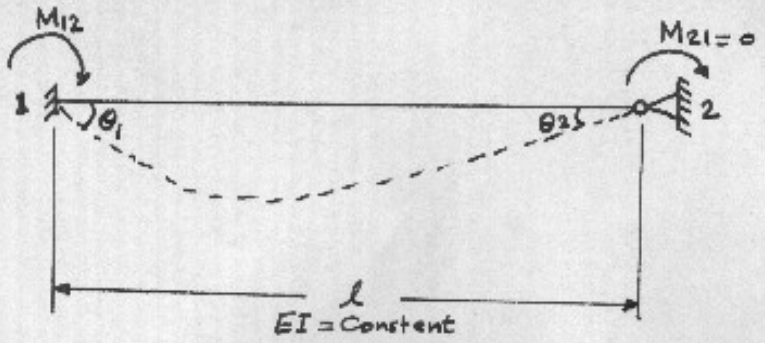
$$M_{21} = M_{21}^F + \frac{2EI}{\ell}\left(\theta_1 + 2\theta_2 - \frac{3\Delta_{21}}{\ell}\right)$$

$$M_{21} = \frac{2EI}{\ell}\theta_1 = \frac{1}{2} M_{12}$$

$$\boxed{C_{12} = \frac{1}{2}}$$

∴ معامل الانتقال من النهايه الاولى الى الثانيه يساوي :-

2- عندما تكون النهايه البعيده مفصليه (for far end is hinged)



نفرض ان النهايه البعيده (2) مفصليه ونفرض ان النهايه رقم (1) تحت تأثير عزم مقداره (M_{12}) والدوران الحاصل هو (θ_1) ، المطلوب ايجاد معامل الصلادة للجسر في النهايه الاولى (k_{12}) ومعامل الانتقال للعزوم من النهايه الاولى الى الثانيه وكما يلي :-

$$M_{12} = k_{12}\,\theta_1$$

$$M_{21} = C_{12}\,M_{12}$$

بما ان $M_{21}=0$ للان المسند مفصلي لذا فأن معامل الانتقال يساوي :-

$$\boxed{C_{12} = 0}$$

لايجاد معامل الصلادة k_{12} :-

$$M_{12} = M_{12}^F + \frac{2EI}{l}\left(2\theta_1 + \theta_2 - \frac{3\Delta_{21}}{l}\right)$$

$$M_{21} = M_{21}^F + \frac{2EI}{l}\left(\theta_1 + 2\theta_2 - \frac{3\Delta_{21}}{l}\right)$$

$\Delta_{21} = \Delta_2 - \Delta_1 = 0 \Longrightarrow$ No Deflection

$M_{12}^F = M_{21}^F = 0 \Longrightarrow$ No Load

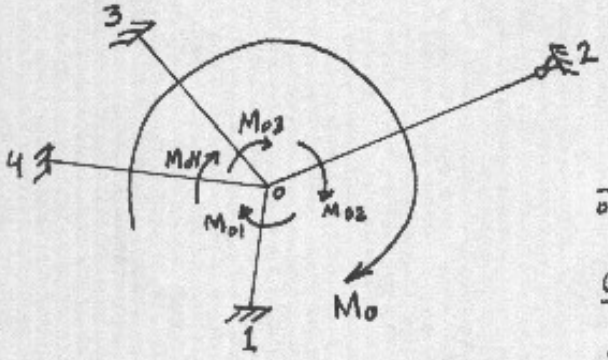
$M_{21} = 0 \Longrightarrow$ Hing

$$\therefore \theta_2 = -\frac{1}{2}\theta_1 \Longrightarrow M_{12} = \frac{3EI}{l}\theta_1$$

∴ معامل الصلادة للجسر عند نهايته الاولى يساوي

$$\boxed{k_{12} = \frac{3EI}{l}}$$

نظرية توزيع العزم



نفرض ان مفصلاً صلداً داخلياً (o)
تحت تأثير عزم (M_o) وتلتقي عدة
جسور في هذا المفصل الداخلي هي
on ، ..... ، 03 ، 02 ، 01

المطلوب ايجاد مقدار العزم المنقول الى نهاية الجسور.

نفرض ان المفصل الداخلي حصل فيه دوران مقداره (θ_o)
لما كان المفصل صلداً ، اذن تدور كل نهايات الجسور الملتقيه بهذا
المفصل بنفس المقدار (θ_o) .

وعليه فان العزوم في نهايات الجسور تكون كما يلي :-

$$M_{o1} = k_{o1}\,\theta_o$$

$$M_{o2} = k_{o2}\,\theta_o$$

$$\vdots \qquad\qquad \vdots$$

$$M_{on} = k_{on}\,\theta_o$$

$$M_{o1}+M_{o2}+\cdots+M_{on} = (k_{o1}+k_{o2}+\cdots+k_{on})\,\theta_o$$

$$= \theta_o \sum_{i=1}^{n} k_{oi}$$

$$\theta_o = \frac{1}{\sum_{i=1}^{n} k_{oi}} \quad ، \quad M_o = M_{o1}+M_{o2}+\cdots+M_{on}$$

$$M_{o1} = \frac{k_{o1}}{\sum_{i=1}^{n} k_{oi}}\,M_o \quad ، \quad M_{o2} = \frac{k_{o2}}{\sum_{i=1}^{n} k_{oi}}\,M_o \quad \text{وهكذا ...}$$

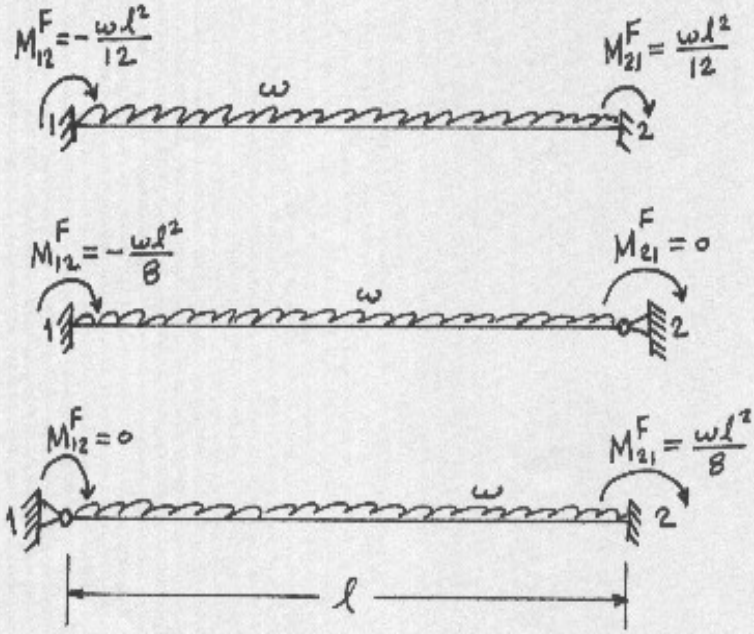
$$d_{on} = \frac{k_{on}}{\sum_{i=1}^{n} k_{oi}}$$

∴ عامل التوزيع (Distribution Factor) هو
ومقدار العزم في النهايات هي :-

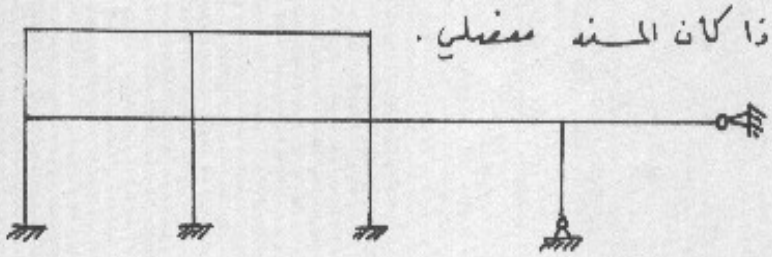
$$\left.\begin{aligned} M_{o1} &= d_{o1}\,M_o \\ M_{o2} &= d_{o2}\,M_o \end{aligned}\right\} \Longrightarrow \boxed{M_{on} = d_{on}\,M_o}$$

الخطوات المتبعه في حل المسائل :-

١- نعتبر كل قطعه بين مفصلين داخليين كجسر مثبت بالنهايتين ونحسب عزوم التثبيت لوجود الاثقال على الجسور وكما يلي :-



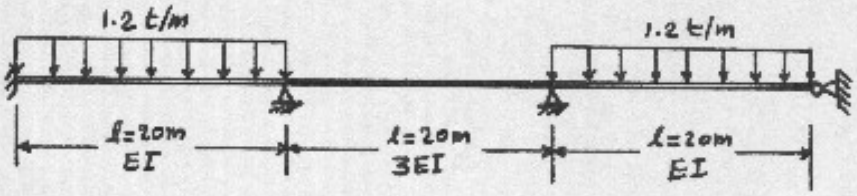
2- اما الجسر الواقعه في اطراف الهيكل فتعتبر مثبته بالنهايتين اذا كان المسند الخارجي مثبت وتعتبر مثبته من الداخل ومسند مفصلي من الخارج اذا كان المسند مفصلي .



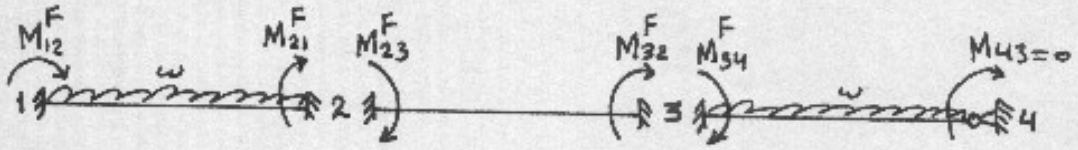
3- نحسب معامل الصلادة (k) لكل نهايات الجسور ثم نحسب معامل توزيع العزوم (d)

4- نعتبر عزوم التثبيت كقيم اوليه بعدئذ نجري التصحيحات عليها بحيث يتحقق توازن العزوم في كل المفاصل .

مثال: اوجد (ي) مقادير العزم عند مساند الجسر المستمر الموضح ادناه ، وارسم (ي) مخطط عزوم الانحناء .



