

الأكاديمية العربية الدولية



الأكاديمية العربية الدولية
Arab International Academy

الأكاديمية العربية الدولية المقررات الجامعية

١	١ - مقدمة
١	٢ - تعريف الجسور
١	٣ - تحديد الحاجة لوجود جسر
٢	٤ - التخطيط الأفقي والرأسي للجسر
٢	٤-١ - التخطيط الأفقي للجسر
٦	٤-٢ - التخطيط الرأسي للجسر
٨	٥ - تصنیف الجسور
٨	٥-١ - تصنیف الجسور من حيث الاستخدام
٩	٥-٢ - تصنیف الجسور من حيث مواد البناء
١٢	٥-٣ - تصنیف الجسور من حيث الترتيبة الإنشائية
٣٣	٦ - تصمیم الجسور
٣٣	٦-١ - التصمیم الإبتدائي للجسور
٥٤	٦-٢ - التصمیم النهائي للجسور
١٠١	٧ - إعداد جداول الكمیات والشروط
١٠١	٧-١ - حداول الكمیات
١١٢	٧-٢ - شروط العقد
١١٥	٧-٣ - الشروط الخاصة
١١٦	٧-٤ - إعداد المواصفات
١١٨	٨ - طرح المشروع في مناقصة عامة، مستندات المناقصة والعقد
١١٨	٨-١ - عقد التنفيذ
١١٨	٨-٢ - تعليمات المناقصة
١٢١	٨-٣ - صيغة وملحق العطاء

١٢٢	٩ - المراجع
١٢٣	١٠ - الملحق (١) : خصائص بعض المقاطع القياسية للقسم العلوي من الجسر
١٢٣	١١ - البلاطات الخرسانية المفرغة مسبقة الصنع مسبقة الإجهاد
١٢٤	١٢ - الكمرات الخرسانية مسبقة الصنع مسبقة الإجهاد بمقطع I و (BULB-TEE)
١٢٥	١٣ - الكمرات الخرسانية الصندوقية مسبقة الصنع مسبقة الإجهاد
١٢٧	١٤ - الملحق (٢) : مثال لتصميم جسر لاحق الشد
١٢٧	١١-1- INTRODUCTION
١٢٧	١١-2- MATERIALS
١٢٩	١١-3- CROSS-SECTION PROPERTIES FOR A TYPICAL INTERIOR BEAM
١٣٢	١١-4- SHEAR FORCES AND BENDING MOMENTS
١٤١	١١-5- ESTIMATE REQUIRED PRESTRESS
١٤٤	١١-6- PRESTRESS LOSSES
١٦٠	١١-7- STRESSES AT TRANSFER
١٦١	١١-8- STRESSES AT SERVICE LOADS
١٦٢	١١-9- STRENGTH LIMIT STATE
١٦٥	١١-10- LIMITS OF REINFORCEMENT
١٦٦	١١-11- SHEAR DESIGN
١٧١	١١-12- DEFLECTION AND CAMBER
١٧٥	١٢ - الملحق (٣) : تصميم جسر بلاطة من الخرسانة المسلحة
١٧٥	١٢-1- SOLID SLAB BRIDGE DESIGN



دليل تصميم الجسور

١ - مقدمة

أعد هذا الدليل بهدف إعطاء مهندسي البلدية فكرة عامة عن تصميم الجسور والمتطلبات الأساسية لتدقيق ومراجعة خططات الجسور بما يتوافق مع (MA-100-D-V1/2&V2/2). حتى يتم إجازتها من البلدية، وذلك من أجل تيسير وتسهيل مهمة مهندسي البلدية وسرعة إنهاز أعمالها. وقد شمل هذا الدليل:

- تعريف الجسور.
- تحديد الحاجة لوجود الجسر.
- المتطلبات الأساسية للتحطيط الأفقي والرئيسي للجسر.
- تصنيف الجسور.
- تصميم الجسور.
- إعداد جداول الكميات والشروط.
- طرح المشروع في مناقصة عامة، مستندات المناقصة والعقد.
- ملحق (١): مثال لتصميم جسر خرساني مسبق الإجهاد بالشد اللاحق.

٢ - تعريف الجسور

يعرف الجسر حسب الفقرة ٢-١ من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2&V2/2) بأنه أي منشأ ذو بحر (فتحة) لا يقل عن ٦,١ م ويشكل جزء من الطريق أو يمر تحته أو فوقه.

٣ - تحديد الحاجة لوجود جسر

تعتبر الجسور وسيلة لاستمرارية الطرق عبر المجاري المائية أو الوديان أو الطرق المتعامدة معها، حيث يتم توفير مرر واضح للمركبات مع اختصار المدة الزمنية للإشارة الضوئية في التقاطعات المزدحمة، ولتحديد الحاجة لوجود الجسور يتم إجراء دراسة تفصيلية حسب الاعتبارات التالية:

١. الجدوى الاقتصادية.
٢. طبغرافية الموقع.
٣. حركات المرور الرئيسية (نقل ومرور).

٤. نوعية الطرق ودرجاتها.
٥. الإنسجام مع الموقع العام من الناحية المعمارية والجمالية.
- و عند المفاضلة بين اختيار الجسور والأنفاق تراعى النقاط التالية:
- يعطي الجسر العلوي شعور أقل بالقيود.
 - الجسر أكثر ملاءمة للإنشاء في حالات الواقع التي يشكل فيها الصرف مشاكل للنفق.
 - إذا كان هناك طريق جديد يتقاطع مع طريق رئيسي قائم، فإن الجسر يؤدي إلى انسياية الحركة المرورية على الطريقين.
 - يفضل استخدام الأنفاق بدلاً من الجسور إذا كان الطريق الرئيسي يمكن إنشاؤه قريباً من الأرض
 - الحالية ببیول متصلة وبدون تغيير كبير في الميل.

٤ - التخطيط الأفقي والرأسي للجسر

٤-١- التخطيط الأفقي للجسر

تعتبر عناصر التخطيط الأفقي للجسر هي نفس العناصر التي تطبق على تخطيط الطرق إلا أنه في الجسور تستخدم المنحنيات المتبسطة لإعطاء عامل أمان أكبر للسائقين، ولمراجعة تفاصيل تلك العناصر فإنه يمكن الرجوع إلى دليل التصميم الهندسي للطرق (وزارة الشئون البلدية والقروية).

يشمل التخطيط الأفقي للجسر ما يلي:

- ١- تصميم المنحنيات الأفقية
- ٢- تصميم الرفع الجانبي
- ٣- تصميم عدد حارات المرور للجسر وعرضها والتي تعتمد على الآتي:
 - أ- مسار الحركة على الجسر وإتجاهاتها.
 - ب- أعداد المركبات المتوقعة على الجسر.

٤-١-١- الخلوصات الأفقية والعروضات

يجب أن لا يقل عرض الجسر عن عرض الطريق الواسط إليه بما يحتويه من أكتاف وأرصفة وبواليع تصريف وأرصفة مشاة جانبية.

يؤخذ عرض البانكيت على أنه العرض المسفلت للكتف.

يجب عدم وضع أي جسم بـاستثناء حاجز الحماية ضمن مسافة تقل عن ١٢٠٠ مم من حافة الخط الخارجي لحارة المرور.

يجب أن لا تقل المسافة بين الوجه الداخلي لـ حاجز الحماية والخط الخارجي لـ حارة المرور عن ٦٠٠ مم.

٤-١-١-٤- الخلوص الأفقي عند الممرات السفلية (أسفل الجسر)

١ - عام

يجب حماية الركائز الوسطية والجدران بـاستخدام درابزين حماية أو أي نوع آخر من حواجز الحماية.

يجب أن لا تقل المسافة بين حاجز الحماية ووجه الركيزة الوسطية أو الطرفية عن ٦٠٠ مم، إلا في حالة إستعمال حواجز صلبة.

يجب أن لا تقل المسافة بين درابزين الحماية والخط الخارجي لـ كتف الطريق عن ٦٠٠ مم.

٤- الخلوصات الأفقية من جهة اليمين

- الخلوصات على اليمين من حافة حارة المرور الطولي إلى الحاجط أو العمود يجب أن يتراوح بين ٢٤٠٠ مم إلى ٣٦٠٠ مم ولا يقل عن ١٨٠٠ مم.
- في حالة وجود رصيف مشاة يجب الإبقاء على الكتف كاملاً.
- يفضل أن يكون عرض أرصفة المشاة بين ١٢٠٠ مم و ١٨٠٠ مم ولا يقل عن ١٠٠٠ مم.
- يفضل أن يكون الخلوص الأفقي بين رصيف المشاة وحافة الرصيف الخارجية بين ١٨٠٠ مم و ٢٦٠٠ مم والأدنى للطرق الرئيسية ١٨٠٠ مم، وللطرق المحلية ٦٠٠ مم.

٤- الخلوصات الأفقية من جهة اليسار

- يفضل أن تكون الخلوصات على اليسار من حافة الرصيف للمرور الرئيسي أو من الحارة الإضافية إلى عمود أو جدار الركيزة الوسطية تساوي ١٨٠٠ مم ولا تقل من ١٤٠٠ مم.
- في حالة عدم وجود بردورة للرصيف المجاور وكان الخلوص الأيسر أقل من ١٨٠٠ مم فيجب عمل حواجز معدنية عند عمود أو جدار الركيزة الوسطية على أن يبعد وجه الحاجز عن حافة الرصيف بمقدار ٤٠٠ مم.
- يجب ألا تنتهي الحاجز فجأة عند النهاية المواجهة للمرور، بل يجب أن تبتعد تدريجياً من الرصيف إلى نقطة يتراوح بعدها بين ٢٤٠٠ مم إلى ٣٠٠٠ مم عن الجانب الأيسر للرصيف.

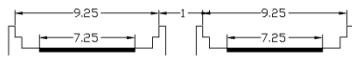
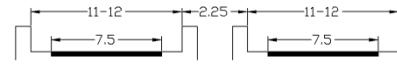
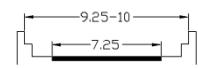
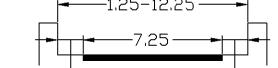
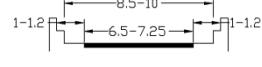
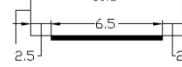
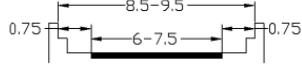
- عرض الممر السفلي (البحر الصافي) هو مجموع عروض الرصف وعروض الخلوص والحارات الإضافية ورصف المشاة، أنظر الشكل رقم (١).

٤-١-٢- الخلوص الأفقي والعروض عند الممرات العلوية (أعلى الجسر)

- تعتبر الجسور قصيرة إذا كان طولها أقل أو يساوي ١٥ م وتعتبر الجسور صغيرة إذا كان طولها يصل إلى ٧٥ م مقاساً بطول الدرازون أو حاجز الحماية. وتعتبر الجسور طويلة إذا زاد طولها عن ٧٥ م.
- في الطرق ذات حجم المرور المنخفض فإن أدنى خلوص بين الحافة اليمنى للرصف والواجهة الداخلية لحاجز الحماية هو ٧٥٠ م على الأقل ويفضل أن يكون ١٠٠٠ م.
- من أجل الجسور الطويلة (أكبر من ٧٥ م) والجسور الطويلة الأخرى ذات نسبة حجم المرور إلى السعة التصميمية تقل عن ٧٥٪، فيجب أن يكون الخلوص للدرازون أو لحاجز الحماية يميناً ويساراً على الأقل متراً واحداً، ويفضل ١٤٥٠ مم سواء ببردورات الأمان أو بدونها.
- يمكن تقليل الأبعاد السابقة بمقدار ٣٠٠ مم على الطرق ذات حجم المرور المنخفض.
- عندما توجد أرصفة للمشاة فإن الجسر يجب أن يضم ببردورة أمان، ويضاف عرض البردورة إلى عرض رصف المشاة.
- على الممرات العلوية (الجسور) للطرق المحلية يمكن تطبيق الخلوص السابق إذا كانت البردورة مستمرة حيث يجب أن يكون ٧٥٠ م على الأقل، ويفضل متراً واحداً بين وجه البردورة ووجه حاجز الحماية وفي حالات خاصة يمكن استخدام خلوص بقيمة ٥٥٠ مم، أنظر الشكل رقم (٢).
- عرض الممر العلوي هو مجموع عروض الرصف كما هي موضحة في التقاطع وعروضات الخلوص والحارات الإضافية.
- العروض والخلوصات للأنواع المختلفة للطرق مبينة في الأشكال (١ و ٢).

نوع الطريق السفلي	طريق مقسم أربع حارات	طريق رئيسي حارات مرور موسع في المنشأ ومنطقة التقاطع الحر	طريق رئيسي حارات مرور مع إمكانية التحسين مستقبلاً	أجراء الطريق خلال المشا فتاحة مزدوجة	مس - عرض الممر السفلي بالذر فتاحة مزدوجة
١	١٢,٦٥	٢٢,٩٠	١٩,٣٠	١٠,٤٠	١٢,٦٥
٢	١٩,٣٠	٢١,٧٠	١٩,٣٠	١٨-٢٦	١٨-٢٦
٣	١٨-٢٦	٢٣,٢٠	٢٠,٥٠	١٦,١٠	١٣,٢٥
٤	١٨-٢٦	٢٣,٢٠	١٠,٦٠	٨,٤٠	١٠,٦٠

الشكل رقم (١): العروضات في الممرات السفلية

عروضات الطريق على المنشآت		نوع الطريق العلوي
منشآت طويلة	منشآت قصيرة	
		طريق مقسم ٤ حارات (منشأة مفرد) أ
		طريق مقسم ٤ حارات (منشأة مزدوج) ب
		طريق رئيسي حارتين مرور ج
		طريق محلي حارتين مرور د
		طريق منخفض المرور هـ

الشكل رقم (٢): العروضات في الممرات العلوية

٤-٢- التخطيط الرأسي للجسر

تعتبر عناصر التخطيط الرأسي للجسر هي نفس العناصر التي تطبق على تخطيط الطرق، وملخصة تفاصيل تلك العناصر فإنه يمكن الرجوع إلى دليل التصميم الهندسي للطرق (وزارة الشئون البلدية والقروية). ويشمل التخطيط الرأسي للجسر ما يلي:

- ١ - تصميم الميول الطولية.
 - ٢ - تصميم المنحنيات الرأسية والتي يجب أن تتوافق مع السرعة التصميمية للجسر ومسافات الرؤية المطلوبة للوقوف والتخطي.
- ويفضل عدمأخذ القيم الأدنى لأطوال المنحنيات الرأسية، ولكن يتمأخذ قيم أكبر لزيادة عامل الأمان في الحركة المرورية على الجسر.

٤-٢-١- الخلوص الرأسي

- يجب أن يكون الخلوص الرأسي (المسافة بين سطح الرصف العلوي للطريق أسفل الجسر والحافة السفلية للجسر) ٥٠.٥٠ م فوق كامل العرض لحارات المرور الإضافية ومناطق الخلوص الجانبية إلى الbridgeworks والحوائط والأعمدة شاملة الأكتاف.

-
- يجب أن يكون الخلوص الرأسي لجسور المشاة ٢٠٠٠ م.
 - يجب زيادة الخلوص الرأسي بحوالي ١٥٠ مم تحسباً لإعادة رصف الطريق أسفل الجسر مستقبلاً.
 - في حالات خاصة في الطرق المحلية تحت الجسور ذات السطح السفلي المقوس فإن الخلوص فوق الكتف عند الحائط يمكن أن يكون أقل من ٤٢٠٠ مم ولكن ليس أقل من ٣٧٥٠ مم أو أقصى إرتفاع قانوني للمركبة.
- الخلوص الرأسي بين الطرق والجسور موضح في الشكل رقم (٣).

الخلوص الأيسر	الخلوص الأيمن
<p>الخلوص على الحمود أو الماء</p>	<p>الارتفاع 3.6 متر الخطوة 2.4 متر الخطوة الأدنى 1.8 متر حالات وجود كتف</p>
<p>الارتفاع 1.8 متر الخطوة الأدنى 1 متر حالات وجود بردورة جانبية</p>	<p>الارتفاع 2.1 متر الخطوة الأدنى على طرفة ريسينا 1.8 متر الخطوة الأدنى على طرفة مسجونة 1.8 متر دماسيف مشاة أدنى 1 متر حالات وجود دماسيف مشاة</p>
<p>الارتفاع 1.8 متر الخطوة 1.5 متر حالات وجود حارة إسقاطية</p>	<p>الارتفاع 2.1 متر الخطوة الأدنى على طرفة ريسينا 1.8 متر الخطوة الأدنى على طرفة مسجونة 1.8 متر حد أدنى 1.5 متر حالات وجود حارة إسقاطية</p>

(١) : ٥٥ م للطرق أسفل جسور السيارات

٦٠ م للطرق أسفل جسور المشاة

الشكل رقم (٣): الأبعاد الأفقية و الرأسية للطرق أسفل الكباري

٥ - تصنيف الجسور

١-٥ - تصنيف الجسور من حيث الاستخدام

تقسم الجسور من حيث الاستخدام إلى:

- ١ - جسور سيارات
- ٢ - جسور مشاة
- ٣ - جسور سكك حديدية
- ٤ - جسور خطوط الأنابيب (بترول - مياه - صرف صحي)
- ٥ - جسور مؤقتة

٥-٢-٥- تصنیف الجسور من حيث مواد البناء

تقسم الجسور من حيث مواد البناء إلى:

- جسور خرسانية
- جسور معدنية
- جسور مختلطة (خرسانية + معدنية)
- جسور خشبية (غير مستخدمة في المملكة)
- جسور حجرية (غير مستخدمة في المملكة)

٥-٢-١- الجسور الخرسانية

٥-١-٢-٥- الخرسانة المسلحة المصبوبة في الموقع

وفيها يتم عمل الشدة بالأبعاد المطلوبة، ويتم وضع حديد التسليح طبقاً للتصميم وصب الخرسانة، ويراعى في الخرسانة المصبوبة بالموقع إتباع جميع المواصفات الفنية بدءاً من اختيار المواد المصنعة ومنها الخرسانة مروراً بمراحل الخلط والنقل والصب والدمك ثم المعالجة، ويجب اتخاذ جميع الاحتياطات للظروف الطارئة مثل سقوط الأمطار – تأثر وصول الخرسانة – حدوث خلل في الشدة، ويجب عمل اختبار قوام الخرسانة الطازجة Slump Test على كل خلطة خرسانية واستبعاد أي خلطة غير مطابقة للمواصفات خارج الموقع فوراً.

٥-١-٢-٥- الخرسانة المسلحة المصبوبة في المصنع

تعتمد هذه الطريقة على صب العناصر الخرسانية المسلحة في المصنع ومعالجتها حتى الوصول إلى المقاومة المطلوبة ثم نقلها وتركيبها في الموقع. ويتميز هذا النوع من الإنشاء بسهولة تأكيد جودة الخرسانة داخل المصنع، ولكن يعييه أنه يجب تنفيذ الوصلات بدقة متناهية لضمان تركيبها في الموقع بطريقة سليمة. ويجب على المصمم الإنسائي أن يأخذ في اعتباره العاملين التاليين أثناء تصميم الجسر:

أولاً: حساب الإجهادات على العناصر الإنسانية المختلفة أثناء نقلها ورفعها بالونش وتركيبها، غالباً ما تؤدي هذه الحسابات إلى زيادة التسليح العلوي بالعناصر الإنسانية المختلفة مع تحديد نقاط التعليق بالنسبة لكل عنصر إنسائي.