الحل: نُجزء الجسر ونحسب عزوم التثبيت بسبب طبيعة التحميل:-



$$M_{12}^F = -\frac{wl^2}{12} = -\frac{1.2(20)^2}{12} = -40 \text{ t.m}$$

$$M_{21}^F = \frac{wl^2}{12} = 40 \text{ t.m}$$

$$M_{23}^F = 0$$

$$M_{32}^F = 0$$

$$M_{34}^F = -\frac{wl^2}{8} = -\frac{1.2\times(20)^2}{8} = -60 \text{ t.m}$$

$$M_{43}^F = 0$$

نحسب معامل الصلادة كما يلي:-

$$k_{12} = \frac{4EI}{l} = \frac{4EI}{20} = \frac{EI}{5}$$

$$k_{21} = \frac{EI}{5}$$

$$k_{23} = \frac{4EI}{l} = \frac{4(3EI)}{20} = \frac{3EI}{5}$$

$$k_{32} = \frac{3EI}{5}$$

$$k_{34} = \frac{3EI}{l} = \frac{3EI}{20}$$

$$k_{43} = \frac{4EI}{l} = \frac{4EI}{20} = \frac{EI}{5}$$

نحسب معاملات التوزيع كما يلي:

$$d_{12} = \frac{k_{12}}{k_{12} + \infty} = 0$$

$$d_{21} = \frac{k_{21}}{k_{21} + k_{23}} = \frac{\frac{EI}{5}}{\frac{EI}{5} + \frac{3EI}{5}} = \frac{1}{4}$$

$$d_{23} = \frac{k_{23}}{k_{21} + k_{23}} = \frac{\frac{3EI}{5}}{\frac{EI}{5} + \frac{3EI}{5}} = \frac{3}{4}$$

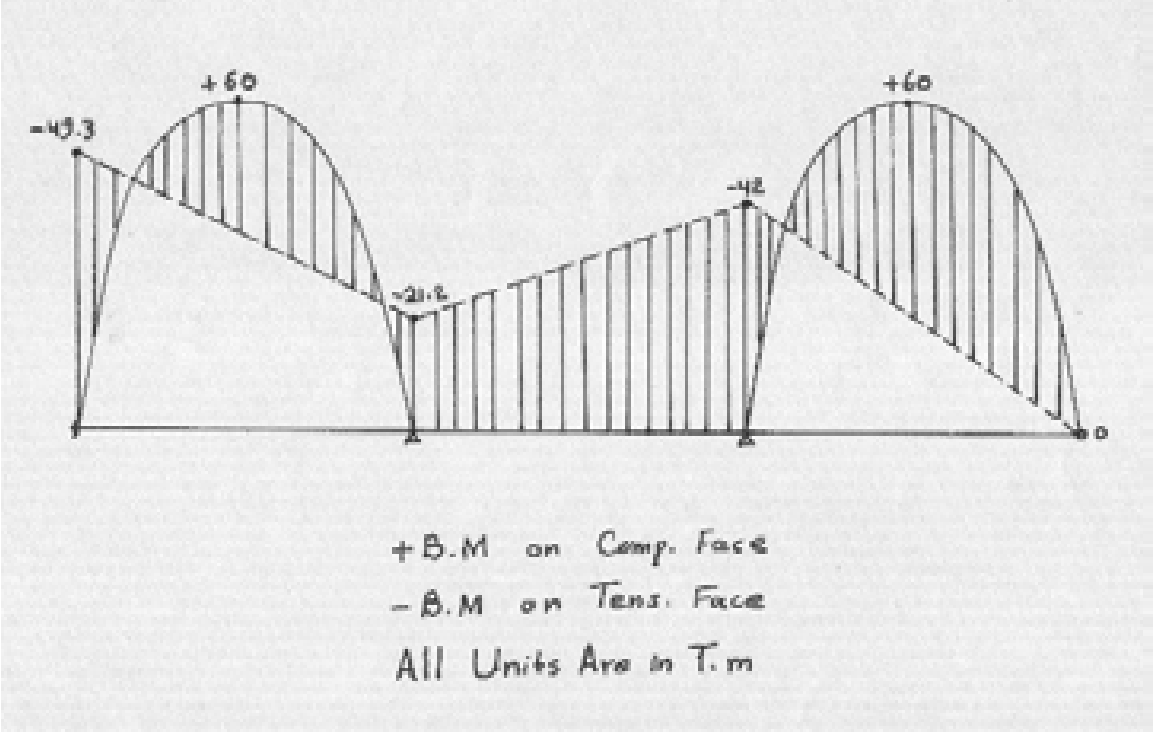
$$d_{32} = \frac{k_{32}}{k_{32} + k_{34}} = \frac{\frac{3EI}{5}}{\frac{3EI}{5} + \frac{3EI}{20}} = \frac{4}{5}$$

$$d_{34} = \frac{k_{34}}{\text{—} + \text{—}} = \frac{\frac{3EI}{20}}{\frac{3EI}{5} + \frac{3EI}{20}} = \frac{1}{5}$$

$$d_{43} = \frac{k_{43}}{k_{43} + 0} = 1 \Longrightarrow \text{Hing}$$

الآن تجري عليه توزيع العزوم كما يلي :-

Nodes	1		2		3	4
Beams	1-2	2-1	2-3	3-2	3-4	4-3
Dist. Factor	0	$\frac{1}{4}$	$\frac{3}{4}$	$\frac{4}{5}$	$\frac{1}{5}$	1
Fixed End Moment	-40	+40	0	0	-60	0
out of balance	–	(+40)		(-60)		–
Distribution Moment	–	-10	-30	+48	+12	–
Carry-over Moment	-5	0	+24	-15	0	0
Balance	-45	+30	-6	+33	-48	0
out of balance	–	(+24)		(-15)		–
Dist. Moment	–	-6	-18	+12	+3	–
Carry-over M.	-3	–	+6	-9	–	–
Balance	-48	+24	-18	+36	-45	0
out of balance	–	(+6)		(-9)		–
Dist. Moment	–	-1.5	-4.5	+7.2	+1.8	–
Carry-over M.	-0.75	–	+3.6	-2.25	–	–
Balance	-48.75	22.5	-18.9	40.95	-43.2	0
out of balance	–	(+3.6)		(-2.25)		–
Dist. Moment	–	-0.9	-2.7	1.8	0.45	–
Carry-over M.	-0.45	–	0.9	-1.35	–	–
Balance	-49.2	21.6	-20.7	41.4	-42.75	0
out of balance	–	(+0.9)		(-1.35)		–
Dist. Moment	–	-0.225	-0.675	0.8	0.55	–
carry-over M.	-0.1125	–	0.4	-0.3375	–	0
Balance	-49.31	21.4	-20.975	41.86	-42.2	0
End Moments	-49.31	21.2	-21.2	42	-42	0


+60
-43.3
-21.2
-42
+60
0
+B.M on Comp. Face
-B.M on Tens. Face
All Units Are in T.m

PRE-STRESSED CONCRETE

المقدمه:

تُقسَم المواد الانشائيه بصوره عامه الى ثلاثه مجاميع.

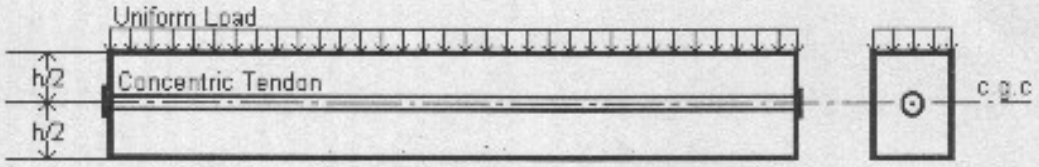
المجموعه الاولى: المواد المقاومه للانضغاط، كالحجر والطابوق ثم تطورت الى الخرسانه واخيراً الى الخرسانه عاليه المقاومه (High-Strength Concrete).

المجموعه الثانيه: المواد المقاومه للشد كقضبان الحديد ومقاطع الحديد الانشائيه واخيراً الحديد عالي المقاومه (High-Strength Steel).

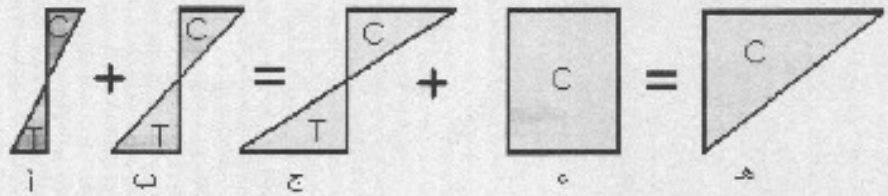
المجموعه الثالثه: المواد التي تقاوم كلاً من الشد والضغط، او ما يسمى الانحناء (Bending). كالخشب، والحديد الانشائي والخرسانه المسلحه واخيراً الخرسانه مسبقه الاجهاد التي تم تطويرها خلال الخمسين سنه الماضيه.

مبادئ سبق الاجهاد يمكن ايضاحها على ضوء عتبه بسيطه ذات مقطع مستطيلي ومحمله بحمل منتظم التوزيع ومُسَلط عليها سبق اجهاد بواسطة قوه ماره يمركزها الطولي (Concentric Force)، كما موضح في الشكل-١. وان الاجهادات المتولده بسبب الاحمال المسلطه وقوه سبق الاجهاد على هذه العتبه موضحه في الشكل-2.

يتضح من المخطط 2-ج انه اذا أُريدَ التخلص من اجهادات الشد المؤثره على الالياف السفلى للمقطع والحاصله بسبب الاحمال الميته والحيه، يجب ان تكون اجهادات الانضغاط المنتظمه الحاصله بسبب سبق الاجهاد والموضحه في المخطط 2-s مساويه لها.