ثانياً: حساب الإجهادات الثانوية الناتجة عن خطأ التصنيع في حدود ± 5 مم غالباً ما ينتج هذا الخطأ من انكماس الخرسانة، ويراعى في الموقع استبعاد أي عنصر إنسائي يزيد الخطأ في تصنيعه عن ± 2 مم.

ويعيّب المنشآت سابقة الصب بشكل عام ضعف الوصلات عنها في حالة الخرسانة المصبوبة في الموقع، ولذا يجب حساب تأثير القوى الجانبية والقوى الشانوية الناتجة من التمدد والانكماس والهبوط التفاضلي للقواعد وخطأ التصنيع في حدود ± 5 مم على الوصلات.

٥-٢-٣- الخرسانة مسبقة الإجهاد لاحقة الشد

وفيها يتم عمل الشدة بالأبعاد المطلوبة ووضع حديد التسلیح ومجاري الكابلات الحديدية Cable Tendom، عادة ما يتم تصميم العناصر الإنسانية في هذه الحالة على أنها مزيج من الخرسانة المسلحة والخرسانة سابقة الإجهاد. وتراعي جميع المواصفات الفنية المذكورة في الفقرة السابق بالنسبة لتأكيد جودة الخرسانة المصبوبة، وبعد وصول الخرسانة إلى المقاومة المطلوبة يتم تمرير الكابلات الحديدية داخل مجاري الكابلات (الشكل (٤)) وتطبيق قوة سبق الإجهاد وحقن المجاري بالملاط. ويتم تحديد الحد الأدنى لمقاومة الخرسانة قبل تطبيق سبق الإجهاد بواسطة المهندس المصمم، ويجب التأكد من قيمة المقاومة المذكورة عن طريق اختبار العينات بالمعلم.



الشكل (٤): وضع قوات الشد اللاحق أثناء التسفييد

٥-٢-٤- الخرسانة مسبقة الإجهاد مسبقة الشد

تعتمد هذه الطريقة على شد حديد سبق الجهد إلى مراسي طرفية ومن ثم يتم صب الخرسانة عليها. ويتم تطبيق سبق الإجهاد بتحرير حديد سبق الجهد من المراسي وذلك بعد وصول الخرسانة إلى مقاومة معينة طبقاً لما يتم تحديده بواسطة المهندس المصمم. غالباً ما يتم استبدال حديد التسلیح بالكامل بجدائل أو قضبان سبق الإجهاد في هذا النوع من الإنشاء. انظر الشكل (٥).



الشكل (٥) : طريقة سبق الشد

٢-٢-٥ - الجسور المعدنية

١-٢-٢-٥ - الجسور المعدنية الملحومة

وتتميز الجسور المعدنية الملحومة بأنها لا تتعرض لأية إجهادات مسبقة نتيجة خطأ التصنيع، ويراعى اختبار جميع اللحامات باستخدام أشعة إكس للتأكد من عدم وجود أية فراغات في اللحام. وفي حالة وجود أية عيوب باللحام يتم إزالته وإعادة اللحام مرة أخرى. ويتميز هذا النوع أيضاً بعدم الحاجة لتأكيد جودة تصنيع العناصر الإنشائية حيث يتم عمل الاختبارات الالزامية بالمصنع على كل عنصر إنشائي بطريقة آلية.

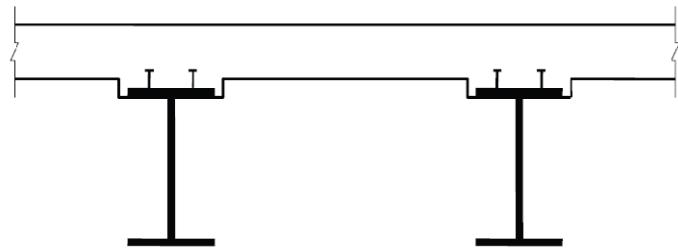
٢-٢-٢-٥ - الجسور المعدنية ذات وصلات البرشام أو المسامير

ويتميز هذا النوع من الجسور بسهولة وسرعة تنفيذه، ويعيب هذا النوع من الجسور وجود إحتياطات شديدة لضمان دقة تنفيذ الوصلات، وخاصة عندما يكون تجميع الوصلات باستخدام المسامير، ويتم عمل فتحات المسامير والبرشام داخل المصنع. وتتميز وصلات البرشام بأنها عند تسخينها والطرق عليها فإنه ينتفخ ليملأ الفراغ الموجود به، أما وصلات المسامير فتتميز بسهولة وسرعة تنفيذها، ويعيبها أن الخلوص اللازم لتركيب المسamar يجب أن يتساوى تماماً مع سمك المسamar إذ أن وجود أي اختلاف في الخلوص يؤدي إلى تحويل بعض المسامير دون البعض الآخر وما يمثله من خطورة على الوصلة، ويراعى تثبيت الصواميل باستخدام أجهزة خاصة لتطبيق نفس العزوم على جميع الصواميل.

٣-٢-٥ - الجسور المختلطة (خرسانية + معدنية)

يتتصف هذا النوع من الجسور بأن بلاطة الجسر تكون من مادة والكمارات من مادة أخرى (كأن تكون البلاطة من الخرسانة والكمارات من الفولاذ الشكل (٦)) ويتم تحقيق الاتصال بين البلاطة والكمارات

باستخدام وصلات معدنية ملحوظة على الجناح العلوي للكمرات المعدنية (Shear Connectors) ويتم حساب مقطع وتباعد الوصلات القصبية من قبل المهندس المصمم حسب ما ورد في مواصفات تصميم الجسور.



الشكل (٦): مقطع عرضي في جسر مختلط (كمرات معدنية مع بلاطة خرسانية)

٣-٥- تصنيف الجسور من حيث الترتيبة الإنسانية

تقسم الجسور من حيث الترتيبة الإنسانية إلى:

- ١ - جسور البلاطات (Slab Bridges)
 - ٢ - الجسور ذات الكمرات (Beams Bridges)
 - ٣ - الجسور ذات العوارض (Girder Bridges)
 - ٤ - الجسور الهيكلية (Frame Bridges)
 - ٥ - الجسور المعلقة (Cable Suspension Bridges)
 - ٦ - الجسور المشدودة بالكبيلات (Cable Stayed Bridges)
 - ٧ - الجسور القوسية (Arch Bridges)

٥-١- جسور البلاطات (Slab Type)

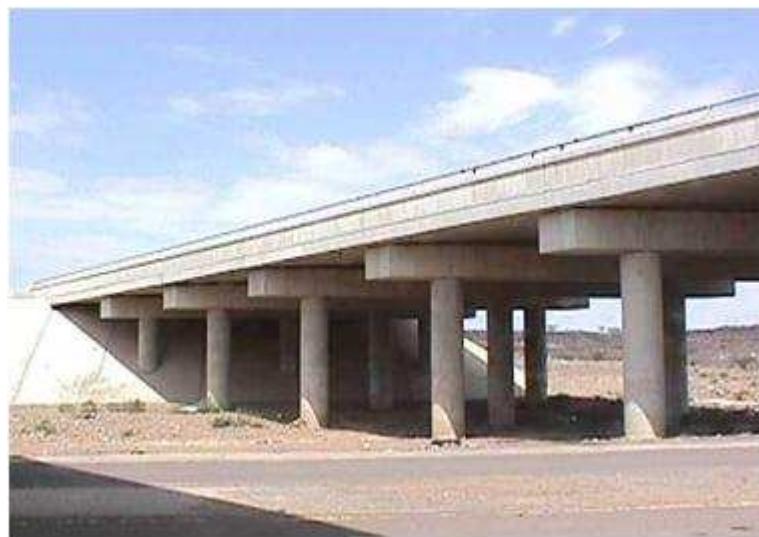
١-٣-٥- بلاطات مسلحة مصبوغة بالمكان

تعتبر الجسور المكونة من بلاطة مسلحة من أبسط أشكال الجسور الخرسانية المسلحة، وهي عبارة عن بلاطة تشكل بحد ذاتها القسم العلوي للجسر و تستند على ركائز طرفية ووسطية و يتطلب هذا النوع من الجسور كميات أكبر من الخرسانة ومن حديد التسليح مقارنة مع الجسور ذات الـ **الكمرات**.

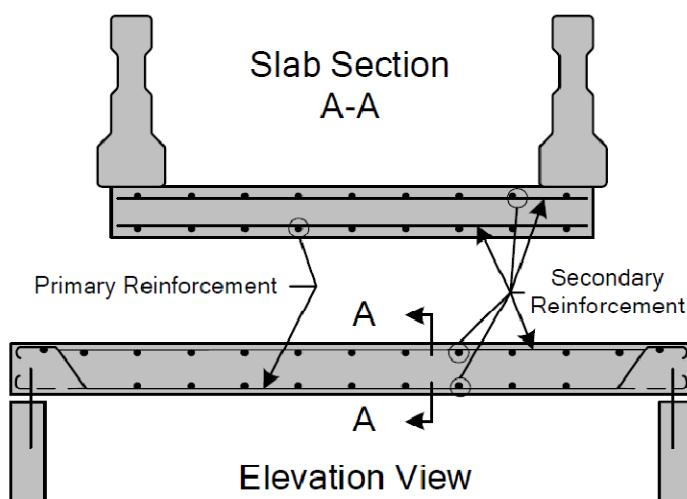
يتميز هذا النوع من الجسور بأن تفاصيل التسليح والتنفيذ فيه أكثر سهولة وأقل كلفة مقارنة مع الأنواع الأخرى.

يعتبر هذا النوع من الجسور اقتصادياً من أجل الفتحات ذات الاستناد البسيط والتي لا تتجاوز ٩ أمتار ومن أجل الفتحات ذات الاستناد المستمر والتي لا تتجاوز ١٢ متراً. بين الشكل رقم (٧) أحد أشكال

الجسور ذات البلاطة الخرسانية المسلحة. ويبين الشكل (٨) مقطع طولي ومقطع عرضي في بلاطة جسر مسلحة مصبوبة بالمكان.



الشكل رقم (٧): يبين شكل الجسور ذات النوع - بلاطة



الشكل (٨) مقطع طولي ومقطع عرضي في بلاطة جسر مسلحة مصبوبة بالمكان

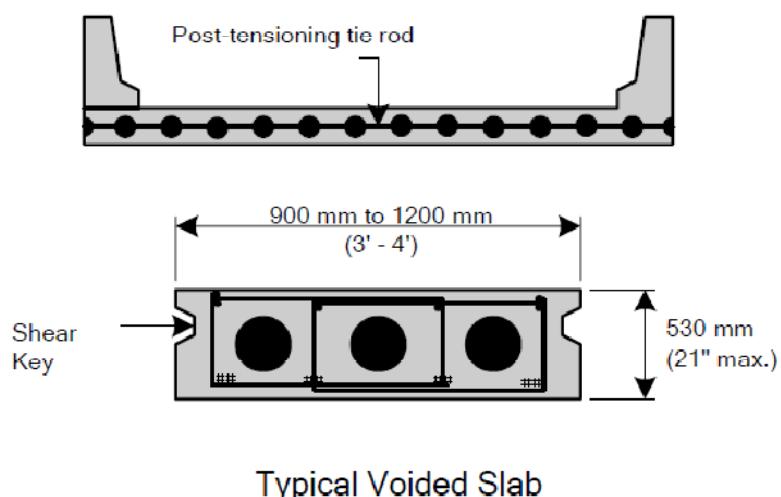
٢-١-٣-٥ - بلاطة مسبقة الصنع مسبقة الإجهاد

تشكل هذه البلاطات القسم العلوي من منشأ الجسر وتشكل أيضاً سطح الجسر في الوقت نفسه. يتم وضع وحدات البلاطة المستقلة إلى جانب بعضها البعض وربطها ببعضها لتكون بلاطة الجسر. وهي مناسبة جداً في حالة الخلوصات الرأسية الضحلة نظراً للعمق القليل لمقطعيها. تعتبر البلاطات المفرغة مسبقة الصنع البديل الحديث للبلاطات المسلحة المصبوبة بالمكان. وهي تشبهها بالمظهر الخارجي فقط. والمدف من عمل

الفراغات هو تخفيض الوزن الذاتي لجعلها أكثر إقتصادية. والجدير ذكره هو أنه في حالة البحور القصيرة جداً قد لا يتم عمل فراغات في هذه البلاطات.

تعتبر هذه البلاطات مناسبة للبحور التي تتراوح بين ٦ م و ١٥ م. وقد تكون جسورها ذات فتحة بسيطة واحدة أو من عدة فتحات بسيطة الإستناد.

تكون وحدات البلاطة مسبقة الصنع عادة بعرض تتراوح بين ٩١٥ مم إلى ١٢٢٠ مم وبأعماق تصل حتى ٥٣٠ مم. وتشكل هذه الوحدات النموذجية مسبقة الصنع من خرسانة مسبقة الجهد ذات مقاومة تتراوح بين ٢٨٠ ميجاباسكال و ٥٦٠ ميجاباسكال ومن تسليح سبق جهد مقاومته ١٨٦٠ ميجاباسكال مؤلف من كيبلات فولاذية مسبقة الشد أو لاحقة الشد. يوضح الشكل (٩) مقطع عرضي نموذجي في جسر بلاطة مسبقة الصنع مسبقة الإجهاد مع مقطع عرضي في وحدة من وحداتها.



الشكل (٩): مقطع عرضي نموذجي في بلاطة جسر مسبقة الصنع مسبقة الإجهاد مع مقطع عرضي في وحدة من وحداتها

كما يوضح الشكل (١٠) أحد جسور البلاطات مسبقة الصنع مسبقة الإجهاد.



الشكل (١٠): أحد جسور البلاطات مسبقة الصنع مسبقة الإجهاد

٢-٣-٥ . الجسور ذات الـ **الـ كـ مـ رـ اـت** (Beam Bridges)

تألف هذه الجسور في تكوينها قسمها العلوي من كمرات متعددة فولاذية أو خرسانية مصبوبة بالمكان مع بلاطة السطح في آن واحد أو مسبقة الصنع أو مسبقة الصنع مسبقة الإجهاد ولكل مرات هذا النوع من الجسور مقاطع بأشكال مختلفة مثل (كمرات بمقطع تيه - كمرات بمقطع تيه مزدوج - كمرات بمقطع تيه ذو إنتفاخ سفلي (Bulb Tee) - كمرات بمقطع I - كمرات بمقطع صندوقي - كمرات بمقطع قناه). سنذكر فيما يلي ميزات كل منها والحالات التي تناسبه.

١-٢-٣-٥ - جسور بـ **كـ مـ رـ اـت** بمقطع تيه

يتم في هذا النوع صب جذوع (webs) الـ **كـ مـ رـ اـت** مع بلاطة السطح في آن واحد لتشكيل المقطع T كما في الشكل (١١).



T الشكل (١١): كمرات بسيطة الإستناد مصبوبة مع البلاطة في آن واحد لتشكل مقطع هناك أيضاً شكل آخر لهذه الجسور وهو كمرات بمقطع تيه مسبقة الصنع. تشمل كمرات المقطع تيه مسبقة الصنع الأنواع التالية (مقطع تيه مزدوج (double tee)- مقطع تيه بإنتفاخ سفلي (bulb tee))- وحدات مجمعة من مقاطع تيه (quad tee)-أعصاب تيه مفردة (rib tee)، يمثل الشكل (١٢) أحد الجسور المنفذة من أعصاب تيه مسبقة الصنع.



الشكل (١٢): أحد الجسور ذات مقطع تيه مسبق الصنع

يستخدم هذا النوع من المقااطع لبحور تتراوح بين ٩٠١ م و ٥١٥ م بإستنادات بسيطة على الأغلب. على أية حال هناك بعض الجسور المستمرة البحر منفذة بهذه المقااطع. تتراوح التبعادات المحورية بين الكمارات بين ٩٠٠ مم و ٤٢٠ مم ويتراوح عمق جذع المقطع (stem depth) عادة بين ٤٥٠ مم و ٦٠٠ مم. تم حديثاً تطوير مقاطع تيه مقلوبة مسبقة الصنع مسبقة الإجهاد للجسور ذات البحور المتوسطة والقصيرة وهي تمتاز عن مقاطع I بأنها تخفض الوزن حتى نسبة ٢٠٪ بالمقارنة معها وتقلل كمية القوالب اللازمة.

٢-٣-٥ - الجسور بكمارات ذات مقطع تيه مزدوج مسبق الإجهاد (Prestressed Double Tees)

١ - عام

تتألف هذه المقااطع من مقطعين تيه متلاصقين ويسمى الجزء الأفقي من المقطع ببلاطة السطح أو بجناح المقطع ويسمى الجزئين الرأسين بالجذوع (webs) أو الساقين (stems)، أنظر الشكل (١٣). يستخدم هذا النوع عادة للبحور القصيرة أو كبدائل عن الجسور القديمة القصيرة.



الشكل (١٣): مقطع تيه مزدوج مسبق الصنع

٢- الأبعاد الهندسية

تتراوح أعمق جذوع هذه المقاطع بين ٣٠٥ مم و٨٦٥ مم، ويتراوح العرض الوسطي للجناح بين ٤٠٠ مم و٣١٠٠ مم، وهي تناسب البحور التي تراوح أطوالها بين ٦,٧٦ م و١٦,٨٠ م. ولكن يمكن إستعمالها من أجل بحور تصل حتى ٢٤,٤ م وفي هذه الحالة تصل أعمق جذوعها حتى ١٥٠٠ مم وعرض أجنحتها حتى ٣٧٠٠ مم. تستخدم هذه المقاطع عادة مع البحور البسيطة، ولكن قد تستعمل أيضاً مع البحور المستمرة. يمكن تحقيق الإستمرارية بين البحور البسيطة بقولبة الفاصل بين البحرين ووضع التسلیح المناسب وصب هذا الفراغ بالخرسانة. وحالما تصل الخرسانة إلى مقاومتها التصميمية يمكن الإعتبار بأن البحر أصبح مستمراً من أجل الحمولة الحية.

٣- العناصر الرئيسية والثانوية للمقطع

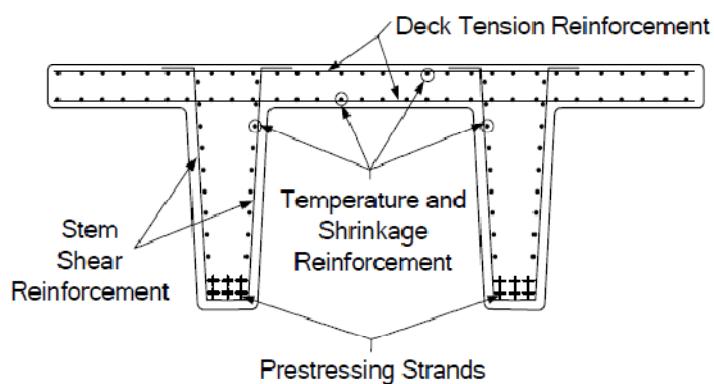
إن العناصر الرئيسية في هذه الجسور هي جذوع وأجنحة المقطع المسبقة للجهاد. أما العناصر الثانوية فهي الكمرات العرضية (الديافرامات) حيث توضع عند مناطق الإستناد عند أطراف الكمرات الرئيسية وهي تربط بين جذوع الكمرات لمنع الحركات الجانبية. ويمكن وضع الكمرات العرضية أيضاً في أماكن متوسطة من البحر في حالة البحور الطويلة لمقاومة قوى القتل. يمكن تنفيذ الكمرات العرضية من الفولاذ أو من الخرسانة المسلحة.