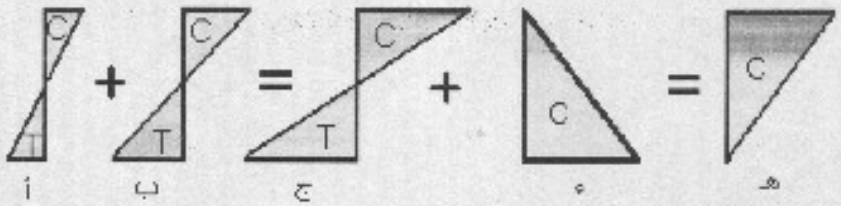
الشكل-١ عتبه خرسانيه مسبقة الإجاد بقابلو مار بالمحور الطولي المركزي



الشكل-٢ توزيع الإجهادات في منتصف فضاء العتبه المعرضه لسبق إجهاد مار بالمحور الطولي المركزي

أ- إجهاد الأحمال المينه ، ب- إجهاد الأحمال الحيه ، ج- إجهاد الأحمال المينه + الأحمال الحيه
ء- الإجاد تسبب سبق الإجهاد هـ- الإجهاد الكلي بسبب الأحمال المينه والحيه وسبق الإجهاد

الشكل-٣ عتبه خرسانيه مسبقة الإجاد بقابلو مار بالثلث السفلي



الشكل-٤ توزيع الإجهادات في منتصف فضاء العتبه المعرضه لسبق إجهاد مار بالثلث السفلي

أ- إجهاد الأحمال المينه ، ب- إجهاد الأحمال الحيه ، ج- إجهاد الأحمال المينه + الأحمال الحيه
ء- الإجاد تسبب سبق الإجهاد هـ- الإجهاد الكلي بسبب الأحمال المينه والحيه وسبق الإجهاد

إن هذا ما يوضح الفرق الرئيسي بين الخرسانة المسلحة الاعتيادية وبين الخرسانة مسبقة الاجهاد. ففي الاولى يتم استخدام كل من الخرسانة وحديد التسليح مع بعضهما وتركهما يعملان كما يشاءان. بينما في حالة سبق الاجهاد يتم استخدام الخرسانة عالية المقاومة مع الحديد عالي المقاومة بصوره فعاله. ان هذا الاستخدام الفعال يؤدي للاستثمار الافضل لهاتين المادتين. فالحديد المقاوم لقوى الشد يكون معرض للشد بواسطه سبق الاجهاد، اما الخرسانه الهشه (Brittle Material) يتم تحسين قابليتها لمقاومه الشد بواسطة الضغط المسلط عليها وبدون الاضرار بقابلية مقاومتها للانضغاط.

ان توزيع الاجهاد النهائي الموضح في الشكل 2-ه بسبب اجهادات الاحمال الميته والحيه وقوة سبق الاجهاد تشير لعدم وجود اجهادات شد في كامل المقطع وبالتالي عدم وجود شقوق (Cracks) بسبب ضعف الخرسانه في مقاومه اجهادات الشد، وعليه نحصل على مقطع اكثر صلاده (Stiffer Section) باستخدام نفس الكميه من المواد الانشائيه.

ان سبق الاجهاد باستخدام قوه مركزيه كما ورد اعلاه له مساوئ تتلخص بان الالياف العليا للمقطع عليها ان تقاوم اجهادات الانضغاط الناشئه بسبب سبق الاجهاد اضافه الى اجهادات الانضغاط الناشئه بسبب الاحمال التصميميه.

اذا تم استخدام نفس المقطع الخرساني لكن موقع قوه سبق الاجهاد جرى تغيرها بحيث تقع في الثلث الاسفل للمقطع، كما في الشكل -3 ، فان توزيع الاجهادات بسبب الاحمال التصميمية و قوة سبق الاجهاد تكون كما موضحه في الشكل - ٤ .

في هذه الحاله ، وكما في الحاله السابقه ، تكون اجهادات الانضغاط في الالياف العليا والناشئه بسبب سبق الاجهاد ، كما في المخطط ٤ - د ، عليها ان تكون مساويه بالمقدار لمجموع اجهادات الشد الناتجه بسبب الاحمال التصميمية والموضحه في الشكل ٤ - جـ . وهكذا

عند ملاحظه مخططي الاجهاد الناشئ بسبب سبق الاجهاد في الشكلين ٤ - د ، ٤ - د ، يكون من الواضح ان مقدار الاجهاد في الحاله الثانيه يساوي فقط نصف المطلوب للحاله الاولى . عليه يمكن الاستنتاج بأن قوه سبق الاجهاد الكليه المطلوبه لتسليط سبق الاجهاد المطلوب للحاله الثانيه ستكون مساويه لنصف مقدارها في الحاله الاولى .

اضافة لذلك ، فأن الالياف العليا للمقطع لن يكون مطلوباً منها تحمل اي اجهادات انضغاط اضافيه بسبب سبق الاجهاد. في الحالات العمليه ، يمكن القول بتساوي اجهادات شد في الالياف العليا بطريقه تضمن بقاء هذه الاجهادات اقل من قابليه تحمل الخرسانه لاجهادات الشد ، وذلك للاستفاده القصوى من مقاومه الخرسانه و للحصول على تصميم اكثر اقتصادي .

لما كان المقطع المطلوب لعتبه مسبقه الاجهاد اقل و مثيلتها في الخرسانه الاعتياديه يكون هناك توفير في كميات المواد المستخدمه. كما ان هناك توفير في كميه حديد التسليح المقاوم للقص وذلك لأن القص يكون اقل في الخرسانه المسبقه الاجهاد وذلك بسبب استخدام الكابلات المنحنيه او المائله (Inclined or Curved Tendons).

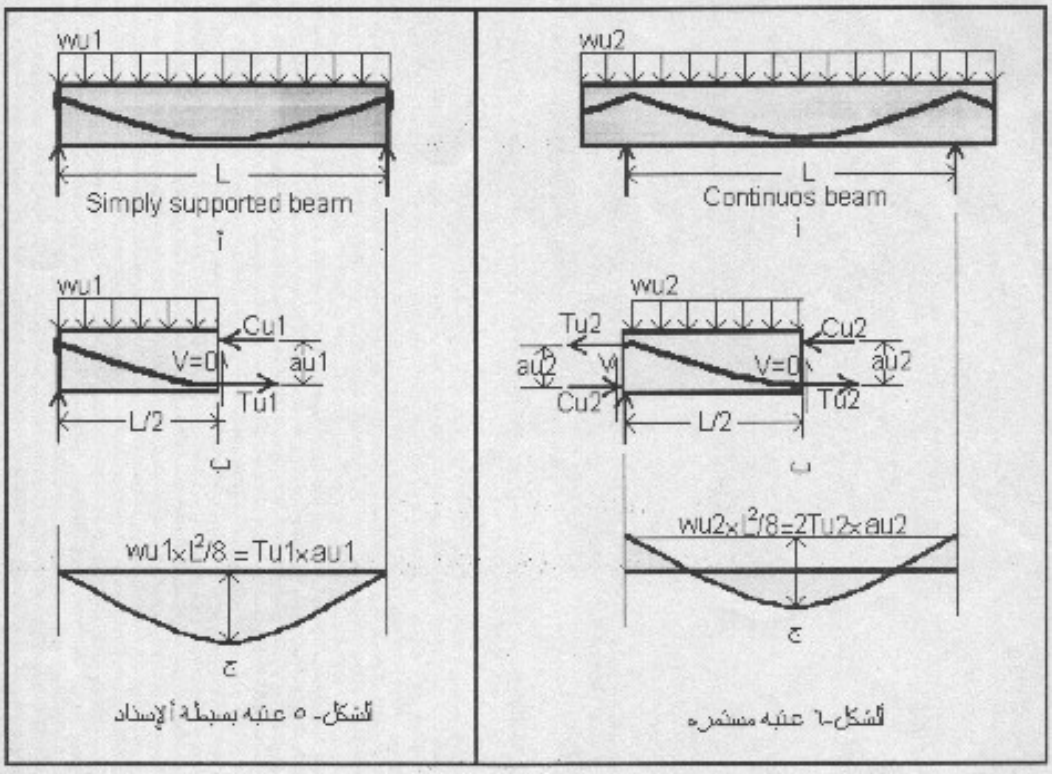
باجراء مقارنه بسيطه بين مقاومه عتبه بسيطه الاسناد واخرى مستمره سوف يتم استعراض الجوانب الاقتصاديه المستحصله من خلال استخدام الخرسانه مسبقه الاجهاد المستمره.

يوضح الشكل - 5 عتبه خرسانيه مسبقه الاجهاد بسيطه الاسناد محمله بحمل منتظم التوزيع w_{u1}. فاذا كان الشد الاقصى T_{u1} المسلط على الكابل و الواقع على مسافه a_{u1} عن الالياف العليا. فأن عزم المقاومه الاقصى عند منتصف الفضاء يبلغ $T_{u1} \times a_{u1}$، يوضح الشكل - 5-ب القوى المؤثره على نصف العتبه، عندما نأخذ عزوم الاخذاء القصوى اخارجيه مع عزوم المقاومه الاقصى الداخليه نحصل على:-

$$\frac{w_{u1} l^2}{8} = T_{u1} \times a_{u1}$$

$$w_{u1} = 8\, T_{u1} \times a_{u1} / l^2$$

ويوضح الشكل - 5 - جـ مخطط العزوم الناشئه بسبب الحمل الاقصى w_{u1}.



الشكل-٥ عتبه بسيطة الإسناد

الشكل-٦ عتبه مستمره

من خلال ملاحظه الشكل -٦-أ الذي يمثل عتبه مستمره بنفس المقطع وطول الفضاء ل ، ونفس طريقة سبق الايجاد للعتبه في الشكل- ٥ ، عندما نأخذ المقطع الوسطي منه ونأخذ العزوم حول المسند الايسر نجد ان :

$$\frac{wu_2 l^2}{8} = 2Tu_2 \times au_2$$

$$\therefore wu_2 = 16\, Tu_2 \times au_2 / l^2$$

وكما موضح في مخطط العزوم في الشكل -٦- جـ ، الذي يوضح وجود عزمي مقاومه احدهما عند منتصف الفضاء والآخر فوق المسند .

من خلال المقارنه بين المخططين الخاصين بالعزوم ٥-جـ ، ٦-جـ نلاحظ ان العتبه المستمره تتحكم في حمل ضعف الاحمال التي تتحكم العتبه البسيطة الاسناد من تحملها ، وبنفس مقادير المواد لذا تقل الاوزان ومن ثم العزوم في العتبات المستمره ويقل ايضاً الـ (Deflection) لذا فإن سمك العتبه المستمره الاولي بمقدار $\frac{1}{45}$ او $\frac{1}{48}$ تستخدم بدلاً من $\frac{1}{28}$ او $\frac{1}{20}$.

مثال تطبيقي

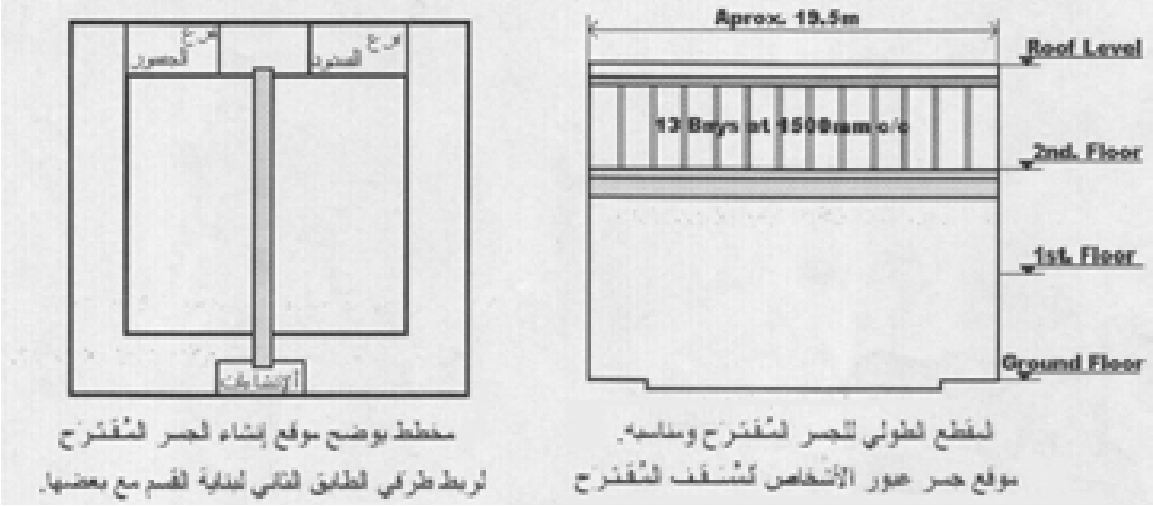
مطلوب انشاء جسر لعبور الاشخاص ، يربط مباشرة فرع الانشاءات مع فرعي الجسور والسدود في الطابق الثاني من بناية القسم . وذلك لمعالجة الاختناق المروري الحاصل بسبب ضيق الممرات وسوء تقسيم اماكنها الطبيعية .

يوضح الشكل - ٧ موقع الجسر المطلوب ، بينما يوضح الشكل - ٨ المقطع العرضي المقترح للجسر المسقف المذكور .

يتكون الجسر من عتبتين خرسانيتين مسبقتي الاجهاد تعملان بشكل مركب مع قطع خرسانية مسلحة مسبقة الصب مضافاً لها طبقة من الخرسانة المسلحة المرقعية الصب . هذه الاجزاء تمثل ارضية الجسر ، تبرز من طرفيها عدد من الاعمدة الخرسانية المسبقة الصب وصولاً الى السقف الخرساني بحيث يكون الارتفاع الصافي للممر يساوي 2.6 م . هذا ويتم تغليف جانبي الجسر بالزجاج ، مع فرش طبقة مرنة على سطحه .

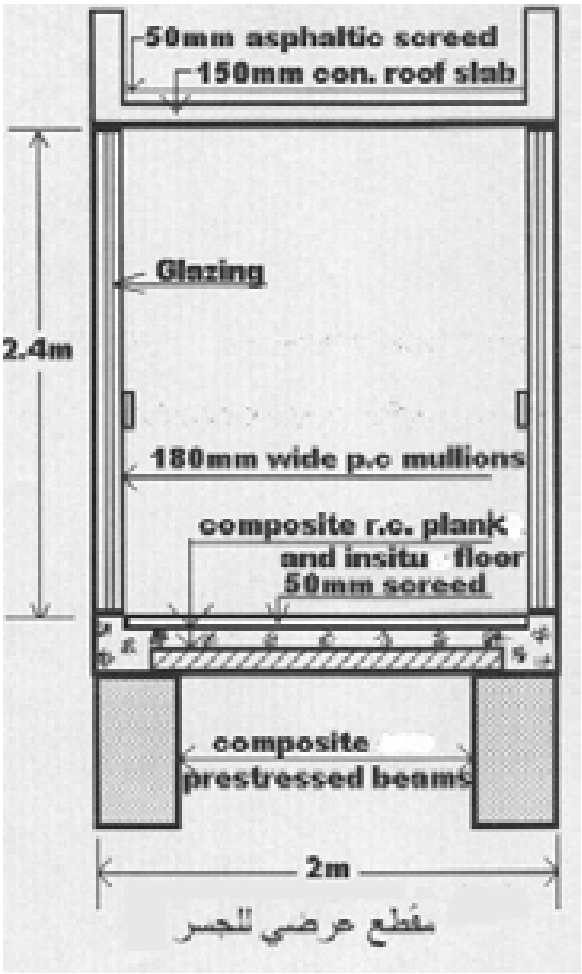
* المطلوب تصميم الارضية (Plank Floor) و العتبات (Prestressed Composite Edge Beams) وفق المواصفة BS8110 بحيث تتحمل بأمان الاحمال التالية :-

١- الاحمال الحية على سطح الجسر	150 kg/m²
ب- الاحمال الميتة وتشمل مواد الانهاء و الاوزان الذاتية للعتبات و الارضية .	600 kg/m²
ج - الاحمال الحية على ارضية الجسر	400 kg/m²
د - احمال تكميلية و خدمات	200 kg/m²
هـ - احمال بسبب الرياح بمقدار	100 kg/m²



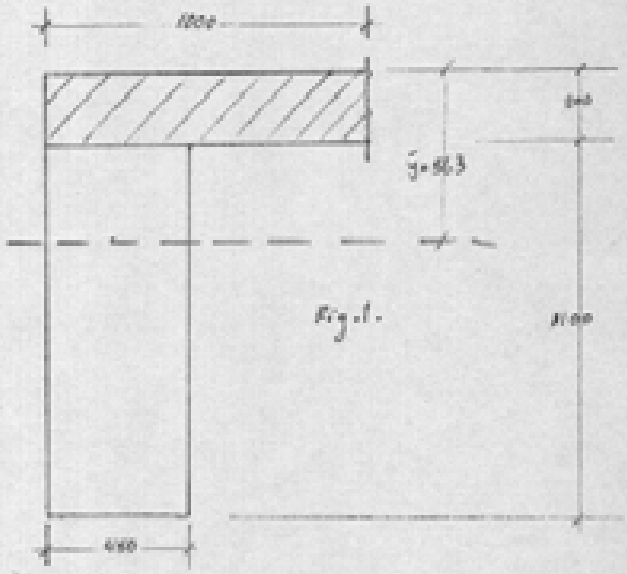
مخطط يوضح موقع إنشاء الجسر المُقترح
لربط طرفي الطابق الثاني لبناية القسم مع بعضها.

القطع الطولي للجسر المُقترح وسلمه.
موقع جسر عبور الأشخاص لسقف المُقترح



مقطع عرضي للجسر

Ref.	Calculation
	'prestressed beam design'
CP110 T55	Assume fire resistance = 1h . Class 2 exposure
" T19	Cover required = 40 mm
" T28	Concrete strength = 50 N/mm²
	Design load.
	a) self weight of
	beam + slab only
	(dimension in mm
	as shown in fig. 1.)



$S_{w1} = 24(0.2 \times 1 + 0.45 \times 1.1) = 16.68$ kN/m

Note (all other loading will be concidered to act on the composite section).

ref.	Calculation
	~~Design for serviceability limit state~~
	Bending moment M_1 (simply supported rectangular beam).
	$M_1 = \frac{wL^2}{8} = 16.68 \times 20^2/8 = 834$ kN.m
cplause 3.2	max comp stress due to bending $= 0.33 f_{cu}$
	$f_1 = 0.33 \times 50 = 16.5$ N/mm^2 $= 16500$ kN/m^2
	Section modulus required $Z_{req} = \frac{M_1}{f_1} = \frac{834}{16500} = 0.05$ m^3
	Beam second moment of Area
	$I_{yy} = \frac{bh^3}{12} = \frac{0.45 \times (1.1)^3}{12} = 0.05$ m^4
	section modulus available $Z_{av} = \frac{I_{yy}}{h/2} = \frac{0.05}{1.1/2} = 0.09$ m^3
	max actual tensile stress $= \frac{834 \times 10^6}{0.09 \times 10^9} = 9.25$ N/mm^2
cl 3.3.1.3 & cl 4.5.1.2	check slenderness ratio for trial section
	$60\,b_c = 60 \times 0.45 = 27$ m $250\,b_c^2/d = 250 \times 0.45^2/1.1 = 46$ m } ≤ 20m ✓ O.K

ref	Calculations

b) imposed loads (Consisting of all working loads

acting on the simply supported Composite T beam)

except self weight of Rectangular beam and slab)

imposed Load from roof = 1.5 kN/m
imposed Load from floor = 4.0 kN/m
dead load including finishes
and self weight of beams and slab = 6.0 kN/m
finishes, services on • • c = 2.0 kN/m
self weight of p.c [illegible] = 0.18 x 0.2 x 2.4 x 24 x 1.5 = 0.7 kN/m