٤- التسلیح

يتألف تسلیح الشد والقص الرئيسيين من جدائیل سبق جهد وتسلیح عادي (أنظر الشكل (١٤)). يتم وضع جدائیل سبق الجهد بشكل طولي وفق المسافات والخلوصات الالزمه. وفي حالة كان مقطع التيه المزدوج مستمراً على أكثر من بحر فيتم ثني قنوات كييلات سبق الجهد في الجذوع لكل بحر للسماح بتطبيق الشد اللاحق. يتألف تسلیح القص في مقاطع التيه المزدوجة مسبقة الإجهاد من كنات بشكل U تمتد من الجذع إلى الجناح. وتتباعد هذه الكنات فيما بينها على طول البحر حسب متطلبات التصميم.

إن التسلیح الرئيسي للبلاطة أو الجناح يتبع إشتراطات بلاطات أسطح الجسور. ويمكن في بعض التطبيقات الأوسع جعلها مسبقة الإجهاد بالشد اللاحق بشكل عرضي.

يوضع أيضاً تسلیح طولي ثانوي من أجل الحرارة والتقلص على جانبي الجذع والبلاطة أو الجناح، وفي التطبيقات الحديثة تم الإعتماد على شبكات تسلیح ثانوي ملحومة لأجل هذا الغرض وتبين أنها تخفف التشققات الناتجة عن التقلص والحرارة.



الشكل (١٤): مقطع عرضي يوضح تسلیح مقاطع تیه المزدوجة

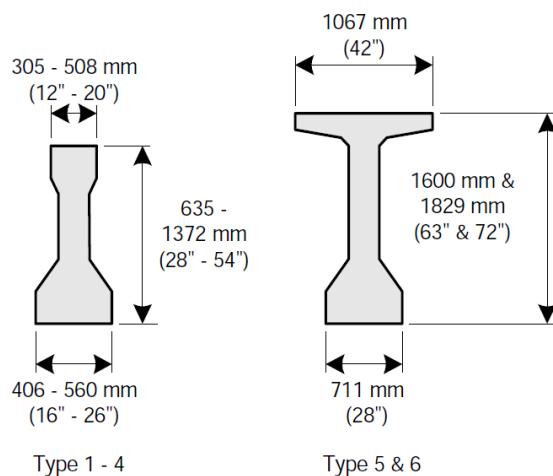
٥-٣-٢-٣-٣- الجسور بكمارات ذات مقطع I وذات مقطع تیه ذو إنتفاخ سفلي (Bulb Tee)

١ - عام

تعتبر هذه المقاطع من المقاطع الإقتصادية لأن معظم الكتلة الخرسانية تتوضع بعيداً عن المحور السليم للكمرة.

يتم تشكيل المقاطع مسبقة الإجهاد ذات الشكل I لتؤمن حمولة ميته دنيا مع مساحة كافية لوضع الكبillas. تعتبر أشكال AASHTO لهذه المقاطع من الأشكال الأكثر شيوعاً لمقاطع I المسبقة الجهد.

يوضح الشكل (١٥) مقاطع AASHTO.



الشكل (١٥): مقاطع AASHTO العرضية للكمرات I المسبقة الجهد

تستعمل المقاطع مسبقة الإجهاد ذات الشكل I للبحور التي تراوح أطواله بين ٦ م و ٤٦ م وهي عالية الإقتصادية للبحور التي تراوح أطوالها بين ١٨ م و ٣٥ م.

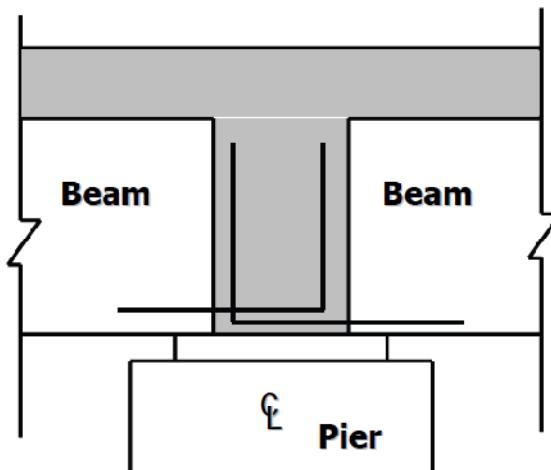
٢ - مقاومة المواد وديموتها

توضع كيبلات فولاذية بمقواومات شد عالية ١٨٦٠ ميجاباسكال في الجناح السفلي. تستعمل هذه الكيبلات لتطبيق ضغط على كامل مقطع الكمرة قبل وخلال تطبيق الحمولة الحية. تجري الأبحاث حالياً حول إمكانية إستبدال فولاذ سبق الجهد بألياف زجاجية أو كربونية للتقليل من التآكل الذي يصيب كيبلات سبق الجهد.

إن الخرسانة المستعملة هي أيضاً عالية المقاومة تتراوح مقاومتها على الضغط بين ٣٤ ميجاباسكال و٨٣ ميجاباسكال. بالإضافة لكون هذه الخرسانة عالية الجودة أيضاً.

٣ - الإستمرارية

يمكن جعل الكمرات ذات المقاطع I ومقاطع التيه ذو القاعدة المنتفحة (Bulb Tee) مستمرة من أجل الحمولة الحية وللخلص من فاصل البلاطة بجعل الفعل المركب للبلاطة مستمراً وبثبيت حديد التسلیح العادي في الكمرة العرضية الطرفية المشتركة بين البحرين (أنظر الشكل ١٦) والشكل (١٧)). ويمكن أيضاً تحقيق الإستمرارية بوضع قنوات للشد اللاحق مصبوبة داخل الكمرة مسبقة الشد. ويتم تمرير الكيبلات عبر تلك القنوات وعلى عدة بجور وبعدها يتم شدها لتحقيق الإستمرارية. تتم قوية الكمرات العرضية المصبوبة بالمكان حول الكمرات الرئيسية عند الركائز الطرفية والوسطية.



الشكل (١٦): تخطيط يوضح عمل الإستمرارية بين بحرين بسيطين



الشكل (١٧): أحد الجسور المستمرة ذات المقطع I

٤- الفعل المركب بين البلاطة والكمرا

يتم تثبيت البلاطة بالكمرا مسبقة الجهد وجعلها تقوم بفعل مركب معها بمد كanas من الكمرا لتدخل في جسم البلاطة كما يوضح الشكل (١٨).



الشكل (١٨): كانات التداخل مع البلاطة

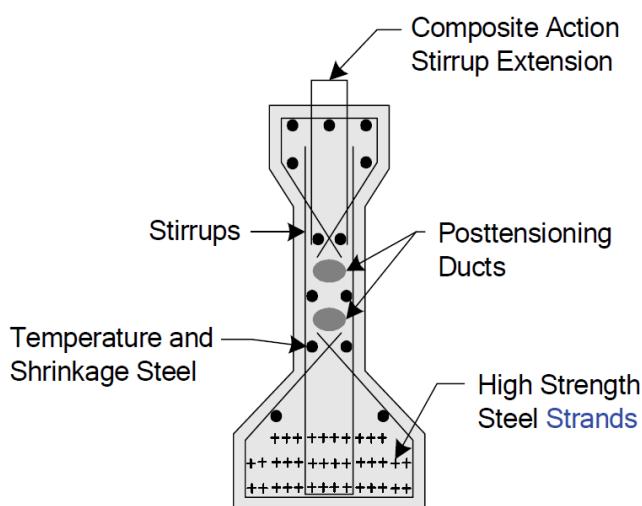
٥- التسلیح

يتتألف التسلیح الرئیسي من فولاذ الشد الرئیسي وکانات القص (الشكل (١٩)).

يتتألف تسلیح الشد الرئیسي من کیبلات أو جدائیل سبق جهد عالیة المقاومة تتوزع في الجناح السفلي وفي الجزء الأسفل للجذع. وتكون الجدائیل بأقطار ٩,٥ مم أو ١٢,٧ مم أو ١١,٥ مم أو ١٥,٢ مم وعادة توضع بتباعدات ٥٠,٨ مم. وقد يحتوي فولاذ الشد الرئیسي في الکمرات الكبیرة على کیبلات الإستمراة لاحقة الشد والتي توضع في قنوات تركب في جذع الکمرة.

أما تسلیح القص فعبارة عن کانات رأسية متبااعدة فيما بينها على طول الکمرة.

كما يتتألف تسلیح الشد الثانوي من تسلیح عادي طولي للإنكماش والحرارة، أنظر الشكل (١٩).



الشكل (١٩): تسلیح المقطع I المسبق الجهد

٤-٣-٥- الجسور ذات الکمرات بمقطع قناة (Chanel Beam Bridges)

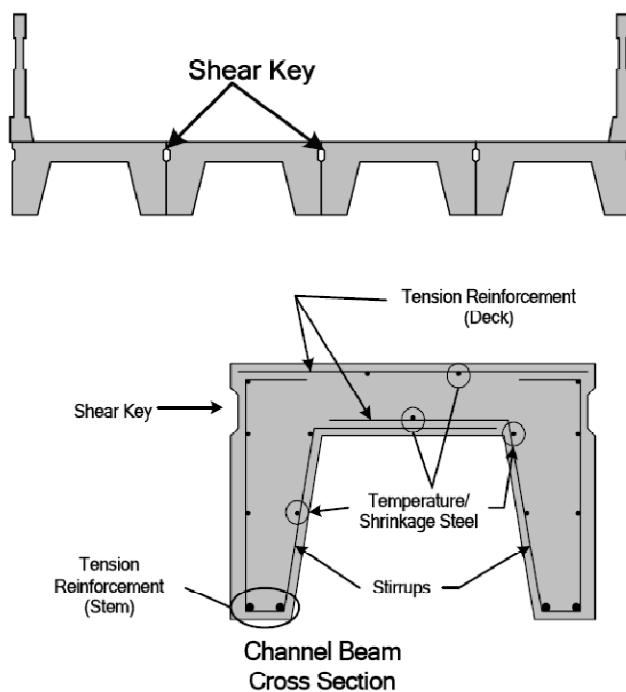
هذه الجسور تشبه الجسور ذات الکمرات بمقطع تيه لأن جذوع الکمرات المتبااعدة تمتدد نحو الأسفل لتشكل جذع واحد (أنظر الشكل (٢٠)). يمكن لهذه الکمرات أن تكون مسبقة الجهد أو مصبوبة بالمكان. تستعمل هذه الکمرات للبحور التي تصل حتى ٥ م.

تكون هذه الکمرات عادة مسبقة الصنع وت تكون عادة من بلاطة ذات تسلیح عادي وجذعین يتراوح عمق كل منهما بين ٩٠٠ مم أو ١٢٠٠ مم. وقد تكون هذه الکمرات مسلحه بتسلیح عادي أو مسبقة الإجهاد. تستعمل براغي ومقاتيح قص لجذوع الکمرات وذلك لتأمين الفعل المركب بين الکمرات المتبااعدة (أنظر الشكل (٢٠)).



الشكل (٢٠): كمرات متتجاوزة ذات مقطع قناة

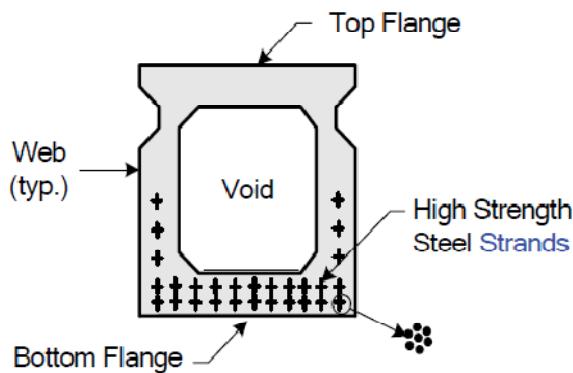
كما يوضح الشكل (٢١) مقطع عرضي نموذجي في جسر بكمرات قنواتية كما يوضح تسلیح كل كمرة.



الشكل (٢١): مقطع عرضي للكمرة ذات المقطع القناة

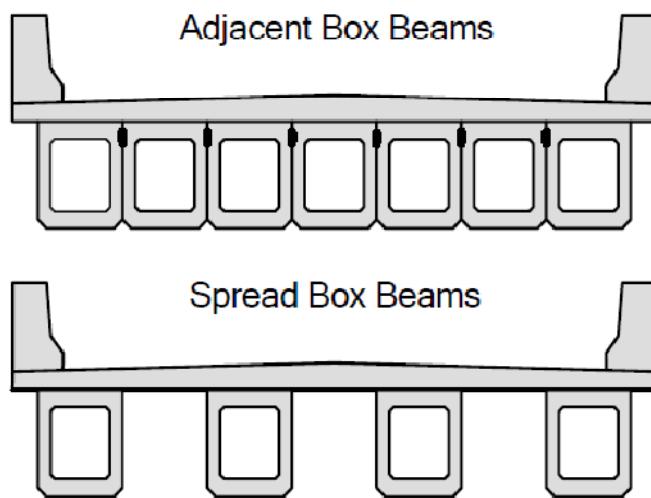
٥-٣-٥-٥. الجسور بكمرات صندوقية مسبقة الإجهاد

تتميز هذه الكمرات بمقاومة عالية وزن خفيف، فمقطعها العرضي عبارة عن مستطيل من الخرسانة مفرغ بمستطيل داخلي بحيث يصبح المقطع مؤلف من بلاطتين علوية وسفلى وجذعين جانبين. يوضع فولاذ سبق الجهد في البلاطة السفلية للمقطع وفي الجذعين الجانبيين. (أنظر الشكل (٢٢)).



الشكل (٢٢): المقطع العرضي لكرمة صندوقية

تناسب هذه الکمرات البحور التي تتراوح أطوالها بين ٦ م و٢٧ م وهذا يعتمد على حجم الکمرة والتبعادات بين الکمرات. وتستعمل للبحور البسيطة المستمرة. ولهذه الکمرات عرض نموذجي يتراوح بين ٩١٥ مم و١٢٠ مم. ولها أعمق تتراوح بين ٦٩٠ مم و١٠٧٠ مم. ولها سمك شائعة جذوع وهي ١٢٥ مم ولكن يمكن أن تتراوح بين ٧٥ مم و١٥٠ مم. يمكن أن تنفذ هذه الجسور بکمرات متقاربة أو کمرات متباينة فيما بينها ويتراوح تبعادها بين ٦١٠ مم إلى ١٨٣٠ مم. (أنظر الشكل (٢٣)).



الشكل (٢٣): مقاطع عرضية في جسرين أحدهما متلاصق الکمرات والآخر متبعد الکمرات

-۳-۳-۰

(Girder Bridges) ذات العوارض (جسور ذات العوارض)

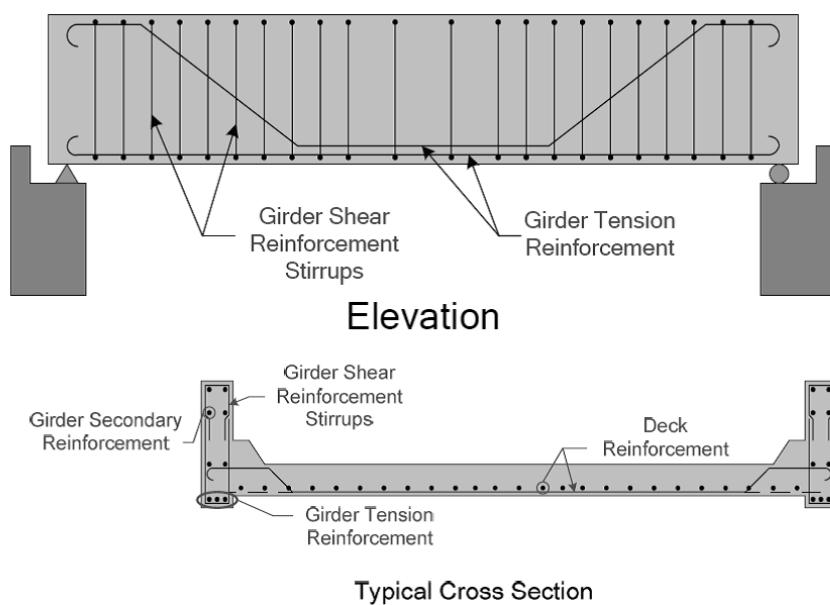
١-٣-٥-٤-٥-١-الجسور الخرسانية المسلحنة ذات العوارض

يتكون هذا النوع من بلاطة خرسانية تستند على عارضتين خرسانيتين ويمكن أن تتوضع البلاطة أعلى العارضتين أو بينهما، تتراوح البحور لهذا الأخير بين ٩ م و ١٨ م وهذا النوع غير إقتصادي من أجل الطرق العريضة ويقتصر إستعماله عادة على عروض تصل حتى ٧٢ م، وتكون العوارض بعرض يتراوح بين ٤٥ مم إلى ٧٦ مم وعمق يتراوح بين ١٢٢٠ مم و ١٨٣٠ مم. أنظر الشكل (٤).



الشكل (٢٤): منظر سفلي لجسر ذو عوارض

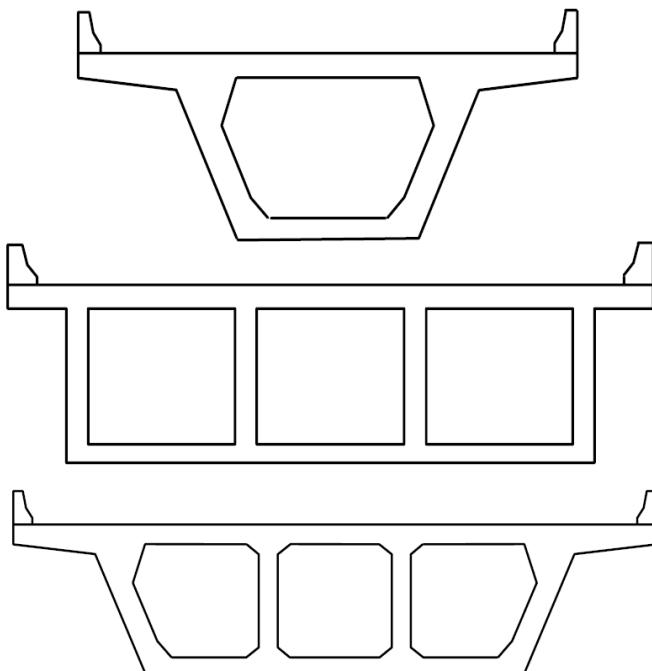
يوضح الشكل (٢٥) مقطع طولي في العارضة ومقطع عرضي في البلاطة بين العوارض.



الشكل (٢٥): مقطع طولي في العارضة ومقطع عرضي في الجسر

٢-٣-٣-٥-٢-٤-٣-٥-٢-٣-٣-٥-٢-٤-٣-٥ - الجسور الخرسانية ذات العوارض الصندوقية (Concrete Box Girders)

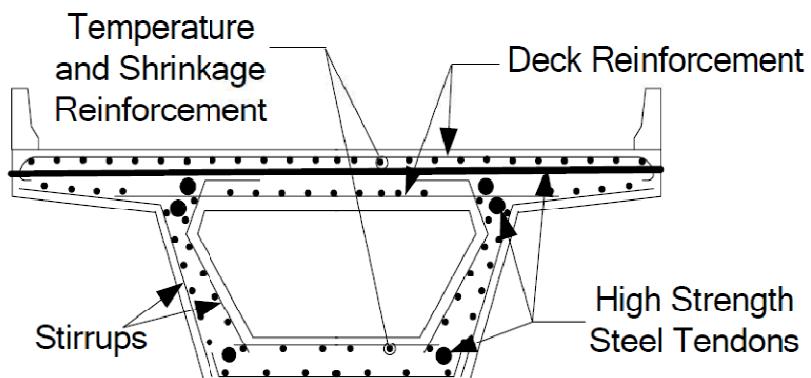
يتكون القسم العلوي لهذا النوع من الجسور من عارضة صندوقية واحدة بخلية واحدة أو أكثر (أنظر الشكل (٢٦)).



الشكل (٢٦): أشكال المقطع العرضي للعارضة الصندوقية

ويمكن أن تكون جسور هذا النوع ذات بحور بسيطة أو مستمرة وتصل أطوال البحور حتى ٤٦ م، كما أنها مناسبة سواء للجسور المستقيمة أو المنحنية في المسقط الأفقي.

يمكن لهذه المقاطع أن تكون مصبوبة بالمكان أو مسبقة الصنع، وتسلح هذه المقاطع بتسلیح عادي وبكابلات الشد اللاحق عالية المقاومة عن طريق عمل قنوات داخلها أثناء صبها، كما يعمل سبق جهد عرضي للبلاطة. انظر الشكل (٢٧) للتعرف على تسلیح المقطع العرضي النموذجي.



الشكل (٢٧) : المقطع العرضي لعارضة صندوقية بخلية واحدة

تنفذ هذه المقاطع إما بالصب بالموقع (الشكل (٢٨)) أو بطريقة تركيب القسم العلوي على شكل قطع (الشكل (٢٩)).



الشكل (٢٨) : الصب بالموقع لجسر ذو عارضة صندوقية



الشكل رقم (٢٩) : يبيّن شكل الجسور ذات المقطع الصندوقي

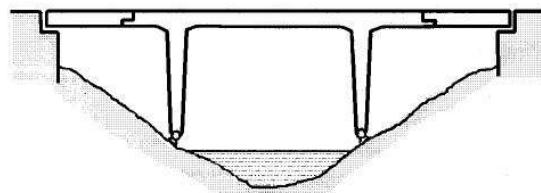
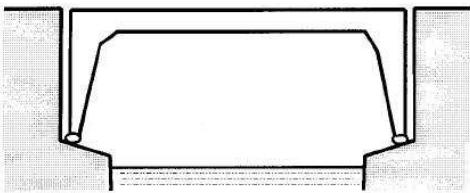
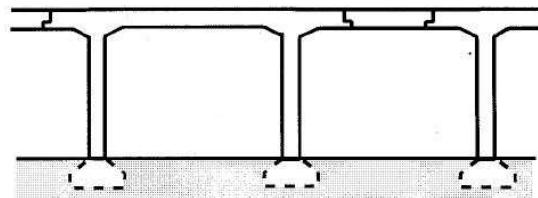
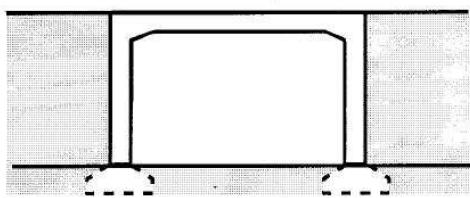
كما يمكن عمل عارضتين صندوقيتين متلاصقتين لبناء جسر عريض وإقتصادي (أنظر الشكل (٣٠))



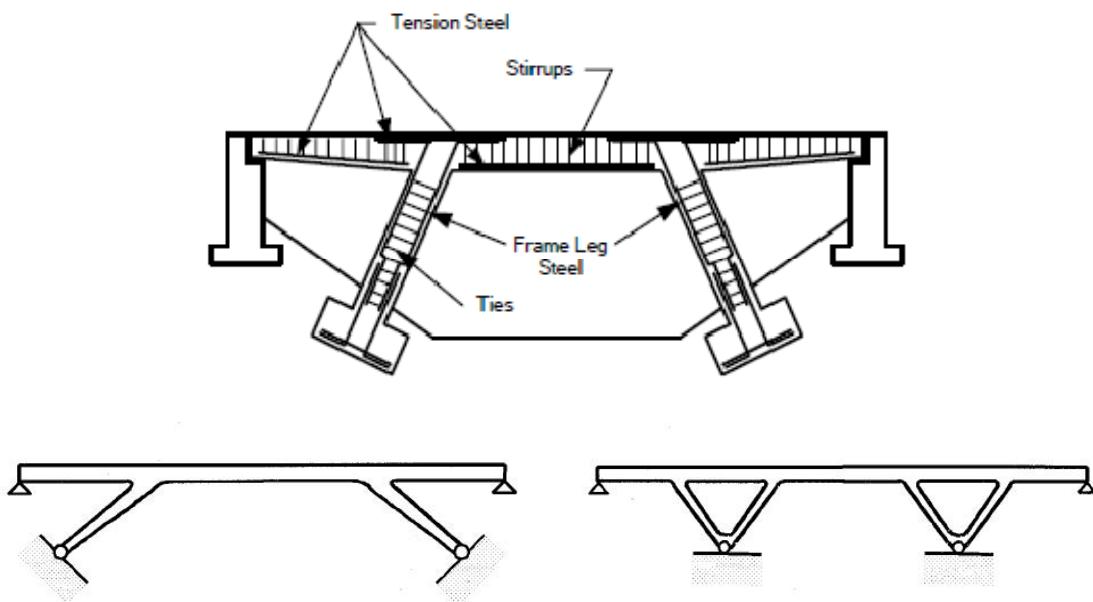
الشكل (٣٠): جسر ذو مقطع بعارضين صندوقيين

٤-٣-٥-٣-٥-٤-٤-٣-٥-٥-٣-٥ - الجسور الهيكلية (Frame Type)

تستخدم الجسور الهيكلية عندما يتطلب التصميم عمق مقطع صغير نسبياً إذا ما قورن بجسر ذو الاستناد البسيط (simply supported beams) أو عندما يتعدى الإمتداد بالاتجاه العرضي للجسر. تبين الأشكال التالية في الشكل رقم (٣١) الأنواع المختلفة للجسور الهيكلية.



الجسور الهيكلية ذات شكل البوابة (Portal Frame Bridges)



الجسور الهيكلية (V and Pi Frame Bridges)

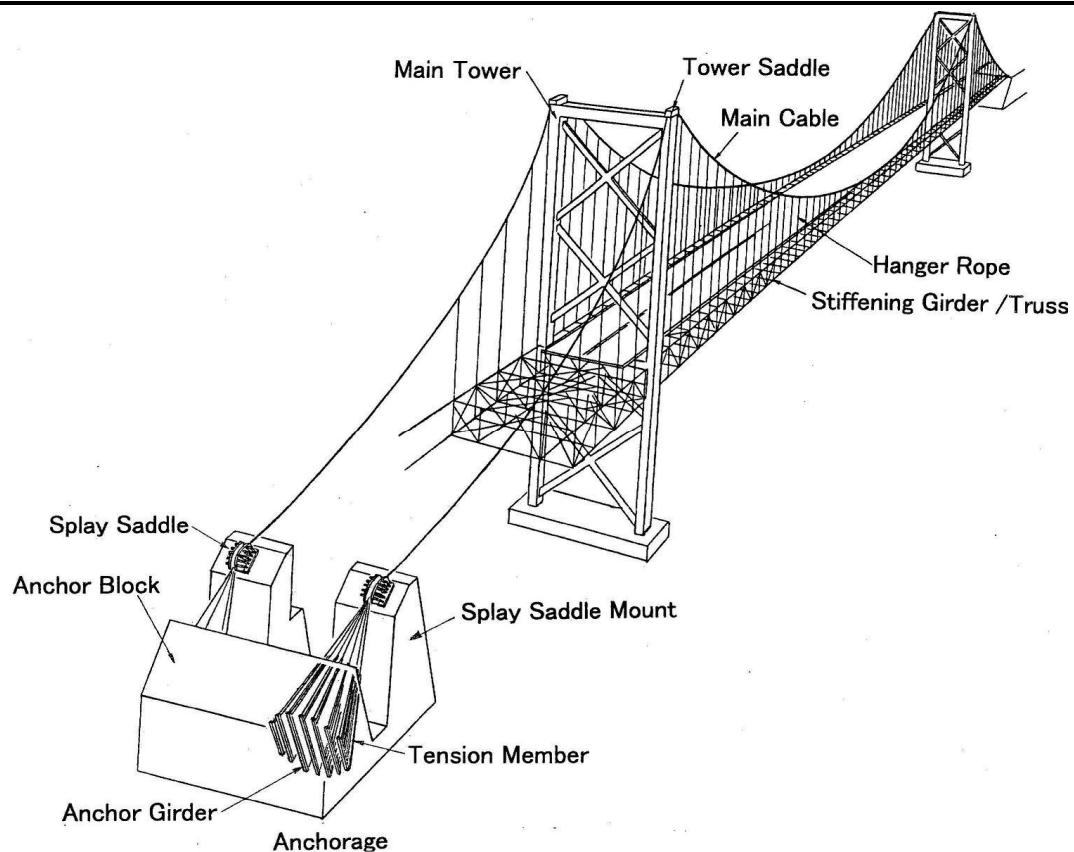
الشكل رقم (٣١): يبين أشكال الجسور الهيكلية

٥-٣-٦-٣-٥. الجسور ذات الكابلات المعلقة (Cable Suspension Type)

١-٦-٣-٥-١-٥-١- المكونات الرئيسية للجسور ذات الكایلات المعلقة

إن المكونات الرئيسية للجسور ذات الكابلات المعلقة هي :

- ١ - كمرات التقوية (Stiffening girders): وهي كمرات تمتد على طول الجسر والمدفأ منها تؤمن دعم وتوزيع للأحمال الحية وهي تتصرف كحبال في الاتجاه العرضي للجسر وتحمّل الاستقرار الإنسائي للاهتزازات الناتجة عن الرياح.
 - ٢ - الكابلات الرئيسية: وهي مجموعة من الكابلات المتوازية التي تؤمن دعم علوي للكمرات الرئيسية عن طريق حبال تعليق وتنقل هذه الكابلات الأحمال إلى أبراج الجسر.
 - ٣ - الأبراج الرئيسية: وهي عبارة عن أبراج وسطية تقوم بتحويل الأحمال القادمة إليها من الكابلات الرئيسية إلى قواعد الجسر.
 - ٤ - كتل الإرساء: وهي كتل ضخمة من الخرسانة توضع على طرفي الجسر ويثبت فيها الأطراف الخارجية من الكابلات الرئيسية وتمثل هذه الكتل أجهزة الاستناد الطرفية للجسر. و يبين الشكل رقم (٣٢) عناصر ومكونات الجسور ذات الكابلات المعلقة.



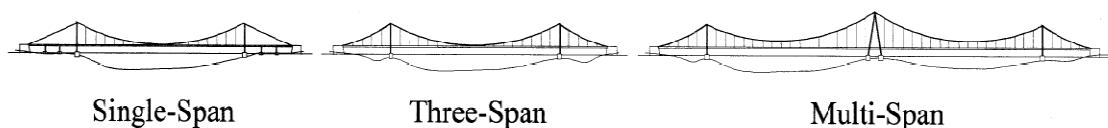
الشكل رقم (٣٢): يبين عناصر ومكونات الجسور ذات الكابلات المعلقة

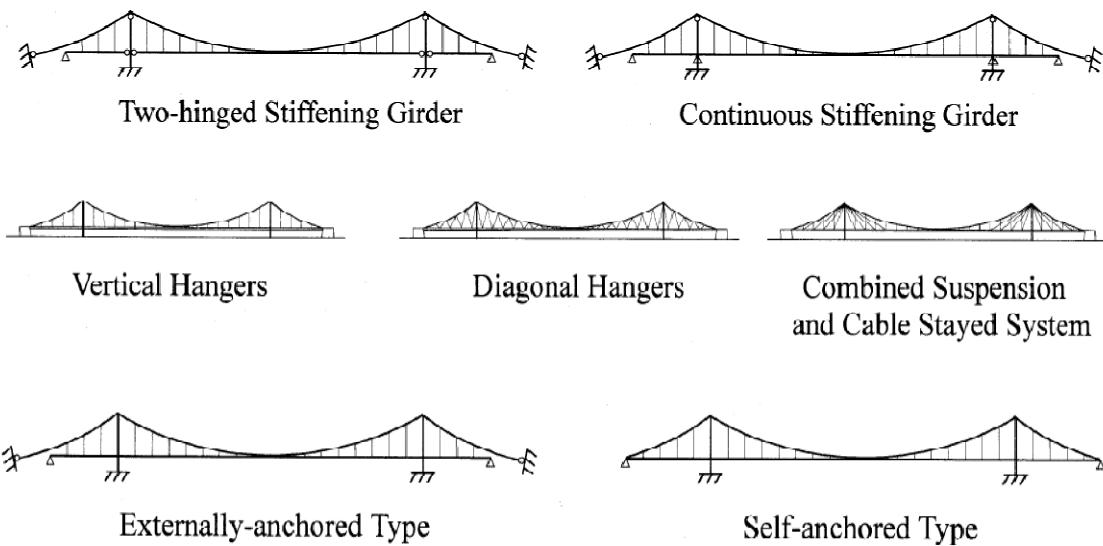
٢-٦-٣-٥ - ٢-٥-٣-٥ - أنواع الجسور ذات الكابلات المعلقة

يمكن تصنيف الجسور ذات الكابلات المعلقة تبعاً لـ:

- عدد الفتحات
- استمرارية كمرات التقوية
- طريقة توزع حبال التعليق
- طريقة إرساء الكابلات الرئيسية

توضح الأشكال التالية في الشكل رقم (٣٣) الأنواع المختلفة للجسور ذات الكابلات المعلقة.

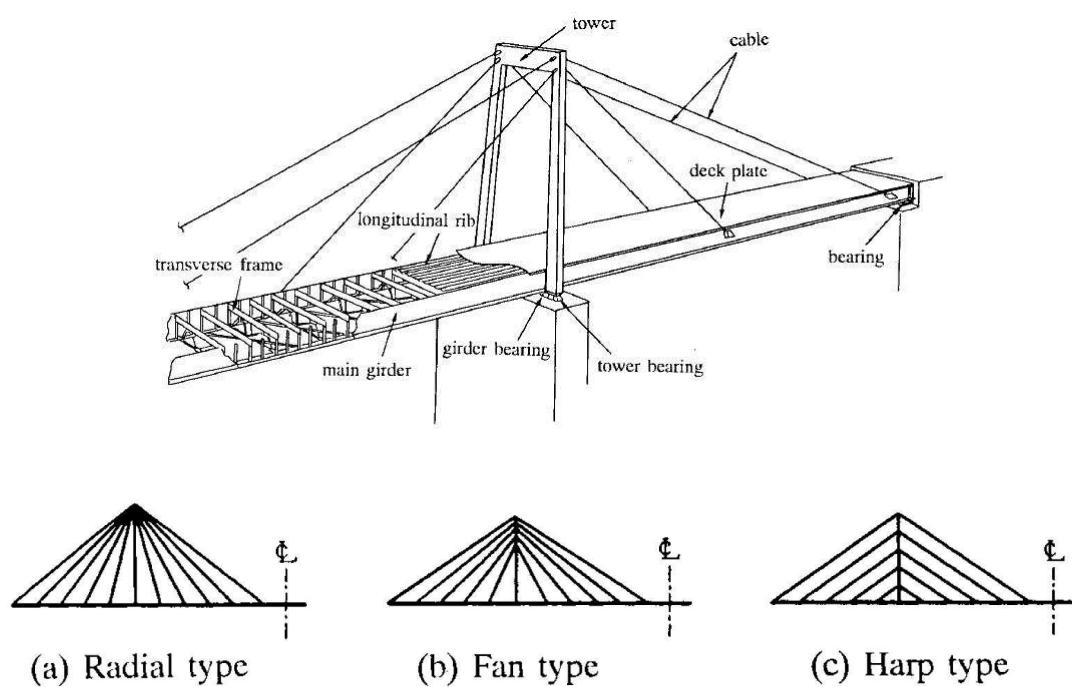




الشكل رقم (٣٣): يبين أنواع الجسور ذات الكابلات المعلقة

٦-٣-٥-٧-٣-٥ - الجسور المشدودة بالكابلات (Cable Stayed Type)

تعتبر الجسور المشدودة بالكابلات من أكثر الجسور حداثة. تتألف من كمرات مستمرة على طول الجسر ومن أبراج داخليه ومتعدد كابلات معدنية بشكل مائل لتربيط بين جسم بلاطة الجسر وبين الأبراج. الأشكال التالية في الشكل رقم (٣٤) تظهر عدة أشكال لتوزيع الكابلات بين الأبراج وجسم بلاطة الجسر.



الشكل رقم (٤) : أنواع الجسور المشدودة بكابلات (المملجمة)

٧-٣-٥-٨-٣-٥ - الجسور القوسية (Arch Type)

تتميز هذه الجسور بأنه لا يتولد فيها سوى قوى محورية وذلك يعود إلى البنية القوسية للجسر التي تحول جميع القوى في الجسر إلى قوى ضاغطة على المحور الوسطي للجسر.

لهذا النوع من الجسور أشكال عديدة تختلف باختلاف الطبيعة الجغرافية للمنطقة أو باختلاف المهندس المصمم الذي يختار الشكل الخاص للجسر بهدف إضافة لمسة جمالية للمنطقة المراد إنشاء الجسر فيها، كما في الشكل (٣٥).

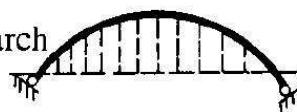


الشكل (٣٥) : أحد الجسور القوسية

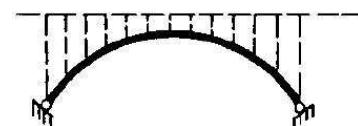
كما يوضح الشكل رقم (٣٦) الأشكال المختلفة لحالات الجسور القوسية.

Through-deck type

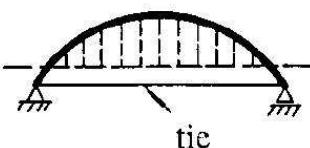
(a) Two hinge arch



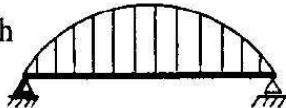
Deck type



(b) Tied arch



(c) Langer arch



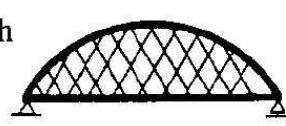
(d) Lohse arch



(e) Trussed arch



(f) Nielsen arch



الشكل رقم (٣٦): يبين الأشكال المختلفة للجسور القوسية

٦- تصميم الجسور

٦-١- التصميم الابتدائي للجسور

٦-١-١- مقدمة

تعتبر مرحلة التصميم الابتدائي للجسور أولى مراحل التصميم الاقتصادي لأي جسر.

يشمل هذا القسم الأمور التالية:

- التخطيط الابتدائي للجسور.

- معايير اختيار مكونات الجسور.

٦-١-٢- التخطيط الابتدائي للجسور

٦-١-٢-١- عام

تشمل عملية التخطيط الابتدائي، جمع وتحليل المعلومات المتعلقة بموقع الجسر وتطبيق الخبرات والسياسات المتبعة والنظر في البديل المختلفة مع تقييم التكلفة لكل بدائل بهدف الحصول على الجسر الأقل تكلفة والأكثر فاعلية من الناحية الوظيفية والأكثر ملاءمة من الناحية الإنسانية والحملية.

إن اختيار أفضل بدائل لاختيار الجسر المناسب مهمة غير سهلة فهي لا تعتمد على المعادلات أو الأرقام وإنما تعتمد بشكل رئيسي على خبرة المهندس المصمم والمتطلبات الخاصة بالمشروع. وتم المفاضلة في هذه المرحلة بين البديل المختلفة بناءً على الوزن والتكلفة التقديريين للجسر.