Total working load = 14.2 kN/m

Bending moment $M = \frac{wL^2}{8} = \frac{14.2 \times 20^2}{8} = 710$ kN.m

Section modulus req = $\frac{710}{16500} = 0.043$ m^3

depth of centroid from top of Composite section

$\bar{y} = \frac{1 \times 0.2 \times 0.1 + 0.45 \times 1.1 \times 0.75}{0.2 \times 1 + 0.45 \times 1.1} = 0.563$ m from Top

ref.	Calculation

Second moment of area for the Composite section

$$I_{yy} = \frac{1 \times 0.2^3}{12} + 1 \times 0.2 \times (0.563 - 0.100)^2$$

$$+ \frac{0.45 \times 0.1^3}{12} + 0.45 \times 1.1 \times (1.1 \times 0.5 + 0.200 - 0.563)^2$$

$$= 0.11 \ m^4$$

$$\text{Section modulus (bottom)} = \frac{0.11}{1.1 + 0.2 - 0.563} = 0.15 \ m^3$$

$$\text{Section modulus (top)} = \frac{0.11}{0.563} = 0.197 \ m^3$$

$$\text{max Comp stress (top)} = \frac{7.0 \times 10^6}{0.197 \times 10^9} = 9.00 \ N/mm^2$$

$$\text{max tens stress (bottom)} = \frac{7.0 \times 10^6}{0.15 \times 10^9} = 4.73 \ N/mm^2$$

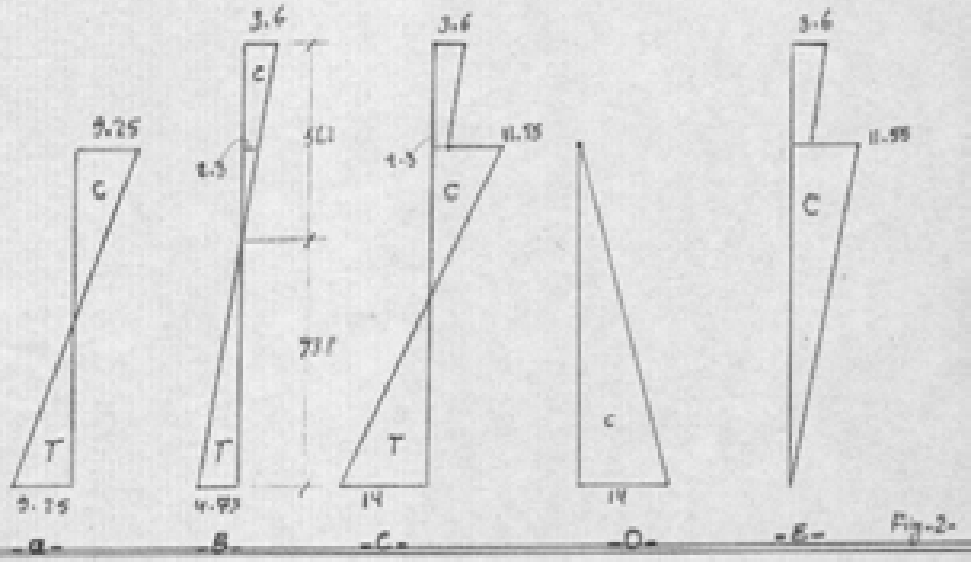


Fig-2.

ref	Calculations
	in fig-2- a = stress diagram for the rectangular prestressed beam due to self weight only. b = stress diagram for the composite prestressed beam due to the remaining working loads. c = a + b D = prestressing diagram E = c + D Total prestressing force required = volume of stress block (Fig.2-D) $Tf = \frac{1}{2} \times 14 \times 1000 (0.45 \times 1.1) = 3465$ kN

ref	Calculations
cpno 130 cl 11.1.4.3	using 15.2 mm strand characteristic strength = 227 kN ($A_{ps} f_{pu}$) Area = 138.7 mm^2 (A_{ps}) initial prestressing = 70% assuming 20% losses in service and 10% at transfer initial force in strand = 227 x 0.7 = 158.9 kN assuming initial estimate of losses = 245 N/mm^2 ∴ loss of force/strand = 0.245 x 138.7 = 34 kN ∴ force/strand after losses = 158.9 - 34 = 125 kN ∴ No. of strands required = $\frac{3465}{125}$ = 27.7 say 28 distance down to the centroid of force = 2x1.1/3 = 0.733 m The centroid of strands must coincide with that

ref. | Calculations

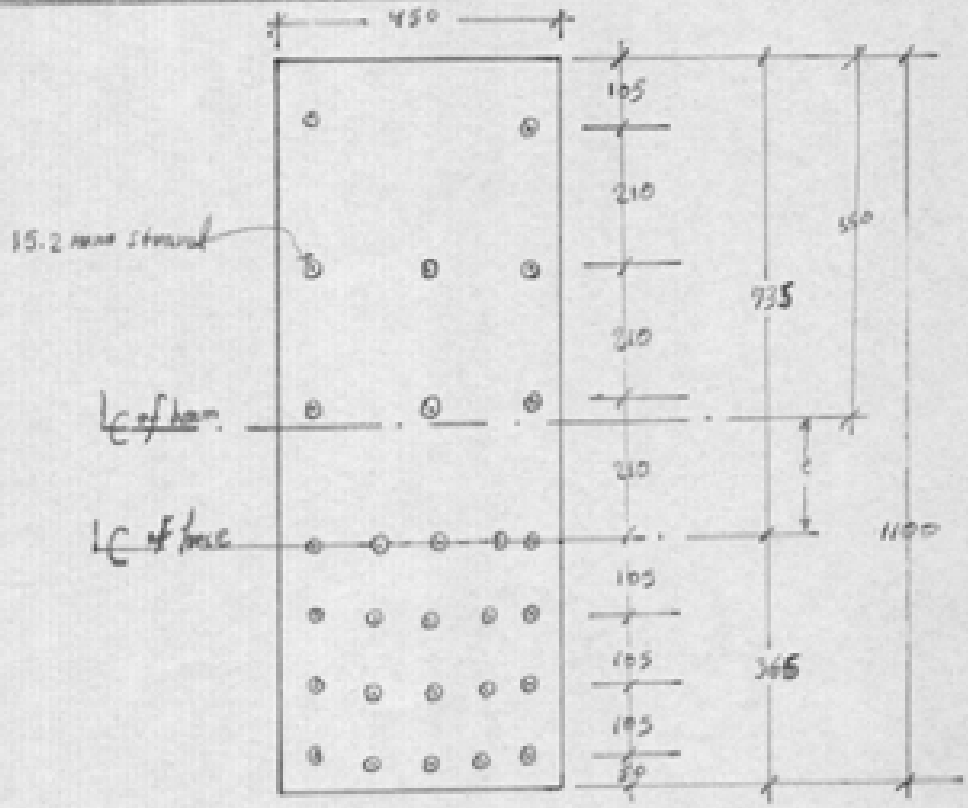


Fig -3-

eccentricity e = depth of force centroid - $\bar{y}$

= 735 - 530 = 185 mm

Ref.	Calculations.
	"Limit state check on section"
	1) Limit state of deflection.
BS8110 cl 3.2.1.2	a) deflection at transfer not to exceed span/350
	for $f_{cu} = 40\ N/mm^2$
T7.2	Concrete modulus of elasticity = 28
	prestressing force = 3465 kN based on losses of
	$\frac{34}{158.9} \times 100 = 21.4\%$ but at transfer losses about 10%
	prestressing force at transfer
	$= 3465 \times \frac{100-10}{100-21.4} = 3967\ kN$
	Bending moment due to this force
	$= 3967 \times 0.185 = 734\ kN.m$
	upward deflection due to this force

Ref	Calculations
	$\delta_p = \frac{ML^2}{8EI} = \frac{734 \times 20^2}{8 \times 28 \times 10 \cdot 05 \times 10^6} = 0 \cdot 026 m \uparrow$
	span to deflection ratio $= \frac{20}{0 \cdot 026} = 770 > 350$ ✓ o.k
	without taking self weight deflection into account
BS8110 cl 3.2.1 T: 8.2	b) deflection in service must not to exceed span/250
	for $f_{cu} = 50 N/mm^2 \Rightarrow E_c = 31$
	1) deflection due to dead load on rectangular section δ_1
	$\delta_1 = \frac{5 w_1 L^4}{384 EI} = \frac{5 \times 16 \cdot 68 \times 20^4}{384 \times 31 \times 10 \cdot 05 \times 10^6} = 0 \cdot 0127 m \downarrow$
	2) deflection due to other loads on composite section δ_2
	$\delta_2 = \frac{5 w_2 L^4}{384 EI} = \frac{5 \times 19 \cdot 28 (20)^4}{384 \times 31 \times 10 \cdot 11 \times 10^6} = 0 \cdot 0086 m \downarrow$
	Total downward deflection due to all loads δ_3
	$\delta_3 = \delta_1 + \delta_2 = 0 \cdot 0127 + 0 \cdot 0086 = 0 \cdot 0213 m \downarrow$
	3) upward deflection due to prestressing force δ_p
	$\delta_p = \frac{ML^2}{8EI} = \frac{1255 \times 8 \times 0 \cdot 185 (20)^2}{8 \times 31 \times 0 \cdot 05 \times 10^6} = 0 \cdot 0208 m \uparrow$
	net deflection $\delta_n = \delta_3 - \delta_p = 0 \cdot 0213 - 0 \cdot 0208 = 0 \cdot 0005 m \downarrow$
	span to deflection ratio $= \frac{20}{0 \cdot 01} = 1960 > 250$ ✓ o.k

Ref	Calculations

"check stress at transfer"

max stress in concrete for only 10% losses

$= 14 \times \frac{100-10}{100-21.4} = 16 \text{ N/mm}^2 < 16.5 \text{ N/mm}^2$ ✓ o.k

Bending moment at mid span due to self weight

$= 16.68 \times 20^2/8 = 834 \text{ kN.m}$

external fibers stress $= \frac{834}{0.09} = 9266 \text{ kN/m}^2$

Minimum Concrete strength at transfer

BS 8110 cl 4.3.5.1

$= \frac{16}{0.5} = 32$

$BV = \frac{9266}{0.4 \times 1000} = 23$

$\Big\}$ $< 40 \text{ N/mm}^2$ as assumed ✓ o.k

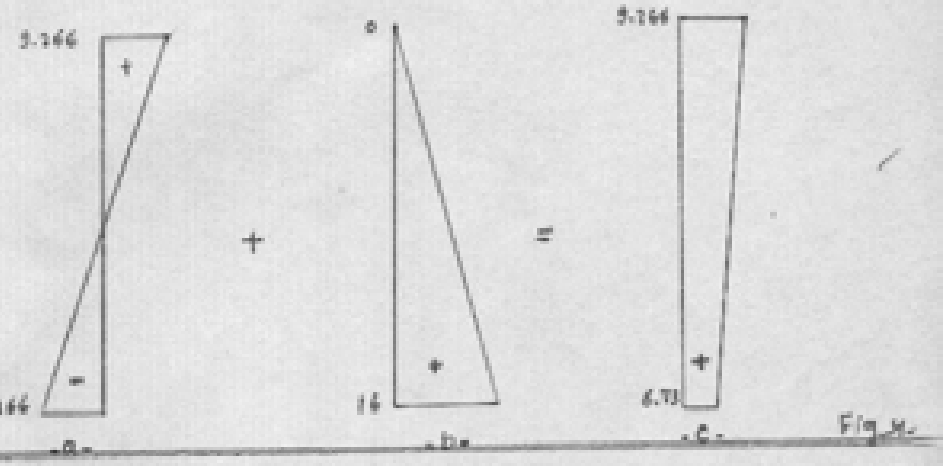


Fig 4.

Ref.	Calculations
	'More Accurate Assessment of Losses'
CP110 cl 4.8.2.2	1) Relaxation of steel :-
	using cold drawn low relaxation wire
BS 2691 T6	gives max relaxation after 1000h = 2%
CP110 cl 4.8.2.3	2) Elastic deformation of Concrete
	a) at transfer
	i) at support
	stress in concrete at level of centroid
	$= \frac{735}{1100} \times 16 = 10.7\ N/mm^2$
BS8110 cl 3.6(b)	$E_s = 200\ kN/mm^2$
	$\alpha e = \frac{200}{28} = 7.14$
	loss of prestress $= 7.14 \times 10.7 = 76.5\ N/mm^2$

Ref	Calculations
	loss of force/wire = $\frac{138.7 \times 76.3}{1000} = 10.6$ kN
	% losses = $\frac{10.6}{158.9} = 6.67\%$ **
	ii) at midspan
	stress in concrete at level of centroid
	due to self weight
	$= (9.266 + 9.266)\ 735/1100 - 9.266 = 3.1$ N/mm^2
	net stress due to selfweight and ps
	$= 10.7 - 3.1 = 7.6$ N/mm^2
	% losses = $\frac{7.6}{10.7} \times 6.67 = 4.74\%$ **
	b)) In service
	i) at support
	stress in concrete at level of centroid

Ref.	Calculations
	from fig -2 -
	$= 14 \times \frac{(733+200)}{1700} = 9.85 \text{ N/mm}^2$
BS8110	$E_c = 31 \quad f_{cu} = 60 \text{ N/mm}^2$
TY.2	
	$\alpha_e = \frac{200}{31} = 6.45$
	Losses of prestress $= 6.45 \times 9.85 = 60.5 \text{ N/mm}^2$
	% Losses $= \frac{60.5}{76.5} \times 6.45\% = 5.08\%$ **
	ii) at mid span
	stress in Concrete at level of Centroid
	$= 11.55 \times \frac{363}{1700} = 3.83 \text{ N/mm}^2$ (from fig -2 -E)
	% Losses $= \frac{3.83}{9.85} \times 5.08\% = 2.1\%$ **

Ref.	Calculations
	shrinkage of concrete losses
CP110 T41	max shrinkage strain per unit length = 0.04%
	hence the losses of stress = $200 \times 10^3 \times \frac{0.04}{100} = 80$ N/mm²
	% losses of prestress (finally) = $\frac{80}{76.5} \times 6.45\% = 6.7\%$
CP110 cl 4.8.2.5	Creep of Concrete Losses
	for Cube strength at transfer = 40 N/mm²
	Creep / unit length = 48×10^{-6} per N/mm²
	i) support Concrete stress > $\frac{1}{3} \times 40$
	∴ Losses = $48 \times 10^{-6} \times 1.25 \times \frac{16}{20} = 4.8 \times 10^{-5}$
	stress at centroid = 10.7 N/mm²
	creep / unit length = $10.7 \times 4.8 \times 10^{-5} = 5.136 \times 10^{-4}$
	loss in stress = $5.136 \times 10^{-4} \times 200 \times 10^3 = 102.7$ N/mm²

Ref	Calculations
	% losses = $\frac{102.7}{76.5} \times 6.45 = 8.66\%$ **
	ii) at mid span
	Concrete stress < $\frac{f}{3} \times 40$
	Losses = 48×10^{-6}
	stress at Centroid = 935 N/mm^2
	creep /unit length = $935 \times 48 \times 10^{-6} = 44.8 \times 10^{-3}$ N/mm^2
	Loss in stress = $44.8 \times 10^{-3} \times 200 \times 10^{3} = 90$ N/mm^2
	% losses = $\frac{90}{76.5} \times 6.45 = 7.55\%$ **
cp110 cl 4.8.2.6	Anchorage losses - allowed for in stressing.

Ref.	Calculations

Summary of losses

a) at transfer

i) support losses = 2 + 6.67 = 8.67 %

ii) midspan losses = 2 + 4.74 = 6.74 %

b) in service = 2 +

i) support losses = 2 + 5.08 + 8.66 + 6.7 = 22.43 %

ii) midspan losses = 2 + 2.14 + 7.55 + 6.7 = 18.39 %

effect of errors in loss Assumptions

stress block becomes

a) transfer

i) support $16 \times \frac{100 - 8.67}{100 - 10} = 16.23 \ N/mm^2$

ii) midspan $16 \times \frac{100 - 6.74}{100 - 10} = 16.58 \ N/mm^2$

Ref.	Calculations

minimum concrete strength at transfer

$= \frac{16.23}{0.5} = 32.46$

or $= \frac{16.58 - 9.266}{0.4} = 18.3$ } < 40 ✓ o.k

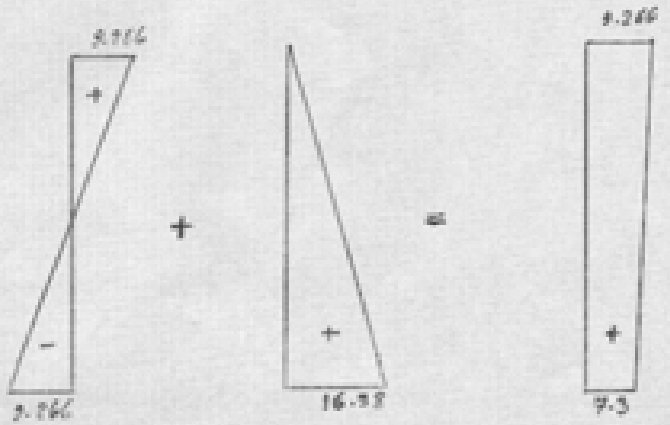


fig 5 - stress diagram midspan transfer

b) in service ✓

i) at support

$14 \times \frac{100 - 22.43}{100 - 21.4} = 13.75$

ii) at mid span $14 \times \frac{100 - 18.35}{100 - 21.4} = 14.54$

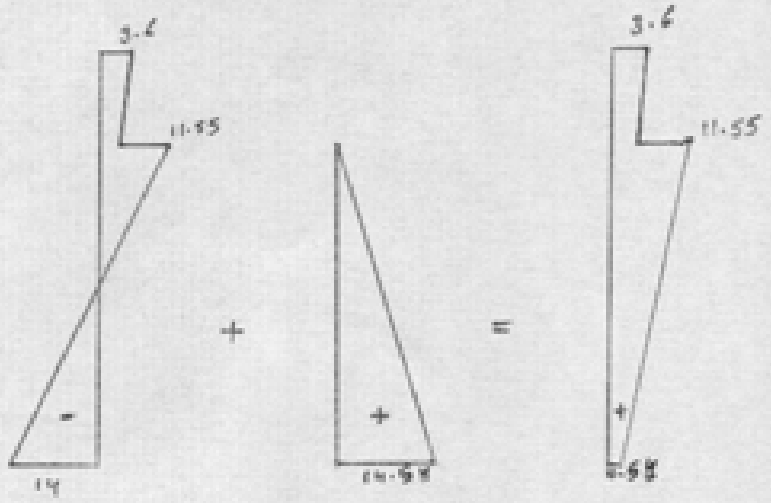
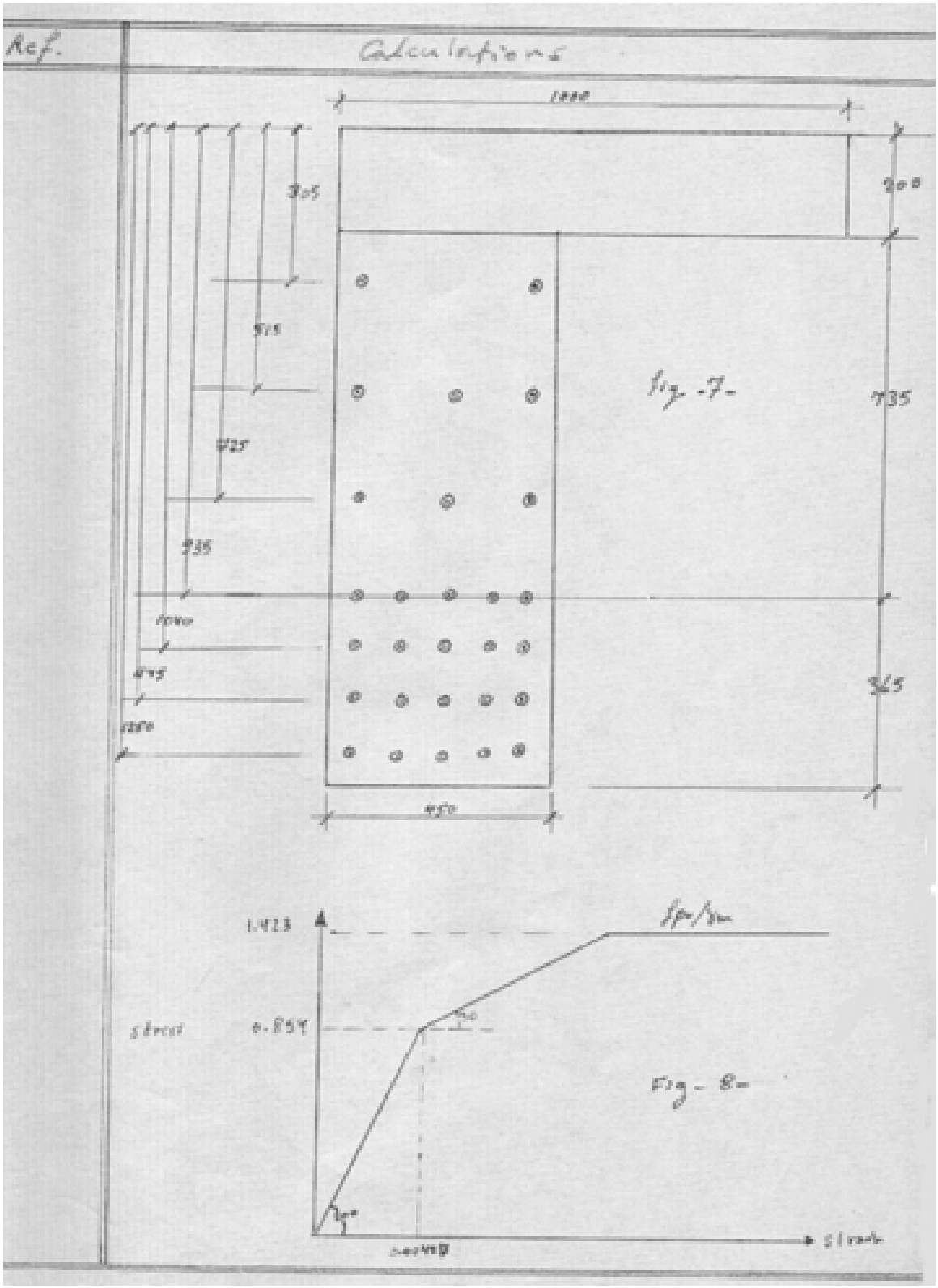