يمهد التصميم الابتدائي للوصول إلى التصميم النهائي للجسر فهو يحدد نوع الهيكل الإنسائي وهو القاعدة لتقدير الجدول الزمني للتصميم وتقدير تكلفة التنفيذ.

٦-١-٢-٢- عملية التخطيط الابتدائي

تبدأ عملية التخطيط الأولى بجمع بيانات عن موقع الجسر حيث تتم مراجعة:

- الدراسات الابتدائية (نوع وحجم وموقع الجسر)

- المعلومات الجيومترية للجسر.

- المعلومات المتعلقة بطبيعة التربة.

- المعلومات الميدروليكيّة لموقع الجسر.

يتم الانفاق بعد ذلك على التصميم الجيومترى الابتدائى للجسر ويتم تقييم البديل المختلفة مع الأخذ

بعين الاعتبار الأمور التالية:

- طول المنشأ.
 - المعوقات الجيومترية (الخلوص الرأسى والأفقي للجسر).
 - طول وعدد فتحات الجسر.
 - الدعائم المؤقتة للجسر.
 - متطلبات القسم السفلي لمنشأ الجسر.
 - الأمور المتعلقة بالبيئة والجوار.
 - التكلفة.
- بعد ذلك يتم تطوير التخطيط الأولي والميلو الطولية والرفع الجانبي للجسر ليتم بعد ذلك تقدير التكلفة الأولية.
- ويجدر التنبيه إلى أنه يجب أن تتم الموافقة على التخطيط الأولي والتكلفة التقديرية قبل الشروع بالتصميم النهائي.

٦-١-٣- الاعتبارات العامة الواجب مراعاتها عند التخطيط الأولي للجسور

١ - عام

- هناك عوامل عديدة يجب أن تؤخذ بعين الاعتبار في مرحلة التصميم الابتدائي وهي:
- مصدر التمويل للمشروع والميزانية المخصصة له.
 - عوامل متعلقة ببيئة الجسر مثل طبيعة تربة موقع الجسر (تربة رطبة أو تربة رخوة... الخ) وأية إجراءات يمكن من شأنها أن تخفف من تأثير هذه العوامل.

٢ - موقع الجسر

تضمن المتطلبات التي لها علاقة بموقع الجسر ما يلي:

- الأعمال المساحية.
- المحاذاة الأفقية (المنحنيات والميلو).
- الخلوصات المطلوبة.
- المحاذاة الرأسية وحدودها.
- الرفع الجانبي.
- المرافق العامة الموجودة مسبقاً والمفترضة.

تشمل اعتبارات السلامة المرتبطة بموقع ما يلي:

- أبعاد الموقع.

- المسافة الصافية بين الركائز الداخلية.

- الأخطار الممكنة على المشاة.

تتأثر أطراف منحدرات الجسر بالأمور التالية:

- ظروف التربة واستقرارها.

- حدود الطريق.

- ارتفاع الردميات أو عمق الحفر.

- محاذاة الطريق وتصنيفه الوظيفي.

- ظروف الموقع.

٣- الاعتبارات الإنسانية

تتضمن الاعتبارات الإنسانية ما يلي:

- الأساسات وطبيعة المياه الجوفية.

- متطلبات التوسعة المستقبلية للجسر.

- المبوطات المتوقعة أسفل قواعد الجسر.

٤- الاعتبارات المعمارية

تتضمن النواحي الجمالية ما يلي:

- المظهر العام للجسر.

- مستوى الرؤية والملاءمة مع المنشآت المجاورة أو المحيطة.

٥- الاعتبارات الجيومترية

يرتبط الطول الكلي للجسر بـ:

- الخلوصات الأفقية والرأسية للطريق أسفل أو أعلى الجسر.

- الدراسات الهيدروليكية إذا كان الجسر يتقاطع مع مجرى مائي.

- الأمور ذات العلاقة بالبيئة أو أية قيود يمكن أن تضعها الجهة المالكة.

أما عرض الجسر فهو يرتبط بأبعاد الطريق القادم إلى الجسر.

وأما أبعاد وعدد الفتحات تحت الجسر فهي ترتبط بـ:

- العمق المسموح لكمارات الجسر والذي يحده الخلوص الرأسى للطريق أسفل الجسر.

- وضع الركائز الداخلية ضمن مجرى مائي.

- الخلوص الأفقي بين الركائز وحدود الطريق أسفل الجسر.

- النسبة الاقتصادية بين الفتحة الطرفية والفتحة الداخلية للجسر.

٦- الاعتبارات الهيدروليكيّة

تتضمن الاعتبارات الهيدروليكية بعد تنفيذ الجسر الأمور التالية:

- تصريف مياه بلاطة الجسر
 - مرور السيول والإنحرافات المختملة
 - مرور مواد صلبة ضمن السيول
 - الحت أو التاكل الناتج عن السيول وتأثير وجود الركائز كمعوقات في طريق السيول أو المياه (وهنا يدخل معامل شكل مقطع الركيزة الداخلية وعرضها وميلها وعددها ضمن المجرى المائي)
 - حماية الركائز الداخلية والظرفية من تأثيرات التيارات المائية
 - متطلبات حركة الملاحة داخل المجرى المائي
 - حدود العمل ضمن المجاري المائية.

بعد تحديد أماكن الركائز الداخلية يجب الحصول على معلومات شاملة عن السيول والحق أو التأكيل الناتج عنها.

يجب أن تكون الخلوصات الرئيسية للمياه أسفل الجسر ضمن الحدود المسموحة.

ويجب أن يحدد أقل خلوص رأسى للعمية أسفل الجسر بناءً على المعلومات عن السيول أو الفيضانات التي حصلت في تاريخ منطقة الجسر لمدة لا تقل عن ١٠٠ سنة.

٧- اعتبارات التنفيذ

تضمنه اعتبارات التنفيذ:

- أعمال الدعائم المؤقتة وما يتبعها.
 - متطلبات مساحة موقع العمل.
 - تفاصيل الشدات.
 - نقاط الدخول إلى موقع العمل.
 - مدة تنفيذ المشروع.

- حدود الجدول الزمني للمشروع .
أما اعتبارات السلامة الخاصة بالتنفيذ فهو :

- حركة المروء

- الأرضيات المؤقتة (خشبية، معدنية .. الخ) للمرور فوق الحفر في حال لم يتم تنفيذ تحويلات مؤقتة.
 - متطلبات التحويلات المؤقتة.
- كما يجب التتحقق من أن تكون الطرق المؤدية إلى موقع العمل قادرة على استيعاب وتحمل حركة الآليات التي تنقل المواد المختلفة إلى المشروع (كمارات مسبقة الصنع، حديد التسليح، معدات ثقيلة .. الخ).
- و يجب أيضاً توفير مكان في موقع العمل للرافعات في حال استخدامها في المشروع.

٨- المراقب العامة المتصلة بالجسر

عادة ما يتم وضع المراقب العامة (خطوط الكهرباء، خطوط الهاتف، خطوط الماء، الخ) ضمن قنوات خاصة يتم تحميلها على جسم الجسر. وفي هذه الحال لا يتم إدخال وزن هذه المراقب في تصميم الجسر ويستثنى من ذلك أنابيب المياه الضخمة.

٦-١-٤-٤- التفاصيل المطلوبة بعد الانتهاء من التخطيط الأولي للجسور

يجب أن يحتوي التخطيط الأولي للجسر كحد أدنى على التفاصيل التالية:

- موقع الجسر بما فيه شبكة الطرق المحيطة.
- الطول الكلي للجسر.
- العرض الكلي للجسر.
- عدد وطول الفتحات مع موقع فواصل التمدد.
- نوع الركائز الطرفية والوسطية.
- المنحدرات ونوعها وتصنيفها.
- الميل الطولية والرفع الجانبي للجسر.
- المحاذة الأفقية.
- المعلومات الميدروليكية.
- المقطع العرضي ونوع الحاجز والطبقة السطحية للجسر.
- نوع الكمرات وعددها وتبعادها.
- سماكة البلاطة.
- القيم الدنيا للخلوصات الرئيسية والأفقية مع الأبعاد.
- المراقب العامة.

- جسات التربة.
- نوع مساند المنشآت العلوية.
- طريقة التصميم (أو مواصفات التصميم).
- الأهمال التصميمية.

٦-١-٣-٣- معايير اختيار مكونات الجسور

٦-١-٣-١- متطلبات المنشآت العلوية

١ - عام

على المنشآت العلوية أن يحتوي على حد أدنى من الكمرات (في حال استخدام الجسور ذات الكمرات) لا يقل عن أربعة تفاديًّا لانهيار كامل الجسر في حال حصول انهيار جزئي لأحد الكمرات وهذا يسمح أيضًا بإجراء الصيانة أو الإصلاح دون التأثير على حركة المرور. أما بالنسبة للطرق التي عرضها أقل من ١٠ أمتار فيسمح باستخدام ثلاثة كمرات كحد أدنى.

عندما يتم اعتماد المقطع العرضي للجسر (وفي حال استخدام الجسور ذات الكمرات) يجب أن لا تزيد مسافة البروز الطيفي للبلاطة عن نصف المسافة بين الكمرات ويمكن في بعض الحالات الخاصة زيادة هذه النسبة إلى (٦٢٥، ٦٠). وأي زيادة عن هذا الحد سيؤدي إلى زيادة في تكلفة الدعم المؤقت إضافة إلى زيادة في عزوم الفتل في الكمرة الطرفية للجسر.

عند استخدام ركائز طرفية متكاملة من النوع (Integral) فيمكن إنشاء جسر مستمر دون أي فاصل تمدد وهذا ينطبق على الكمرات مسبقة الشد. إن عدم وجود فواصل تمدد في الجسر يجعل نهايات الكمرات في مأمن من المواد الضارة والمؤذية للكمرات الجسور (مثل المواد المذيبة للتلوج والمستخدمة في المناطق الثلجية) والتي قد تتسلب من الفواصل في حال وجودها.

٢ - اختيار نوع الجسر المناسب

يمكن للجدول رقم (١) أن يكون دليلاً لاختيار الجسر المناسب بعد معرفة طول الفتحة (البحر) المطلوبة.

ومعرفة المزيد عن مقاطع الجسور وأنواعها والحالات المناسبة لكل منها إرجع إلى الفقرة ٣-٥ "تصنيف الجسور من حيث الترتيبة الإنسانية" في هذا الدليل.

الجدول رقم (١): نوع القسم العلوي للمنشأ وطول الفتحة (البحر) المناسب

النوع	الطاولة
جسور خرسانية مسلحة	جسور خرسانية مسلحة ذات مقطع T
جسور بلاطات خرسانية مسلحة مصبوبة بالمكان	فتحة بسيطة حتى ٩ م فتحة مستمرة حتى ١٢ م
جسور كمراتيه مسلحة ذات مقطع T	من ١٢ م إلى ١٨ م
جسور بعارض صندوقية خرسانية مسلحة	من ١٥ م إلى ٣٦ م
جسور خرسانية مسلحة مسبقة الإجهاد	
جسور بلاطات خرسانية مفرغة مسبقة الإجهاد	من ٦ إلى ١٥ م
جسور بكمارات ذات مقطع I أو Bulb Tee مسبق الإجهاد	من ٩ إلى ٣٦ م
جسور بكمارات صندوقية مسبقة الإجهاد مسبقة الصنع أو مصبوبة بالمكان (Box)	من ٣٠ م إلى ١٨٠ م
جسور كمراتية بمقطع تيه مزدوج مسبق الإجهاد	من ٧٦,٦ م إلى ٢٤٠,٤ م
جسور ذات مقطع U مقلوب (Channel) مسبقة الإجهاد	حتى ١٥ م
الجسور الخرسانية المقطعة (Segmental)	
الجسور الخرسانية ذات العارضة الصندوقية المركبة بطريقة القطع.	من ٢٥ م وحتى ٥٠ م
الجسور المختلطة (Composite)	
الجسور ذات الكمرات المعدنية I الملفوفة (Rolled) والبلاطة الخرسانية	حتى ٣٠ م
الجسور ذات الكمرات المعدنية I المصنعة (Built-Up) والبلاطة الخرسانية	من ٣٠ م إلى ٩٠ م
الجسور ذات الكمرات الصندوقية المعدنية والبلاطة الخرسانية	من ٣٠ إلى ٦٠ م
الجسور الشبكية	من ٤٠ م إلى ٥٥٠ م
الجسور القوسية	من ٥٠ م إلى ٥٥٠ م
الجسور القوسية المعدنية	من ٤٠ م إلى ٤٢٥ م
الجسور المعلقة (Suspension Bridges)	من ١٥٠ م إلى ٢٠٠٠ م
الجسور المشدودة بكابلات (Cable-stayed Bridges)	من ١١٠ م إلى ١١٠٠ م

أما فيما يتعلق بنسبة طول فتحة الجسر إلى عمقه الكلي (span-to-depth ratio) فيمكن استخدام القيم المعطية في الجدول التالي وهو الجدول (١-٢) في مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-1).

الجدول (٢): الأعمق التقليدية الدنيا للأقسام العلوية ذات السماكة الثابتة

العمق الأدنى (متضمناً سماكة البلاطة)		القسم العلوي للجسر	
مستمرة الاستناد	بسطة الاستناد	النوع	المادة
$\frac{S + 3000}{30} \geq 165 \text{ mm}$	$\frac{1.2(S + 3000)}{30}$	البلاطات ذات التسلigh الموازي لحركة المرور	خرسانة مسلحة عادية
0.065L	0.070L	الكمارات بشكل حرف (T)	
0.055L	0.060L	الكمارات الصندوقية	
0.033L	0.035L	كمارات جسور المشاة	
0.027L > 165 mm	0.030L > 165 mm	البلاطات	خرسانة مسبقة الاجهاد
0.040L	0.045L	الكمارات الصندوقية المصوبة في المكان	
0.040L	0.045L	الكمارات المسبيقة الصنع بشكل حرف (I)	
0.030L	0.033L	جوائز جسور المشاة	
0.025L	0.030L	الكمارات المتحاورة ذات المقاطع الصندوقية	المشآت المعدنية
0.032L	0.040L	العمق الكلي للمقاطع المركبة	
0.027L	0.033L	عمق الكمارات بشكل حرف (I)	
0.100L	0.100L	الحملونات	

٣- فواصل التمدد

لتجنب استخدام فواصل عند الركائز الوسطية والطرفية للجسور فإنه يمكن تنفيذ جسور بدون فواصل. لا شك أن الفواصل في جسم بلاطة الجسر عرضة لأن تسمح بدخول الأملاح المذيبة للثلوج (هذا في المناطق التي تراكم فيها الثلوج على الجسور) وبالتالي حصول أضرار للبلاطة والمنشأ السفلي للجسر. تصمم الجسور عادة بدون فواصل تمدد عند المساند الداخلية أما إذا كان طول فتحة البلاطة أقل من ٦٠ متراً وزاوية انحرافها أقل من ٣٠ درجة فإن البلاطة تصمم عادة لتكون مستمرة إنشائياً مع الركائز الطرفية.

عند اختيار فواصل التمدد، يجب أن تراعي الشروط الواردة في القسم ١٢ من مواصفات (MA-100- D-V1/2&V2/2).

٤- نظام تصريف المياه

أ- تصريف المياه في القسم العلوي للجسر

يجب تصميم السطح العلوي للجسر بميل عرضي يسمح بتصريف المياه باتجاه فتحات في القسم العلوي للجسر تسمح بتجميع مياه الأمطار أو السيول من على سطح الجسر إلى قنوات ومن ثم إلى المجرى العام لمنطقة الجسر.

ب- تصريف المياه في القسم السفلي للجسر

يجب عدم ترك المياه تتجمع خلف الركائز الطرفية المغلقة للجسور أو خلف الجدران الاستنادية ويتم ذلك بوضع تجهيزات خاصة خلف الركائز الطرفية أو الجدران الاستنادية تضمن تصريف المياه المتجمعة بعيداً عن عناصر الجسور كما ويتم وضع فتحات (Weep Holes) ضمن ركائز الجسور المغلقة والجدران الاستنادية هدفها مراقبة حسن عمل نظام التصريف خلف الجدران.

٥- الدراجونات (الحواجز الطرفية)

وهي حواجز معدنية من الألミニوم أو الفولاذ وقد تكون خرسانية تثبت على طرق بلاطة الجسر أو على الجدران الاستنادية بهدف حماية مستخدمي الجسر أو الطريق من الوقوع. يبين الشكل رقم (٣٧) الأشكال النموذجية للحواجز الطرفية.



الشكل رقم (٣٧): يبين الأشكال النموذجية للحواجز الطرفية

يمكن أن تكون الحواجز الخرسانية مستمرة إنشائياً مع جسم البلاطة وفي هذه الحالة يمكن استثمارها في العمل مع البلاطة ككمبة مقلوبة في مقاومة الأحمال.

يجب أن تكون الحواجز الطرفية قادرة على صد قوى ارتطام العربات بها وفي هذه الحالة تصمم هذه الحواجز على مقاومة قوى الارتطام كما هو مبين في القسم ١١ من مواصفات (-MA-100-D-). (V1/2&V2/2).

٦-١-٢-٣- متطلبات المنشأ السفلي

١- الركائز الوسطية

يجب في مرحلة التصميم الابتدائي للجسر اختيار عدة أنواع من الركائز الوسطية وتقدير التكلفة لكل منها، قد لا تكون الركيزة الوسطية الأقل استهلاكاً للمواد هي الأقل كلفة وإنما الأقل كلفة هي الركيزة الأسهل والأسرع في التنفيذ.

إن أنواع الركائز الوسطية الأكثر إستخداماً هي:

- الركائز الوسطية الوتدية المصمتة.
- ركائز الأعمدة.
- ركائز أعمدة بجدار جامع.
- الركيزة الكابولية أو ركيزة المطرقة.
- ركيزة الأعمدة ذات الناج.
- ركيزة الاوتاد ذات الناج.
- الركائز الوسطية مسبقة الصنع ولا حقة الشد.

أ- الركائز الوسطية الخا ZhaoQie الصلبة

تستعمل هذه الركائز عند الحاجة لكتل كبيرة أو عندما يرتكز القسم العلوي من المنشأ على عدد محدود من المساند (أنظر الشكل (٣٨)).



الشكل رقم (٣٨) : ركيزة وسطية وتدية صلبة

ب- ركائز الأعمدة

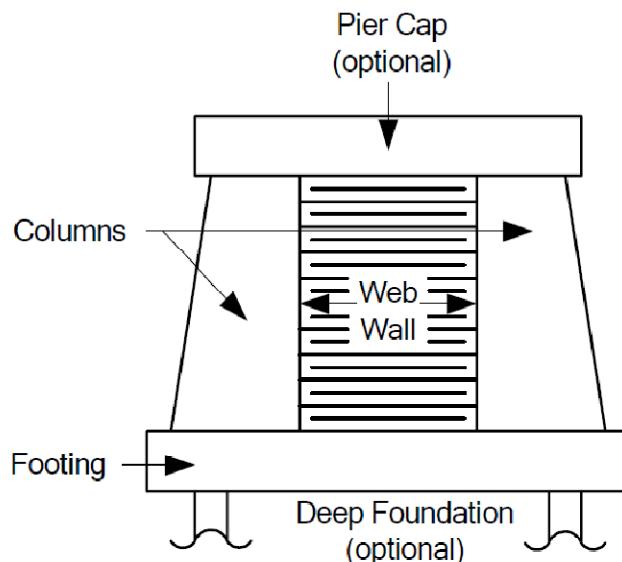
تستعمل ركائز الأعمدة عندما يتتوفر خلوص محدود تحت المنشأ أو عندما يكون القسم العلوي من المنشأ ضيق (أنظر الشكل (٣٩)).



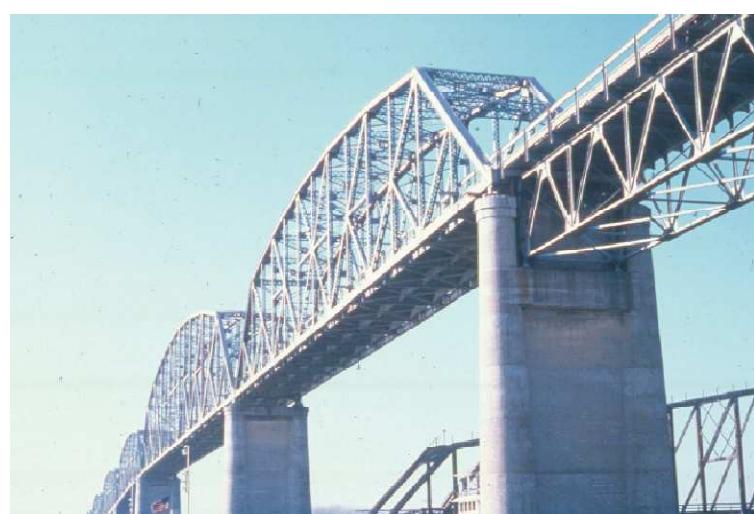
الشكل (٣٩) : ركائز الأعمدة

ج- ركائز الأعمدة بجدار جامع

يتم وصل حدار جامع بأعمدة الركيزة لإضافة الإستقرار والثبات لها. ويعتبر الجدار الجامع هذا غير حمال بالنسبة لحمولات القسم العلوي من المنشأ. يفيد هذا الجدار أيضاً في تقوية الأعمدة عند حوادث إصطدام العربات بالركيزة. انظر الشكل (٤٠) والشكل (٤١).



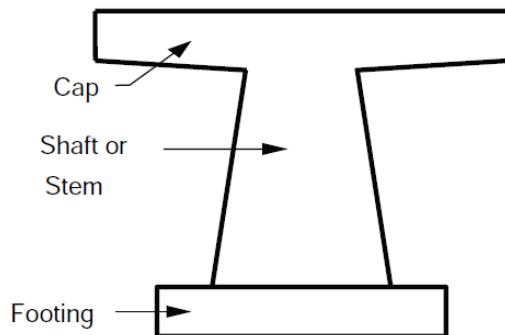
الشكل (٤٠): رسم يبين عناصر ركيزة الأعمدة ذات الجدار الجامع



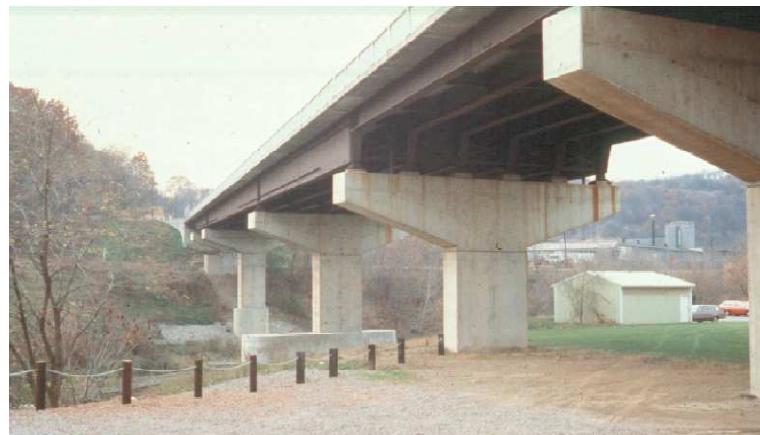
الشكل (٤١): ركائز الأعمدة ذات الجدار الجامع

د- الركيزة الكابولية أو ركيزة المطرقة.

تعتبر هذه الركائز شكل معدل عن ركائز الأعمدة تفید في حال كان القسم العلوي متعدد الکمرات (أنظر الشكل (٤٢) والشكل (٤٣)).



الشكل (٤٢): رسم يبين عناصر الركيزة الوسطية الكابولية أو ركيزة المطرقة



الشكل (٤٣): الركيزة الوسطية الكابولية أو ركيزة المطرقة

هـ- ركيزة الأعمدة ذات الناج.

هذا النوع هو النوع الشائع عند التقاطعات الطرقية المائلة (أنظر الشكل (٤٤)).



الشكل (٤٤): ركيزة الأعمدة ذات الناج

و- الركيزة الخازوقية ذات الناج

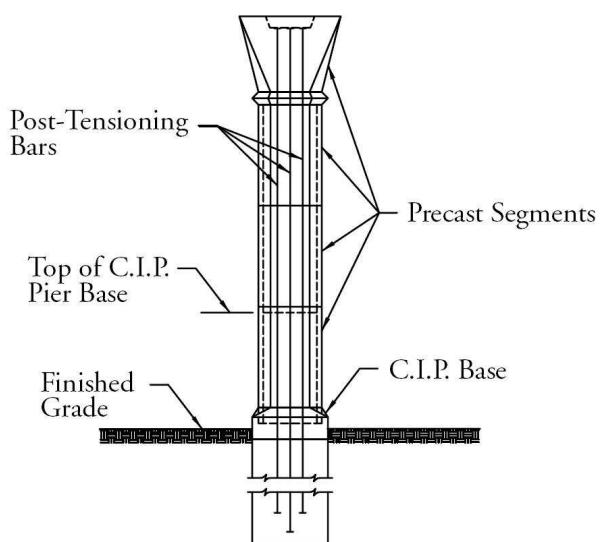
في هذا النوع تتم الخوازيق فوق سطح الأرض لتشكل أعمدة ركيزة وسطية ثم يصب عليها ناج حامٍ من المحسنة المسلحة ل تستند عليه الكمرات (أنظر الشكل (٤٥)).



الشكل (٤٥): ركيزة الخوازيق ذات الناج

ز- الركائز الوسطية مسبقة الصنع ولاحقة الشد

تكون هذه الركائز على شكل أعمدة مفرغة ورقية الجدران ويتم تنفيذها عن طريق تركيب عدة قطع منها فوق بعضها البعض بعد وضع طبقة رقيقة من الملاط ويتم الشد اللاحق عليها بواسطة أسلاك تدخل في فتحات مجهرة مسبقاً ويتم حقنها بالملاط بعد الانتهاء من عمليات الشد أنظر الشكل (٤٦).

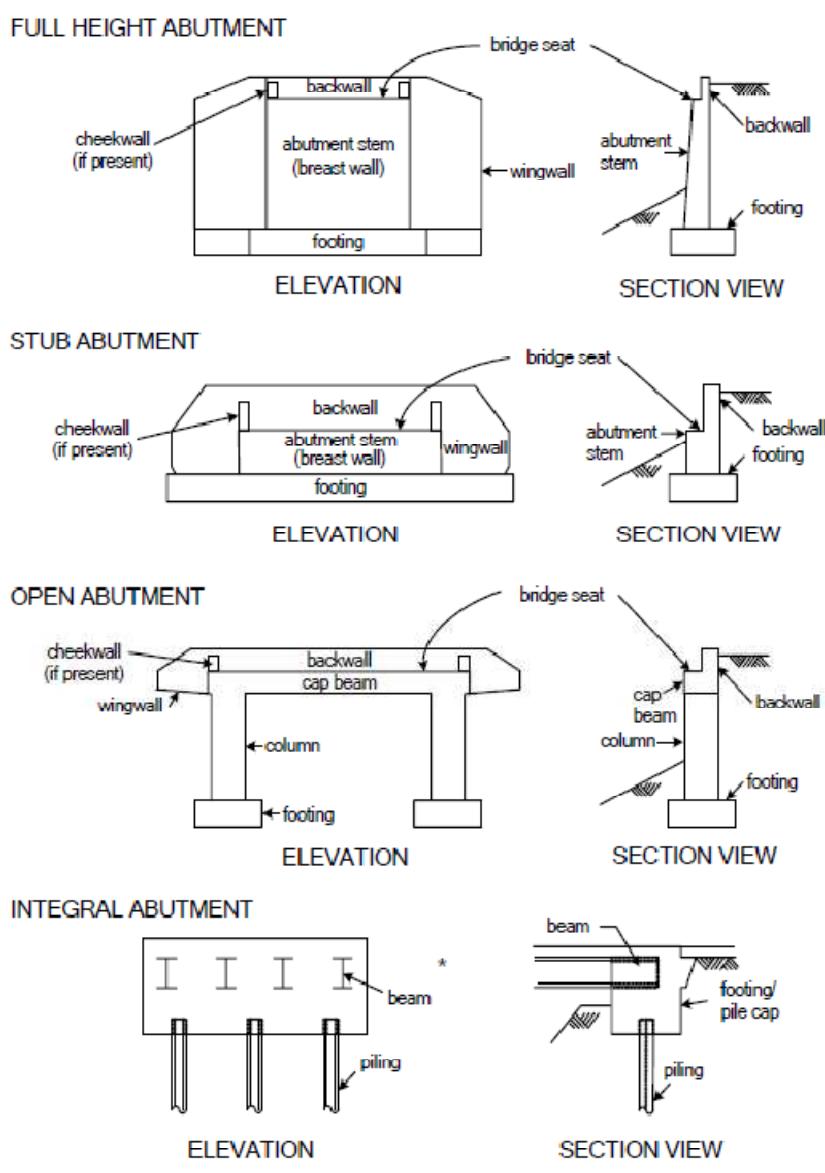


الشكل رقم (٤٦): يبين ركيزة وسطية مؤلفة من ثلاث قطع مسبقة الصنع

٢- الركائز الطرفية

تصنف الركائز الطرفية تبعاً لموقعها بالنسبة لجسم الطريق الملائق لها. أنظر الشكل (٤٧) الذي يوضح أنواع الركائز الطرفية الأكثر شيوعاً وهي:

- الركائز الطرفية المغلقة أو الكاملة للارتفاع.
- الركائز الطرفية العقبية وشبه العقبية.
- الركائز الطرفية المفتوحة.
- الركائز الطرفية المتكاملة.



* Some states weld beam and piles prior to concrete placement

الشكل (٤٧): الانواع الشائعة للركائز الطرفية

أ- الركائز الطرفية المغلقة أو الكاملة للارتفاع

تستخدم الركائز الطرفية كاملة للارتفاع عندما يكون البحر قصيراً أو في حال كان هناك حرم للطريق أو لقضايا أخرى تتعلق بطبيعة الأرض. يخفي هذا من الكلفة المبدئية للقسم العلوي من المنشأ. يمثل الشكل (٤٨) أحد هذه الركائز.



الشكل (٤٨): ركيزة طرفية مغلقة

ب- الركائز الطرفية العقبية وشبيه العقبية.

تستخدم هذه الركائز عندما يكون هناك حاجة لإبقاء الركيزة الطرفية بعيداً عن الطريق السفلي أو مسيل الماء السفلي. ولكن في هذه الحالة تكون هناك حاجة لبحر أطول. إن استخدام هذا النوع من الركائز الطرفية يخفي كلفة القسم السفلي من المنشأ ويزيد من كلفة القسم العلوي منه. يمثل الشكل (٤٩) أحد هذه الركائز.



الشكل (٤٩): ركيزة طرفية عقبية

ج- الركائز الطرفية المفتوحة.

تشابه هذه الركائز في تنفيذها مع الركائز الوسطية متعددة الأعمدة. فبدلاً من سند ردميات جسم الطريق، فإن هذه الردميات تناسب بشكل منحدر أسفل إس تنادات الجسر ومن بين أعمدة هذه الركيزة. فقط سماكة قليلة من ردميات الطريق يتم سندتها بشكل فعلي عن طريق تاج هذه الركيزة.

من ميزات هذا النوع من الركائز الطرفية هو أنها منخفضة الكلفة نظراً لعدم سندتها لحمولات أفقية كبيرة، وأنه من الممكن إستعمالها كركيزة وسطية في حال أريد إضافة فتحة مستقبلية للجسر. ومن مساوئها، تعرض ردميات الطريق للهبوب نتيجة عدم إمكانية تطبيق الرص الجيد عليها باعتبار هذه الردميات غير محكمة بشكل جيد مقارنة بحالة الردميات في الركائز الطرفية المغلقة، وحصول حث وتكشفات كبيرة في الردم أمامها ولذلك يتم تثبيت هذا الردم بالردميات الصخرية. أنظر الشكل (٥٠).



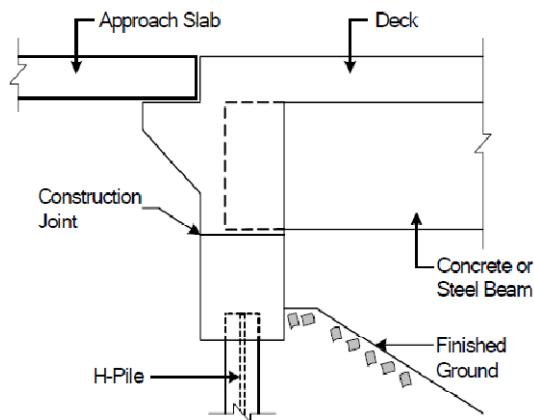
الشكل (٥٠): ركيزة طرفية مفتوحة

د- الركائز الطرفية المتكمالة.

تمتلك معظم الجسور قسم علوي منفصل عن القسم السفلي وذلك للتلاءم مع تغيرات طول الجسر الناتجة عن التأثيرات الحرارية. ولهذا الغرض يتم وضع أجهزة تمدد كفاصل بلاطات السطح وأجهزة الإستاناد القابلة للتمدد ولكنها سرعان ما تتدحر وتتطلب عمليات صيانة واسعة النطاق للجسر. وفي بعض الحالات الطارئة، فإن نقص الحركة الناجم عن فشل أجهزة التمدد قد يؤدي إلى إ Gehadat غير مرغوب بها في الجسر. ولهذا أصبحت الركائز المتكمالة المستندة بصف واحد من الخوازيق الخيار الأكثر شيوعاً والحل لهذه المشاكل.

في هذا التصميم، يكون القسم العلوي والقسم السفلي من المنشآت متكمالين بحيث يشكلان وحدة واحدة بدون أي فاصل تمدد (أنظر الشكل (٥١)). تسمح الحركة النسبية للركيزة نسبة إلى الردميات بضبط التمددات والتقلصات الحرارية. يتم عمل فاصل رصف عند طرف بلاطة الإقتراب للتلاءم مع الحركة النسبية بين الجسر ورصيفيات الطريق المتصل به.

إن ميزات هذا النوع من الركائز أنها تخفض عمليات الإصلاح أو الإستبدال لأجهزة الإسناد والفوائل. ومن مساوئها هبوط الطريق المتصل بها في حالة نتيجة الدملك السفلي للردم وتشقق خرسانة الركيزة نتيجة تقييد الحركة بسبب الدملك العلوي للردميات. أنظر الشكل (٥٢).



الشكل (٥١): رسم يوضح أقسام الركيزة الطرفية المتكمالة



الشكل (٥٢): أحد الركائز المتكمالة

٣- الأساسات

أ- عام

يعتمد اختيار نوع أساسات أو قواعد الجسور على عمق وتحمل التربة المراد التأسيس عليها وعلى القيود المفروضة على المبوطات التفاضلية (differential settlement) المرتبطة بنوع بلاطة الجسر. ففي حالة

البلاطات المستندة استناداً بسيطاً فإن المبوط التفاضلي المسموح يرتفع من ٢٠ إلى ٢٥ ملم بينما في البلاطات المستمرة فإن المبوط التفاضلي المسموح هو ١٠ ملم.

ب- تصنيف الأساسات

يمكن تصنيف أساسات الجسور إلى صنفين رئيسيين:

ب-١- الأساسات السطحية المفردة (Spreed footings)

وهنا يتم وضع أساس واحد لكل ركائز من ركائز الجسر. وفي بعض الحالات يكون من الأفضل فصل بلاطة الجسر إلى قسمين طوليين على طول الخط الوسطي للجسر (center line) وفي هذه الحالة يمكن جعل البلاطة مستمرة إنشائياً مع الركائز وأسasات.

ب-٢- الأساسات العميقه الخازوقيه (Piled foundations)

ويسمى هذا النوع من الأساسات بالأوتاد أو الخوازيق ويمكن استخدام هذا النوع من الأساسات مع الأساسات السطحية في جسر واحد (كأن تكون أساسات الركائز الطرفية سطحية وأساسات الركائز الوسطية عميقه).

ج- اعتبارات تصميم الأساسات

يشمل تصميم الأساسات على المراحل التالية:

١- معرفة نوع وتحمل التربة التي سيتم التأسيس عليها بناء على تقرير ميكانيك التربة.

٢- اختيار نوع الأساس.

٣- تصميم الأساس القادر على نقل وتوزيع الأحمال القادمة له من المنشآت إلى التربة التي أسفل منه، وهنا يجب الانتباه إلى أن تبقى التربة تحت الأساس ضمن حدود الأمان دون الوصول إلى الانهيار بالقص أو بالضغط الزائد عن تحملها.

ج-١- الأساسات السطحية

يتم تحديد الأبعاد الكلية للأساسات السطحية بعد الأخذ بعين الاعتبار كافة القوى الرئيسية والأفقية التي يتعرض لها الأساس، إن تأثير كلا القوتين (الرأسي والأفقي) يجب أن لا يؤدي إلى تجاوز في تحمل التربة أو رفع الأساس من أحد أطرافه.

يجب أن يتم اختيار سمك الأساس بحيث يكون قادراً على تحمل العزوم وقوى القص المعرض لها من قبل الركائز الطرفية أو الوسطية. يمكن اعتبار أن مقطع القص الحرج للأساسات يقع على بعد (من وجه العمود)

يساوي إلى العمق الفعال للأساس. كما ويجب مراعاة سماكة التغطية للتسلیح المعطرة في قسم الخرسانة في مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2&V2/2). ويجب التتحقق من أن التشغقات في الأساسات لن تتجاوز الحدود المسموحة المعطرة في مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2&V2/2).

ج-٤- الأساسات العميقة

يتم اللجوء إلى هذا النوع من الأساسات عندما يؤدي استخدام الأساسات السطحية إلى حصول هبوطات تزيد عن القيم المسموحة. يعتمد اختيار نوع الخازوق بشكل كبير على طبقات التربة التي يمر خلالها، إن الأنواع المختلفة المستخدمة من الخوازيق هي:

ج-٣- الخوازيق المدقوقة

حيث يتم دق خوازيق خرسانية مسبقة الصب أو معدنية بواسطة مطارق خاصة أو بواسطة مكابس خاصة ضمن التربة حتى الوصول إلى المقاومة المطلوبة.

ج-٣-أ- العوامل المؤثرة على اختيار الخوازيق المدقوقة

يجب أن تبقى التربة تحت الأساسات في حدود الأمان بحيث لا يحصل فيها انهيار بالقص أو هبوط يزيد عن الحدود المسموحة، وهذا ينطبق أيضاً على الخوازيق، هناك طرق مختلفة لضمان عدم حصول الإنهيار بالقص في تربة التأسيس أما ضمان عدم حصول هبوط في التربة فهو أكثر تعقيداً.

تعتمد الحمولة التشغيلية (Working Load) لخازوق مفرد على معامل الأمان الكافي ضد عدم حصول انهيار بالقص تحت قاعدة الخازوق من جهة وانهيار في التماسك بين الخازوق والتربة المحيطة به من جهة أخرى. يوجد عملياً أربع طرق لتقدير هذه الظاهرة:

- ١- من خلال خصائص التربة (تحمل التربة على الضغط وعلى مقاومة الاحتكاك)، يتم عادة تعديل تحمل التربة الأقصى (Ultimate Bearing Capacity) ليأخذ بعين الاعتبار تأثير اختراق الخازوق ضمن التربة.
- ٢- استخدام الخوازيق التجريبية.