Fig-6 – stress diagram mid span (service)

∴ All stresses satisfactory.

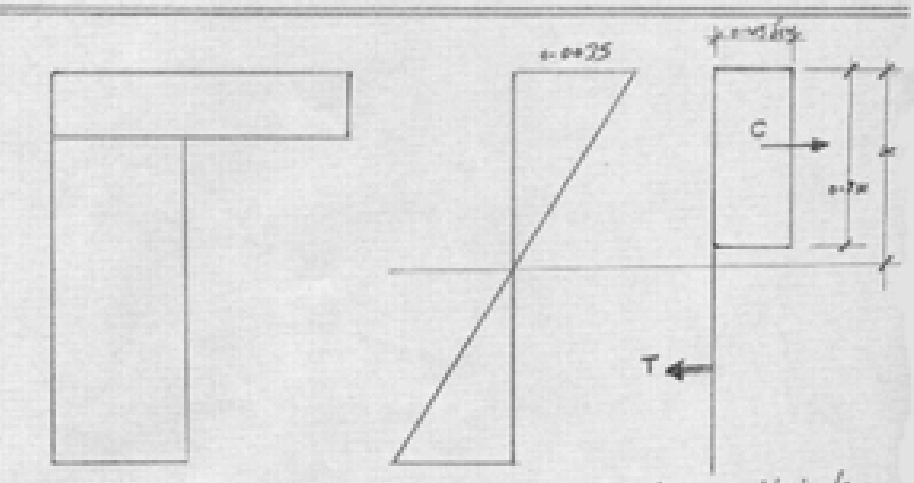
Note: we can repeat our design procedure with losses % calculated

Ref.	Calculations
	'Ultimate Limit state'
	Bending
	f_{pu} for strand $= \frac{227 \times 10^3}{138.7} = 1637\ N/mm^2$
BS8110 T2.2	$\gamma_m = 1.15$
	$f_{pu}/\gamma_m = 1637/1.15 = 1423$
	at midspan losses = 18.35%
	final stress in tendons
	$f_{pe} = 1637 \times \frac{70}{100} \times \frac{81.65}{100} = 935\ N/mm^2$
	from stress/strain curve this corresponds to a
	strain $\varepsilon_{ps} = 0.00465$
	The ultimate moment carrying capacity of
	the beam is determined using strain compatibility
	& stress/strain curve


Ref.
Calculations
1000
900
305
515
725
935
1145
1355
1565
1775
735
565
450
Fig -7-
1.423
fcu/1.5
Steel
0.87Y
Fig - 8-
Strain

Ref

Calculation



a. beam cross section b. strain diagram d. stress block diag.

Fig - 9 -

$\varepsilon_b = 0.0035 \left(\frac{d-x}{x}\right)$

Try $x = 280$ mm

$\text{Compression} = \frac{0.45 \times 50}{1000} [1000 \times 200 + 7 \times 450] = 4570$ kN

level	ε_{ps}	ε_b	ε_T	stress N/mm²	Area mm²	force kN
1	0.00465	0.01552	0.02	1.331	693.5	923
2	0.00465	0.01392	0.0186	1.284	693.5	890
3	0.00465	0.0123	0.017	1.2352	693.5	857
4	0.00465	0.0107	0.0154	1.187	693.5	823
5	0.00465	0.0075	0.012	1.09	416.1	454
6	0.00465	0.00434	0.00893	0.9955	416.1	414
7	0.00465	0.00114	0.00379	0.9	277.4	250

T and C are within recommended Total tension = 4610 kN

Ref.	Calculations

Depth to centre of Compression

$= 0.45 \times x = 0.45 \times 230 = 103$ mm from top

To Calculate moment of resistance

level	force	la	M of R kN.m
1	923	1.147	1058
2	890	1.042	927
3	857	0.937	803
4	823	0.832	685
5	454	0.622	282
6	414	0.412	170
7	250	0.202	50

$\Sigma = 3975$ kN.m

Gk (kN/m)

Dead load from roof = 6 kN/m²

Dead load from millions = 0.8

self weight of beam = 12.5

self weight of slab = 6

finishes & services = 2

Total = 26.5 kN/m

Ref.	Calculations
	Qk (kN/m) from roof = 1.5 from floor = 4 Total = 5.5 Design load = $1.6 \times 5.5 + 1.4 \times 16.5 = 50$ kN/m ultimate BM = $\frac{50 \times 20^2}{8} = 2500$ kN.m Moment of resistance > ultimate BM ✓o.k

Ref	Calculations
	ULTIMATE LIMIT STATE "SHEAR"
	a) shear force factored = 50x20 = 1000 kN
	shear stress = $1000 \times 10^3 / 1100 \times 450 = 2\ N/mm^2$
BS8110 cl 4.3.8.2	shear stress must not exceed $0.8\sqrt{f_{cu}} = 5.65$ or 5 N/mm^2
	Section uncracked in flexure
	The design ultimate shear resistance of
	a section uncracked in flexure
cl 4.3.8.4 eq. 54	$V_{co} = 0.67\, b_v\, h \sqrt{f_t^2 + 0.8\, f_{cp}\, f_t}$
	where $b_v = 450$ mm
	$h = 1100$ mm
	max. design principle tensile stress at the centroidal axis
	$f_t = 0.24\sqrt{f_{cu}} = 1.7$
	f_{cp} = design compressive stress at the centroidal axis due to prestress

Ref.	Calculations
	$\sigma_{cp} = 14 \times 2/3 = 9.3 \ N/mm^2$
	$V_{co} = 0.67 \times 450 \times 1100 \sqrt{(1.7)^2 + 0.8 \times 9.3 \times 1.7} \times 10^{-3}$
	$= 1300 \ kN$
	$V < V_c + 0.4 \, b_v d$
cl 4.3.87 Eq. 56	$\frac{A_{sv}}{s_v} = \frac{0.4 \, b_v}{0.87 f_{yv}}$
	for R10 links $A_{sv} = 2 \times 78.5 \ mm^2$
	$s_v = 0.87 \times f_y \, A_{sv} / 0.4 \, b_v$
	$= 0.87 \times 460 \times 2 \times 78.5 / 0.4 \times 450$
	$= 350 \ mm$
	∴ use R10 @ 350 mm c/c ... OR
	use R12 links at 400 mm c/c {for practical reasons}
	for portion AB in Fig 12
	and R10 links at 400 mm c/c
	for portion BC in Fig 12

Ref	Calculations
BS8110 Cl 4.3.8.5 GR 55	For cracked section $V_{cr} = (1 - 0.55 \frac{f_{pe}}{f_{pu}}) V_c b_v d + M_o \frac{V}{M}$ f_{bt} = Concrete Comp stress due to the effective prestressing force at depth d and distance y from the Centroid of the section which has a second moment of area I $f_{bt} = 11.55 \times \frac{3}{5} = 17.7$ $I = \frac{bh^3}{12} = \frac{0.45 \times 1.1^3}{12} = 0.05\ m^4$ $y = \frac{1}{2}$ M_o = moment necessary to produce zero stress in Concrete at the extreme tension fibre $= 0.8 f_{bt} \frac{I}{y} = 0.8 \times 17.7 \times 0.05 \times 10^3 \times 2 = 1850$ kNm

Ref.	Calculations
BS 8110	$100 A_s / bd = \frac{100 \times 28 \times 138.7}{450 \times 735} = 1.175$
T 3.9	$v_c = 0.66 \ N/mm^2$
	f_{pu} for strand $= \frac{227 \times 10^3}{138.7} = 1637 \ kN$
	at mid span losses = 18.85%
	$f_{pe} = 1637 \times \frac{70}{100} \times \frac{81.2}{100} = 930 \ kN$
	The point at which the section becomes
	cracked say 2m from cl

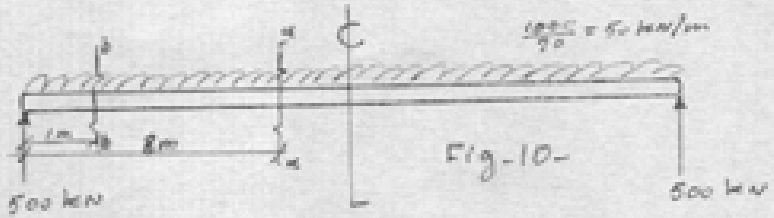


Fig-10-

B/M at section a-a in fig-10-

$= 500 \times 8 - 50 \times 8 \times 4 = 2400 \ kN \cdot m$

shear at that section

$= 500 - 50 \times 8 = 100 \ kN$

Ref.	Calculations
	$V_{cr} = \left(1 - 0.55 \times \frac{230}{1637}\right) \frac{0.66 \times 450 \times 735}{1000} + \frac{1850 \times 100}{2400}$
cl. 4.3.8.6	$= 227\ kN > 100\ kN$
	$\therefore V < 0.5 V_c$
	No shear reinforcement required
	Try section b-b fig-10 -
	$BM = 500 \times 1 - 50 \times 1 \times 0.5 = 475\ kN \cdot m$
	shear at that section
	$= 500 - 50 = 450\ kN$
	$V_{cr} = \left(1 - 0.55 \times \frac{230}{1637}\right) \frac{0.66 \times 450 \times 735}{1000} + \frac{1850 \times 450}{475}$
	$= 1900\ kN > 450\ kN$
	also no shear reinforcement required.