- ٣- استخدام العلاقات الديناميكية (Dynamic Formulae).
- ٤- الاستعانة بمقاولين متخصصين في الخوازيق.

ج-٤- الخوازيق المدقوقة والمصبوبة بالمكان (النوع ١)

يتم في هذا النوع دق أنبوب معدني مغلق النهاية ضمن التربة وبعدها يتم صب الخرسانة ضمنه ويترك الانبوب المعدني بعد صب الخرسانة.

ج-٥- الخوازيق المدقوقة والمصبوبة بالمكان (النوع ٢)

يتم تنفيذ هذا النوع وفق المراحل التالية:

- ١- دق أنبوب معدني مفتوح النهاية ضمن التربة
- ٢- تفريغ التربة ضمن الأنبوب
- ٣- صب الخرسانة ضمن الأنبوب مع سحب الأنبوب في نفس الوقت الذي يتم فيه صب الخرسانة.

ج-٦- الخوازيق المصبوبة بالمكان

يتم تنفيذ هذا النوع من الخوازيق عن طريق إجراء حفرة الخاوزق ضمن التربة بالأبعاد المطلوبة وبعدها يتم صب الخرسانة.

تسمى الأنواع الثلاثة الأولى من الخوازيق بـ خوازيق الإزاحة (Displacement Piles) وتحتلت طريقة حساب قوة تحمل هذه الأنواع الثلاثة عن تلك في النوع الرابع (الخوازيق المصبوبة بالمكان). ويمكن للخوازيق المدقوقة بالمكان (تبعاً لتحمل طبقات التربة المدقوقة فيها) أن تكون إما خوازيق ارتكاز أو خوازيق احتكاك (Friction Piles) أو الإثنين معاً. ولزيادة تحمل الخوازيق، فإنه يمكن زيادة مساحة قاعدتها.

٦-٢- التصميم النهائي للجسور

يقصد بالتصميم النهائي للجسر تصميمه من الناحية الإنسانية ليكون قادرًا على تحمل الحمولات المعرض لها بأمان كافٍ خلال عمره الخدمي ويجب أن يكون تصميم الجسور متوافقًا مع إشتراطات مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2&V2/2). وإن كل عبارة "مواصفات تصميم" ترد في هذا القسم تعني تلك المواصفات وإن لم يذكر تفصيلها.

٦-٢-١- الاعتبارات العامة للتصميم

٦-٢-١-١- فلسفة التصميم

سيتم إعتماد الطريقة الجديدة في التصميم وهي طريقة LRFD (طريقة عامل الحمولة والمقاومة)، والتي بنيت على المعادلة (١-١) في مواصفات التصميم (MA-100-D-V1/2&V2/2)، والتي يجب تحقيقها دائمًا بغض النظر عن طريقة التحليل المتبعة.

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \Phi R_n = R_r \quad (1-1)$$

حيث:

من أجل حالات التحميل التي يكون من المناسبأخذ (γ_i) في قيمتها العليا:

$$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0.95 \quad (2-1)$$

من أجل حالات التحميل التي يكون من المناسبأخذ (γ_i) في قيمتها الدنيا:

$$\eta_i = \frac{1}{\eta_D \eta_R \eta_I} \leq 1.0 \quad (3-1)$$

حيث:

γ_i = عامل تعديل الحمولات: عامل ضرب إحصائي يطبق على تأثيرات القوة وهو محدد في الجدول ١-٣ والجدول ٢-٣ من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2&V2/2) أو الجداول (٨) والجدول (٩) في هذا الدليل.

ϕ = عامل تعديل المقاومة: عامل ضرب إحصائي يطبق على المقاومة الإسمية كما هو مبين في الأقسام ٥، ٦، ٨، ٩، و ١٠. من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2&V2/2).

η = عامل تعديل الحمولات: عامل يتعلق بالمطاوعة، الفصل، الأهمية التشغيلية للجسر.

η_D = عامل يتعلق بالمطاوعة، كما هو مبين في الفقرة ٣-٣-١ من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2&V2/2).

η_R = عامل يتعلق بالفصل، كما هو مبين في الفقرة ٣-٤ من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2&V2/2).

n_1 = عامل يتعلّق بأهمية التشغيل: كما هو مبين في الفقرة ١-٣-٥ من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2&V2/2).

Q_r = تأثيرات القوى.

R_n = المقاومة الاسمية.

$\phi R_n = R_r$ المقاومة المعدلة =

٢-١-٢-٦ - الحالات الحدية (Limit States)

تعتمد طريقة LRFD على الحالات الحدية التالية:

الجدول (٣): الحالات الحدية المستخدمة في طريقة عامل الحمولة والمقاومة

طبيعتها	استخدامها	الحالات الحدية
تؤخذ حالة حد المقاومة للتأكد من قوة وثبات العناصر الإنسانية في مقاومة تراكيب التحميل المتوقع أن يتعرض لها الجسر خلال عمره الخدمي.	للتصميم	حالة حد المقاومة STRENGTH LIMIT STATE
تؤخذ حالة حد الخدمة كقيود على الإجهاد والترخيم وعرض الشقوق تحت تأثير الظروف النظامية للخدمة.	للحقيق	حالة حد الخدمة SERVICE LIMIT STATE
تؤخذ حالة حد التعب كقيود على مجال من الإجهاد ناتج عن تكرار التحميل بشاحنة واحدة لعدد معين من المرات. كما تؤخذ حالة حد الإنكسار كمجموعة من متطلبات الصلاة للمواد.	للحقيق	حالة حد التعب FATIGUE LIMIT STATE
تؤخذ حالة حد الحوادث الطارئة للتأكد من قدرة المنشآت على أداء وظيفتها الخدمية خلال الحوادث الطارئة كالزلزال والفيضانات واصد العربات وغير ذلك من الحوادث.	للحقيق	حالة حد الحوادث الشديدة EXTREME EVENT LIMIT STATE

٢-١-٣-٦ - تراكيب التحميل للحالات الحدية

يعرف تراكيب التحميل بأنه تجميع من الحمولات، كل حمولة فيه مضمونة بعامل الحمولة المناسب، وكل تركيب يناسب حالة معينة حسب طبيعة القوى التي يتعرض لها المنشآت.

تقسم كل حالة حدية إلى مجموعة من الحالات الجزئية حسب تراكيب التحميل، كما هو موضح في الجدول التالي:

الجدول (٤): تراكيب التحميل لكل حالة حدية

حالة حد الحوادث الشاذة EXTREME EVENT LIMIT STATE تركيبان	حالة حد التعب FATIGUE LIMIT STATE تركيب واحد	حالة حد المقاومة STRENGTH LIMIT STATE ٥ تراكيب	حالة حد الخدمة SERVICE LIMIT STATE ٤ تراكيب
EXTREME EVENT I	FATIGUE LIMIT STATE	STRENGTH I	SERVICE I
EXTREME EVENT II	-	STRENGTH II	SERVICE II
-	-	STRENGTH III	SERVICE III
-	-	STRENGTH IV	SERVICE IV
-	-	STRENGTH V	-

وفيما يلي تفسير التراكيب السابقة والحالات التي تؤخذ لأجلها:

الجدول (٥): تراكيب التحميل ومتانته من حالات

حالة القوى المطبقة على المنشأ	الحالة الحدية
تركيب أحمال أساسي يعود للاستخدام العادي للعربات بدون وجود رياح.	حالة حد المقاومة I (STRENGTH I)
تركيب أحمال يعود لاستخدام الجسر من قبل العربات التصميمية الخاصة والمحددة من قبل المالك، وعربات التقييم المسموحة، أو كلاهما بدون رياح.	حالة حد المقاومة II (STRENGTH II)
تركيب أحمال يناسب الحالة التي يكون فيها الجسر معرض لرياح تزيد سرعتها عن ٩٠ كيلومتر في الساعة.	حالة حد المقاومة III (STRENGTH III)
تركيب أحمال يناسب الحالة التي تكون فيها نسبة تأثيرات القوى الناتجة عن الحمولات المئية إلى تأثيرات القوى الناتجة عن الحمولة الحية عالية جداً.	حالة حد المقاومة IV (STRENGTH IV)
تركيب أحمال يناسب الاستخدام الطبيعي الخاص بالعربات للجسر مع وجود رياح بسرعة ٩٠ كيلومتر في الساعة.	حالة الحد الأقصى V (STRENGTH V)

حالة القوى المطبقة على المنشأ	الحالة الحدية
تركيب أحمال يشمل الزلازل.	حالة حد التحميل المفرط الناتج عن الحوادث I (EXTREME EVENT I)
تركيب أحمال يناسب وجود حمولة جليد، وحمولة صدم ناتجة عن السفن والعربات، والأحداث المدروليكية الرئيسية مع تخفيض الحمولة الحية ما عدا تلك التي تكون جزءاً من حمولة صدم العربات، CT.	حالة حد التحميل المفرط الناتج عن الأحداث II (EXTREME EVENT II)
تركيب أحمال يناسب الاستخدام الطبيعي التشغيلي للجسر مع رياح بسرعة ٩٠ كيلومتر في الساعة. ولكن في هذه الحالة تؤخذ الرياح وجسم الأحمال بقيمها الإسمية. ويناسب أيضاً ضبط الإزاحة أو الانحراف في المنشآت المعدنية المطمورة، والأنفاق المبطنة بالصفائح الفولاذية، والأنايبيب البلاستيكية الحرارية، وضبط عرض الشقوق في المنشآت الخرسانية المسلحة، ومن أجل التحليل العرضاني العائد للشد في العوارض girders الخرسانية ذات القطع. يجب استخدام هذا التركيب أيضاً من أجل التحقق من استقرار المنحدرات.	حالة حد الخدمة I (SERVICE I)
تركيب أحمال يهدف للسيطرة على مطاوعة المنشآت المعدنية وانزلاق الوصلات حرجة الانزلاق بسبب الأحمال الحية الخاصة بالعربات.	حالة حد الخدمة II (SERVICE II)
تركيب أحمال من أجل التحليل الطولي ويعود إلى الشد في الأقسام العلوية الخرسانية مسبقة الإجهاد بمدفف السيطرة على الشقوق وإلى الشد الرئيسي في جذوع العوارض الخرسانية ذات القطع.	حالة حد الخدمة III (SERVICE III)
تركيب أحمال يناسب فقط الشد في الأعمدة الخرسانية مسبقة الإجهاد بمدفف ضبط الشقوق.	حالة حد الخدمة IV (SERVICE IV)
تركيب أحمال خاص بالتعب (الكلل) والانكسار ويعود إلى الحمل الحي الرئيسي المتكرر الخاص بالعربات والاستجابات الديناميكية تحت تأثير عربة تصميمية واحدة وذات تبعادات محاور كتلك المحددة في الفقرة ١-٦-٣ .	حالة حد التعب FATIGUE

٤-١-٢-٦ - الحمولات وعوامل الحمولة

تضمن الحمولات التي تتعرض لها الجسور ما يلي:

١. الحمولات الدائمة.

٢. الحمولات الحية أو العابرة.

١- الحمولات الدائمة

تتضمن مaily:

CR : تأثيرات القوة الناتجة عن الرمح. وتحسب من الفقرة ٣-٤-٥ من مواصفات تصميم الجسور (MA-).

(100-D-V1/2&V2/2).

DD : قوة السحب للأسفل down-drag force. وتحسب من الفقرة ٨-١٠-٣ من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2&V2/2).

DC : الحمل الميت للمكونات الإنسانية ومرافقها الغير الإنسانية. وهي عبارة عن وزن ذاتي يتعلق يكتافة المادة التي تؤخذ من الجدول ٤-٣ من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2&V2/2).

DW : الحمل الميت للسطح الحتية (سطوح السير) والمرافق الخدمية. وهي عبارة عن وزن ذاتي يتعلق يكتافة المادة التي تؤخذ من الجدول ٣-٤ من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2&V2/2).

EH : الحمل الأفقي لضغط التربة. وتحسب من الفقرة ٥-١٠-٣ من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-).

(V1/2&V2/2).

EL : تأثيرات القوة بمظاهر مختلفة والناتجة عن المراحل التنفيذية، متضمنة رفع أجزاء منفصلة من الدعامات الكابولية المثبتة من طرف واحد في حالة التنفيذ بالقطع.

ES : الحمل الإضافي الزائد للردميات. وبحسب من الفقرة ٣-١٠-٣ و٣-٦-١٠ و٣-٦-٢ و٣-٦-١ من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2&V2/2).

EV : الضغط الرئيسي من الحمل الميت للردميات. وهي عبارة عن وزن ذاتي يتعلق يكتافة المادة التي تؤخذ من الجدول ٣-٤ من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2&V2/2).

PS : القوى الثانوية الناتجة عن الشد اللاحق. حسب الفقرة ٣-١١-٦ من مواصفات تصميم الجسور (MA-).

(100-D-V1/2&V2/2).

SH : تأثيرات القوى نتيجة الانكمash. وتحسب من الفقرة ٣-٢-٤-٥ من مواصفات تصميم الجسور (MA-).

(100-D-V1/2&V2/2).

والحساب الأوزان الذاتية لابد من معرفة كثافة المادة التي يراد حساب وزنها وفيما يلي جدول لبعض كثافات المواد الشائعة الإستخدام في منشآت الجسور وهذا الجدول هو الجدول ٣-٤ من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2&V2/2).

الجدول (٦) : الكثافات

الكثافة (كغ/م ^٣)	المادة
٢٨٠٠	سبائك الألومنيوم
٢٢٥٠	طبقات التغطية البيتومينية
٧٢٠٠	الحديد المصبوب في قوالب الصب
٩٦٠	ردميات النفايات
١٩٢٥	الرمل المضغوط أو السيليت أو الغضار
١٧٧٥	منخفضة الكثافة
١٩٢٥	رملية منخفضة الكثافة
٢٣٢٠	ذات كثافة طبيعية مع $f'_c \leq 35 \text{ MPa}$
$2240 + 2.29 f'_c$	ذات كثافة طبيعية مع $35 < f'_c \leq 105 \text{ MPa}$
١٦٠٠	الرمل السائب أو السيليت أو الحصى
١٦٠٠	الغضار الطري
٢٢٥٠	الحصى المدور أو كسارة الحجارة أو الحصمة
٧٨٥٠	الحديد
٢٧٢٥	حجارة البناء
٩٦٠	فاسي
٨٠٠	طري
١٠٠٠	عذب
١٠٢٥	مالح
الكتلة في واحدة الطول (كغ/مم)	الفرقة
٠.٣	سكة النقل والروابط والمثبتات لكل مسار

٤ - الحمولات العابرة (الحية)

تتضمن مايلي :

BR : قوة الكبح للمركبة. وتحسب من الفقرة ٦-٣-٤ من مواصفات تصميم الجسور (MA-100).

CE : القوة النابذة على المركبة. تتحسب من الفقرة ٦-٣-٣ من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2).

CT : قوة الصدم للمركبة. حسب الفقرة ٦-٣-٥ من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-).

(V1/2).

CV : قوة التصادم للسفن. حسب الفقرة ١٣-٣ من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-).

(V1/2).

EQ : جمولة الزلزال. حسب الفقرة ٩-٣ من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2).

FR : حمولة الاحتكاك. حسب الفقرة ١٢-٣ من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-).

(V1/2).

IM : عامل التحميل الديناميكي للمركبة. ويؤخذ من الفقرة ٣-٦-٢ من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2).

LL : الحمل الحي للمركبة.

LS : الحمل الحي الإضافي الزائد. ويحسب من الفقرة ٤-٦-١٠-٣ من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2).

PL : الحمل الحي للمشاة. حسب الفقرة ٣-٦-١-٦ من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2).

(100-D-V1/2).

SE : تأثيرات القوة نتيجة الهبوطات. حسب الفقرة ٣-١١-٥ من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2).

TG : تأثيرات القوة نتيجة التدرج الحراري. حسب الفقرات ٤-٦-٦ و ٤-١٠-٥ من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2).

TU : تأثيرات القوة نتيجة الحرارة المتطرفة. حسب الفقرة ٣-١١-٢ من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2).

WA : حمل الماء وضغط التيار (الأمواج). حسب الفقرة ٧-٣ من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2).

WL : تأثير الرياح على الحمل الحي. حسب الفقرة ٣-١-٨-٣ و ٣-٨-٣ من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2).

WS : حمل الرياح على المنشآت. حسب الفقرة ٣-٨-٣ و ٢-١-٨-٣ من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2).

أ- الحمولة الحية للمركبات **LL**

يتضمن الحمل الحي للمركبات ثلاثة حالات للحمولة وهي:

- الحمولة الحرارية.

- حمولة العجلة الثنائية.

- حمولة العربة أو الشاحنة.

أ-١- الحمولة الحرارية

هي عبارة عن حمولة موزعة بانتظام على طول فتحة الجسر وبعرض ٣ م وبشدة ٢٠ كيلونيوتن / م. ولا يتم ضرب التأثيرات الناتجة عنها من عزوم وقوى بالعامل динاميكي.

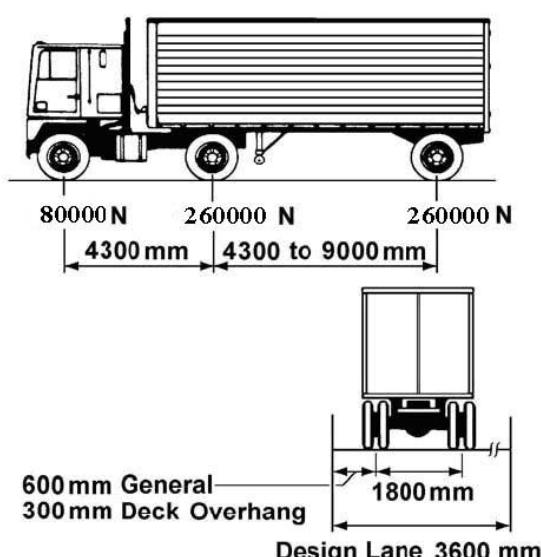
أ-٢- حمولة العجلة الثنائية

وهي عبارة عن حمولة محورين يبتعدان عن بعضها مسافة ٢ م بإتجاه طول الجسر و ١,٨ م بإتجاه عرض الجسر، وشدة كل محور هي ٢٥٠ كيلونيوتن. ويجب ضرب تأثيرات القوى الناتجة عنها بالعامل динاميكي.

أ-٣- حمولة العربة أو الشاحنة (شاحنة وزارة النقل)

وهي عبارة عن حمولة ثلاثة محاور تكون تباعداً كما في الشكل (٥٤). ويجب ضرب تأثيرات القوى الناتجة عنها بالعامل динاميكي.

يتراوح التباعد بين المحورين الخلفيين للشاحنة بين ٤,٣ و ٩٠ م تبعاً للحالة التي تعطي أكبر تأثير لقوى.