Ref.	Calculations
BS 8110 Cl 3.4.4.4	"shear connectors Design" $M_{ult} = \frac{1000 \times 20}{8} = 2500$ kN.m $k = M/bd^2 f_{cu} = \frac{2500 \times 10^6}{450 \times 735^2 \times 50} = 0.2$ $k' = 0.156$ $z = d(0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{0.156}{0.9}}) = 570$ mm $x = (d - z)/0.45 = \frac{735 - 570}{0.45} = 362$ mm Design horizontal shear force $= \frac{M}{z}$. $= \frac{2500 \times 10^6}{570 \times 1000} = 4386$ kN average horizontal shear force $= \frac{4386 \times 10^3}{350 \times 10000} = 1.25$ N/mm^2 that is to be distributed in proportion to the vertical shear force diagram

Ref. | Calculations

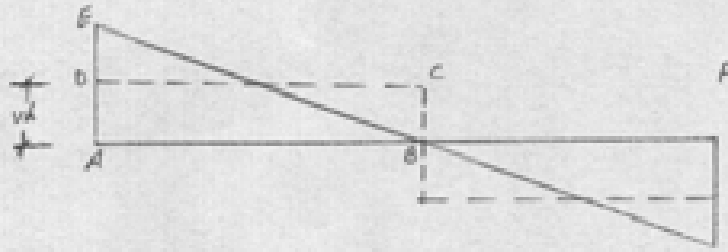


Fig - 11 -

Area ABCD Fig - 11 - = AEB

$10\ vh = \frac{1}{2} \times 10 \times AE$

$AE = \frac{2 \times 10 \times vh}{10} = 2\ vh$

Average horizontal shear force will be distributed as in fig - 12 -

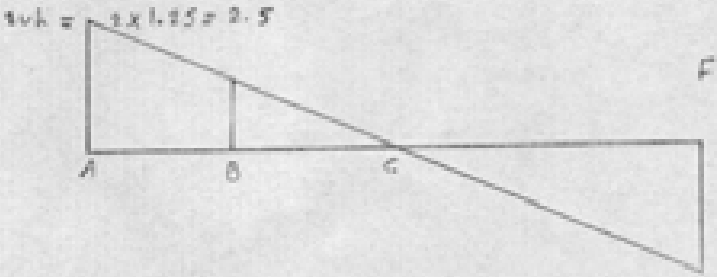


Fig - 12 -

for distance AB length 5 m from support

horizontal shear force = 2.5

Area of steel = $\frac{1000 \times b \times vh}{0.87\ fy}$

Ref.	Calculations
	$A_h = \frac{1000 \times 350 \times 2.5}{0.87 \times 460} = 2186\ mm^2$ use R12 mm @ 100 mm c/c (2260 mm^2) for distance BC $\mu_h = 1.25 < 2.5$ use R10 @ 200 mm c/c

Ref.	Calculations
	"Design of the precast Composite plank floor"
	Because it is a part of our prestressed beam we have to use Concrete Grade 50 which is a high Grade for that short span slab (2 m). for that I will design that slab as simply supported slab carrying dead load (including in situe concrete s.w) plus imposed load.
	assume fire resistance 1h
BS8110 T3.5	Cover required = 20 mm (mild condition)
T3.10	effective depth = 95 mm
	total depth = 115 mm
CL 3.4.1.2	effective length = 2 - 0.45 = 1.55 m

Ref.	Calculations
	"Design of the precast Composite plank floor"
	Because it is a part of our prestressed beam we have to use Concrete Grade 50 which is a high Grade for that short span slab (2 m), for that I will design that slab as simply supported slab carrying dead load (including in situe concrete s.w) plus imposed load.
	assume fire resistance 1 h
BS8110 T3.5	Cover required = 20 mm (mild condition)
T3.10	effective depth = 95 mm
	total depth = 115 mm
CL 3.4.1.2	effective length = 2 - 0.45 = 1.55 m

Ref.	Calculations
BS8110 cl 3.12.5 T 3.27	check for minimum percentage of reinforcement
	$100 A_s / A_c = 100 \times 150.75 / 500 \times 115 = 0.26 > 0.24$
	check for shear
	design shear force $= \frac{wL}{2} = \frac{8.1 \times 1.55}{2} = 6.27$ kN
cl 3.4.5.2	shear stress $= \frac{V}{bd} = \frac{6.27 \times 10^2}{500 \times 95} = 0.132$ N/mm^2
	$100 \times 150.75 / 500 \times 95 = 0.316$
T 3.9	$v_c >>> 0.132$
	No shear reinforcement required.
	check for wind effects
	$BM = \frac{10.5 \times 3.7 \times 20^2 \times 1.4}{8} = 130$ kN.m
cl 3.4.4.4	$k = M / bd^2 f_{cu} = 130 \times 10^6 / 200 \times 1900^2 \times 50 = 0.004$
	$A_s = \frac{130 \times 10^6}{0.87 \times 250 \times 0.5 \times 95} = 320$ mm^2 use 3 H12
	dist steel $= \frac{0.13}{100} \times 200 \times 1000 = 300$ mm^2/m use H8 @ 170c/c

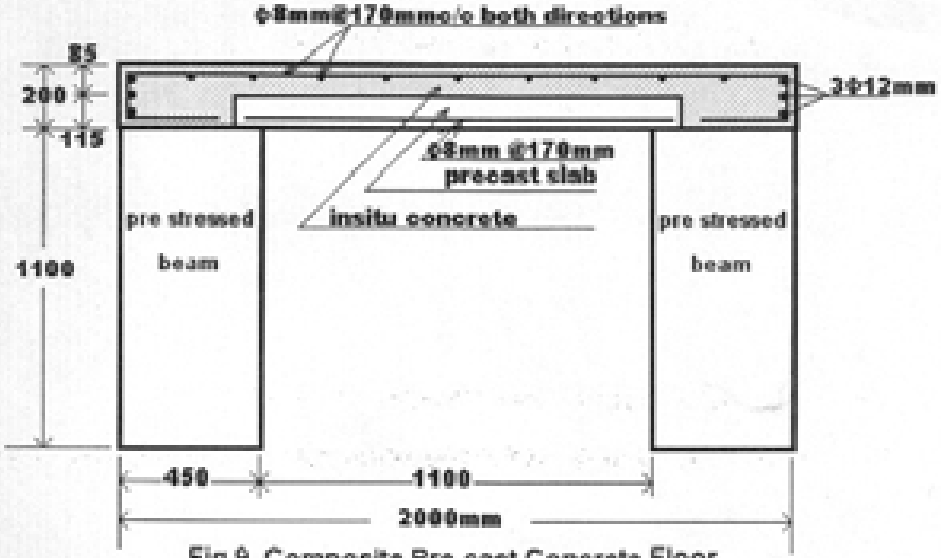


Fig.9 Composite Pre-cast Concrete Floor Reinforcement Details

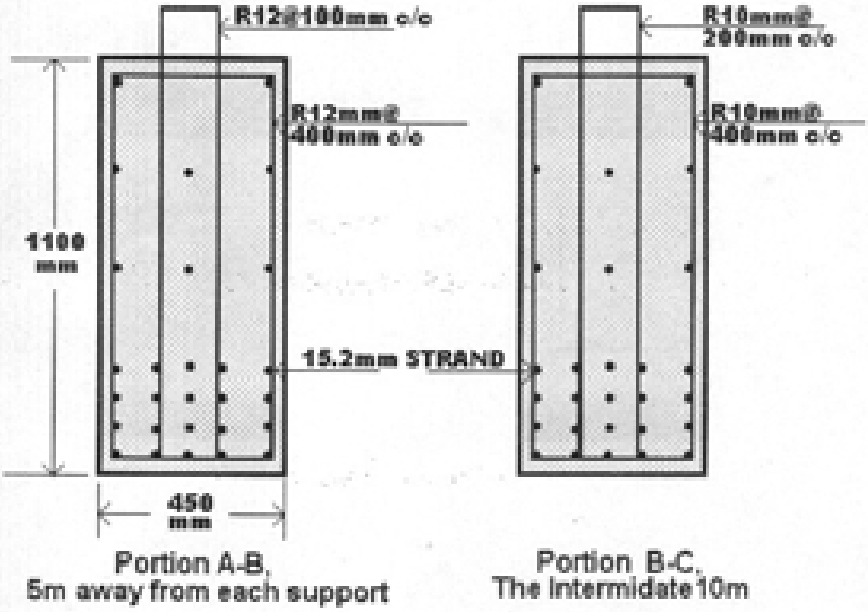


FIG.10 Pre-stressed Beam c/s Reinforcement Details