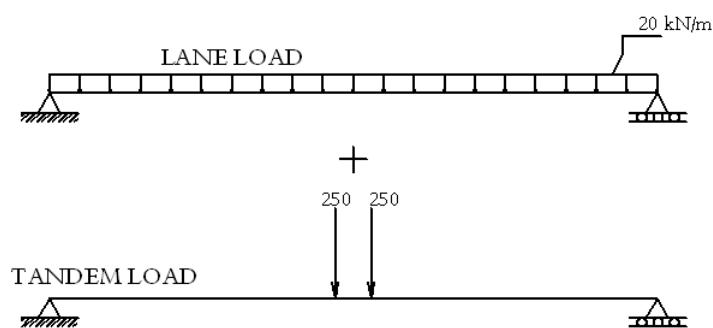
الشكل (٥٤): صفات شاحنة وزارة النقل

ب- تطبيق الحمولة الحية للمركبات حسب طريقة LRFD

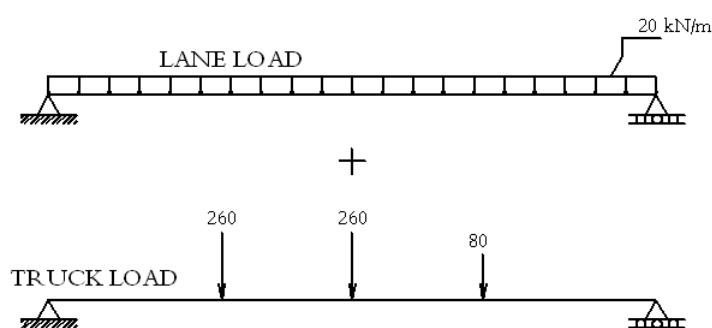
ب- ١- التحميل من أجل حساب تأثيرات القوى على العناصر الرئيسية الطولية

يؤخذ تأثير القوى الأعلى بالقيمة الأكبر من بين التأثيرات التالية:

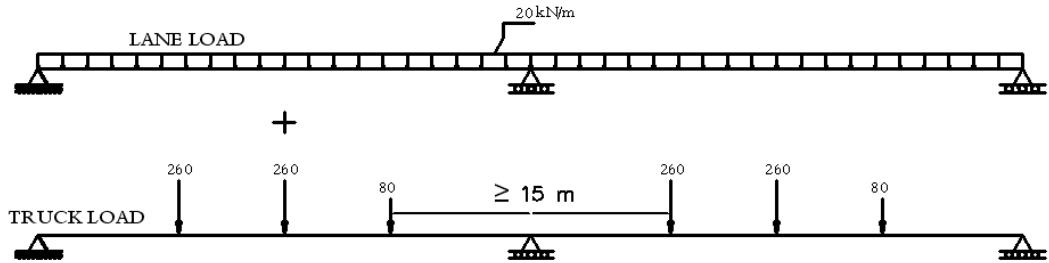
- التأثير الناتج عن حمولة العجلة الثنائية مضافاً إلى التأثير الناتج عن الحمولة الحرارية، أو



- التأثير الناتج عن حمولة الشاحنة ذات التباعد المتبادر بين المحورين الخلفيين ، مضافاً إلى التأثير الناتج عن الحمولة الحرارية.



- من أجل العزم السالب الواقع بين نقطتي إنعدام العزم الموجب للحمولة الحرارية (في حالة البحور المستمرة)، وكذلك من أجل رد الفعل على الركيزة الوسطية، فإنه تؤخذ نسبة ٩٠٪ من التأثير الناتج عن وضع شاحتين متبعتين عن بعضهما مسافة ١٥ م على الأقل مقاسة بين محور أحد الشاحتين الإمامي والمحور الخلفي للأخرى، مع نسبة ٩٠٪ من التأثير الناتج عن الحمولة الحرارية. وفي هذه الحالة تؤخذ المسافة بين محاور كل شاحنة على أنها ٤,٣ م. ويجب أن توضع الشاحتين التصميميتين على البحور المتباورة لإعطاء أكبر تأثير للقوى.

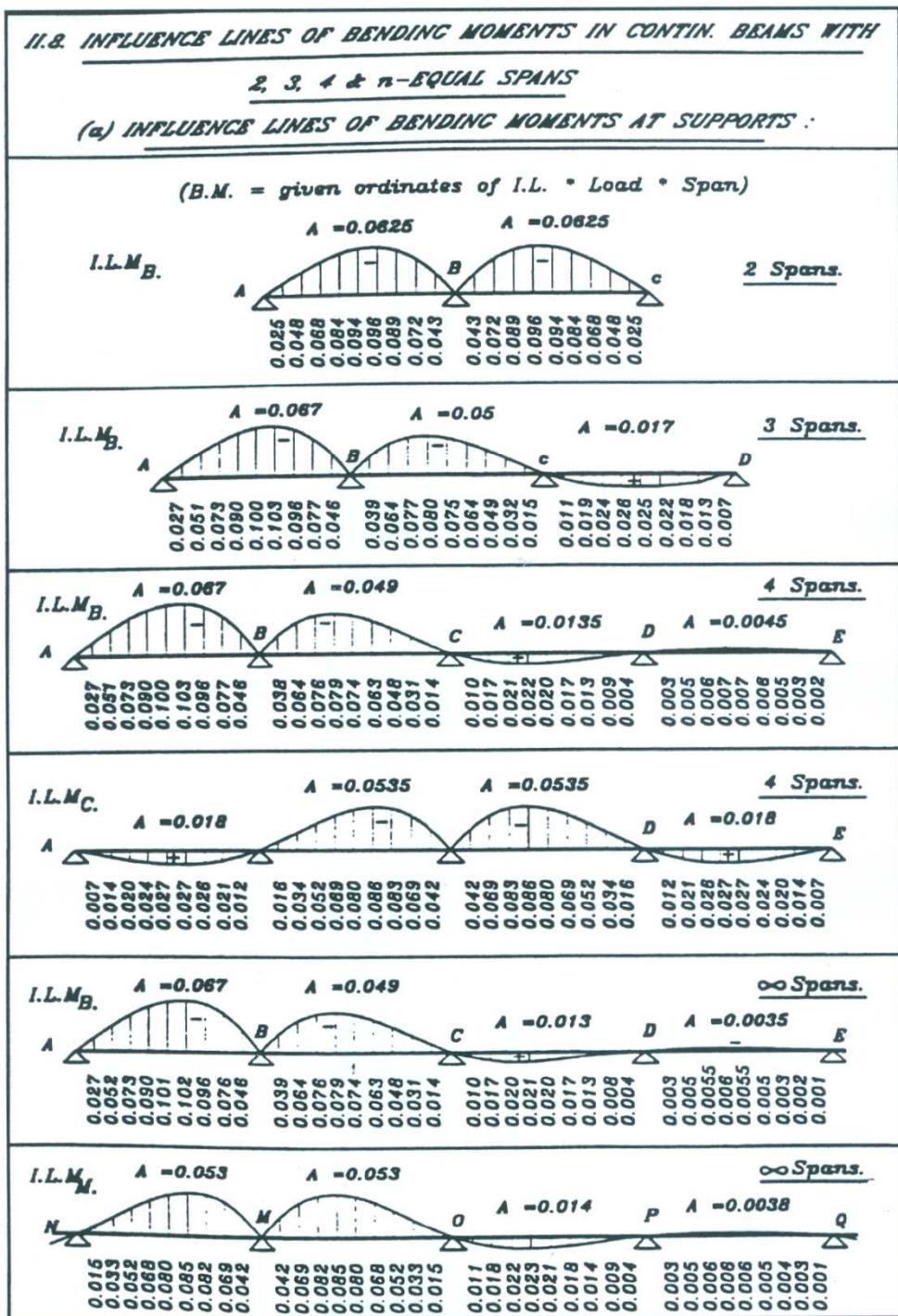


الوضع الذي يعطي أكبر تأثيرات للقوى على المنشأ

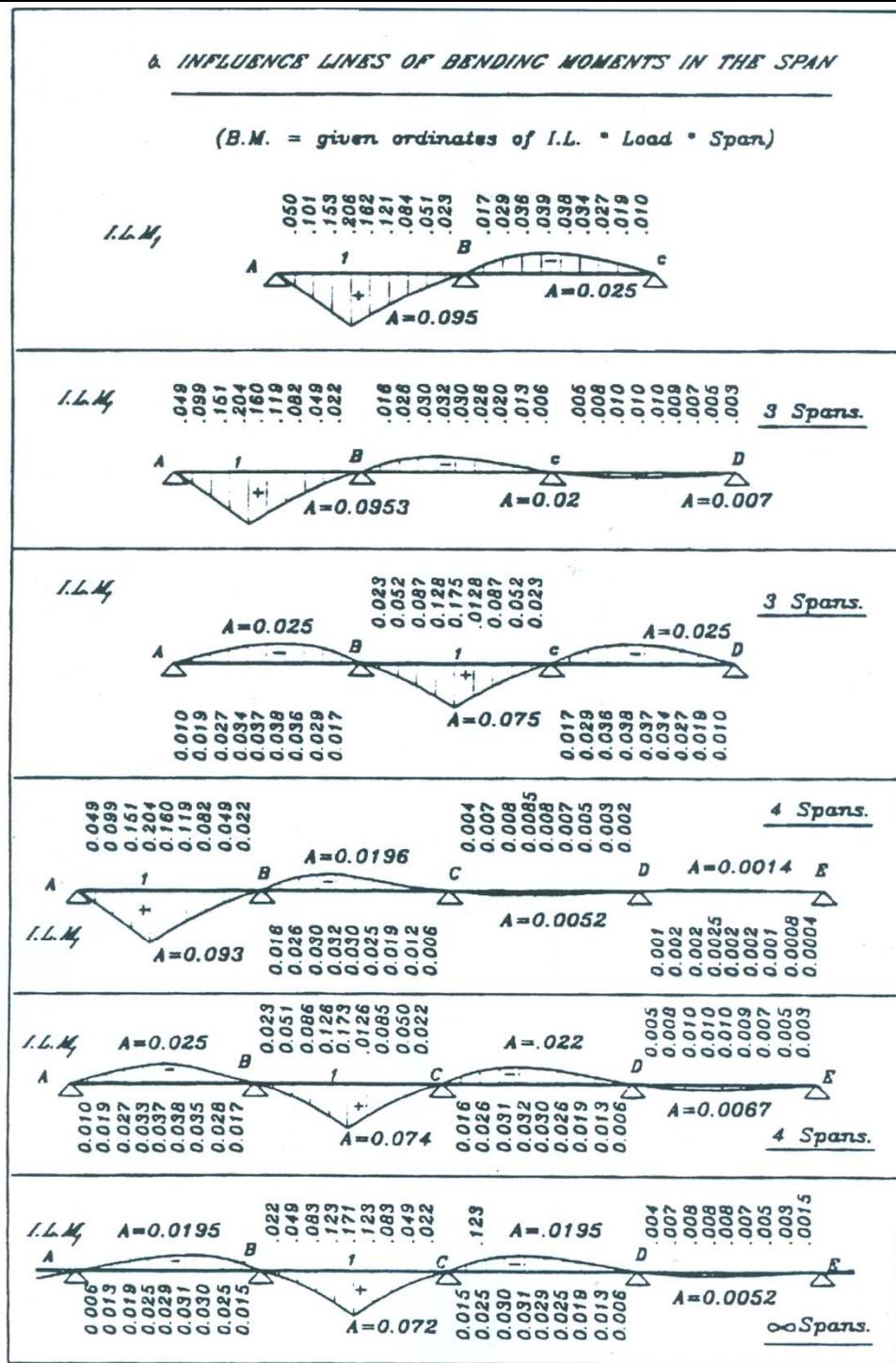
لمعرفة الوضع الذي يعطي أكبر تأثيرات للقوى على المنشأ لا بد من تقسيم البحر إلى خطوط لا تزيد عن ٨/١ من طول البحر ومن ثم رسم خطوط تأثير العزم والقص ورد الفعل ومنها يتم إستنتاج مخلف تأثيرات القوى على المنشأ.

ونظراً لصعوبة رسم خطوط التأثير وخاصة عند تعدد البحور فهناك طريقتان وهما:

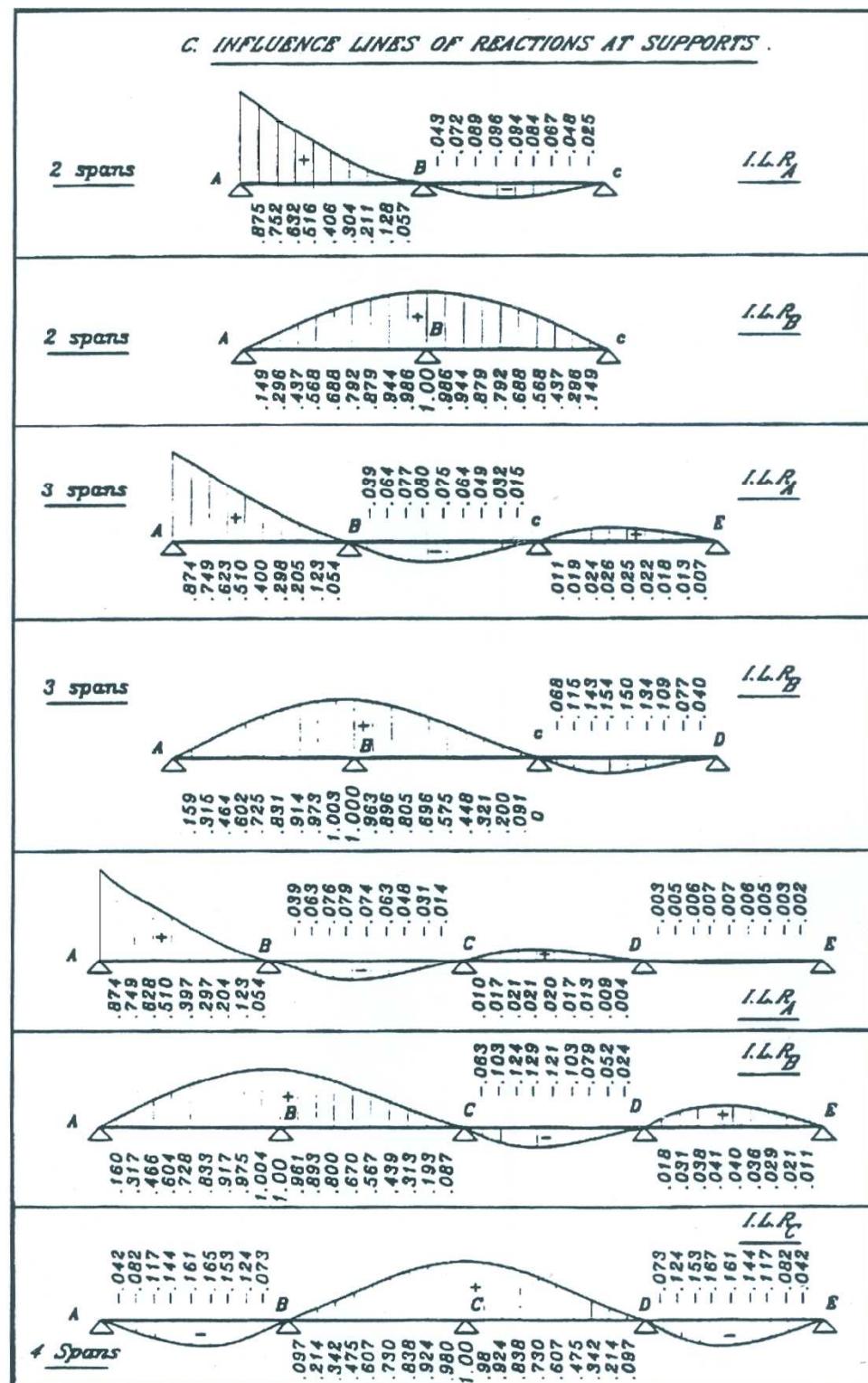
- الإستعانة بالحاسوب الآلي وبرامج إنشائية مثل SAP2000.
- الإستعانة بالنماذج الجاهزة والتي تعطي قيم خطوط التأثير بدلالة طول البحر. وفيما يلي بعض النماذج الجاهزة المفيدة للمصمم.



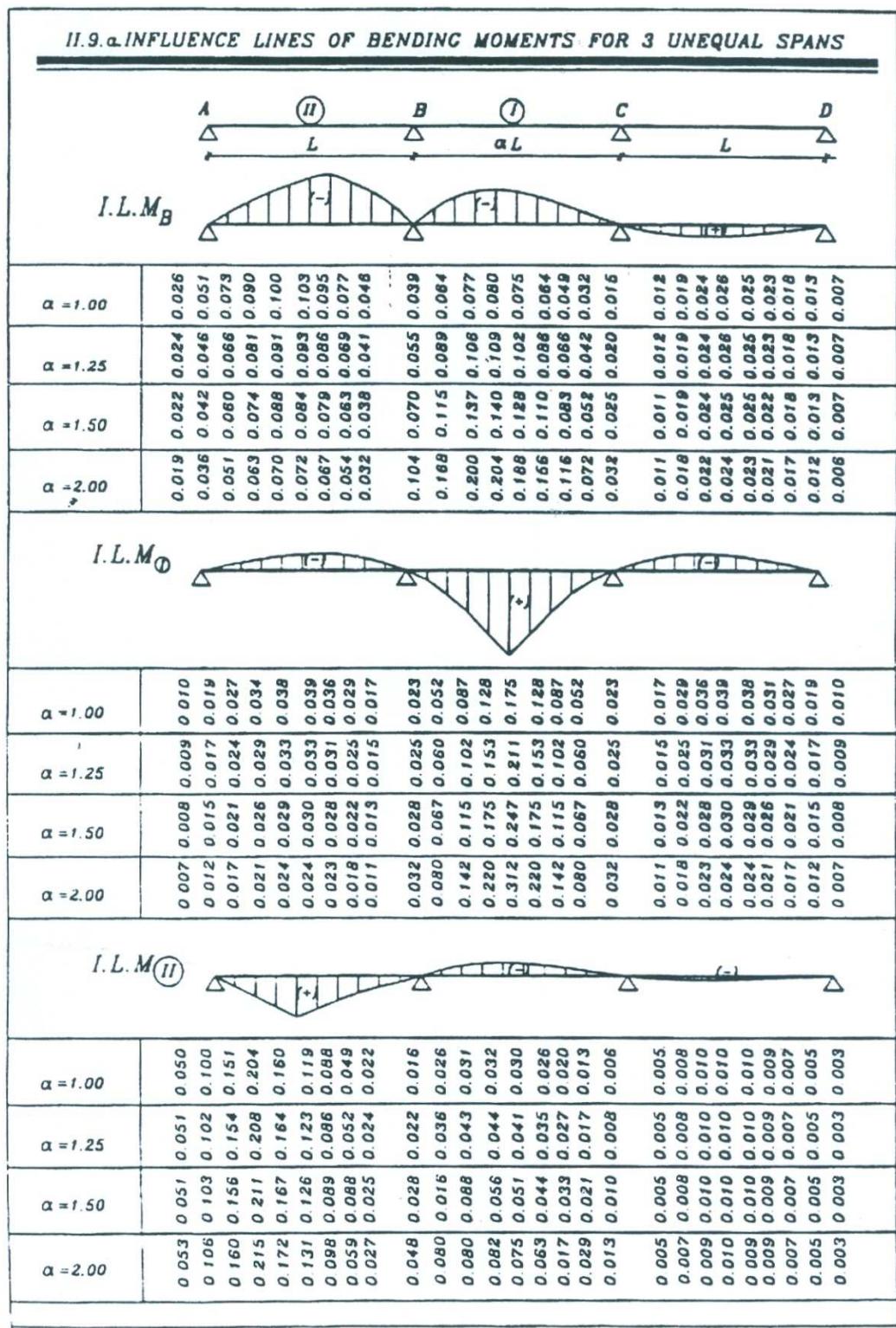
الشكل (٥٥): خطوط تأثير عزم الإنحناء عند المساند لكمارات مستمرة بفتحات متساوية



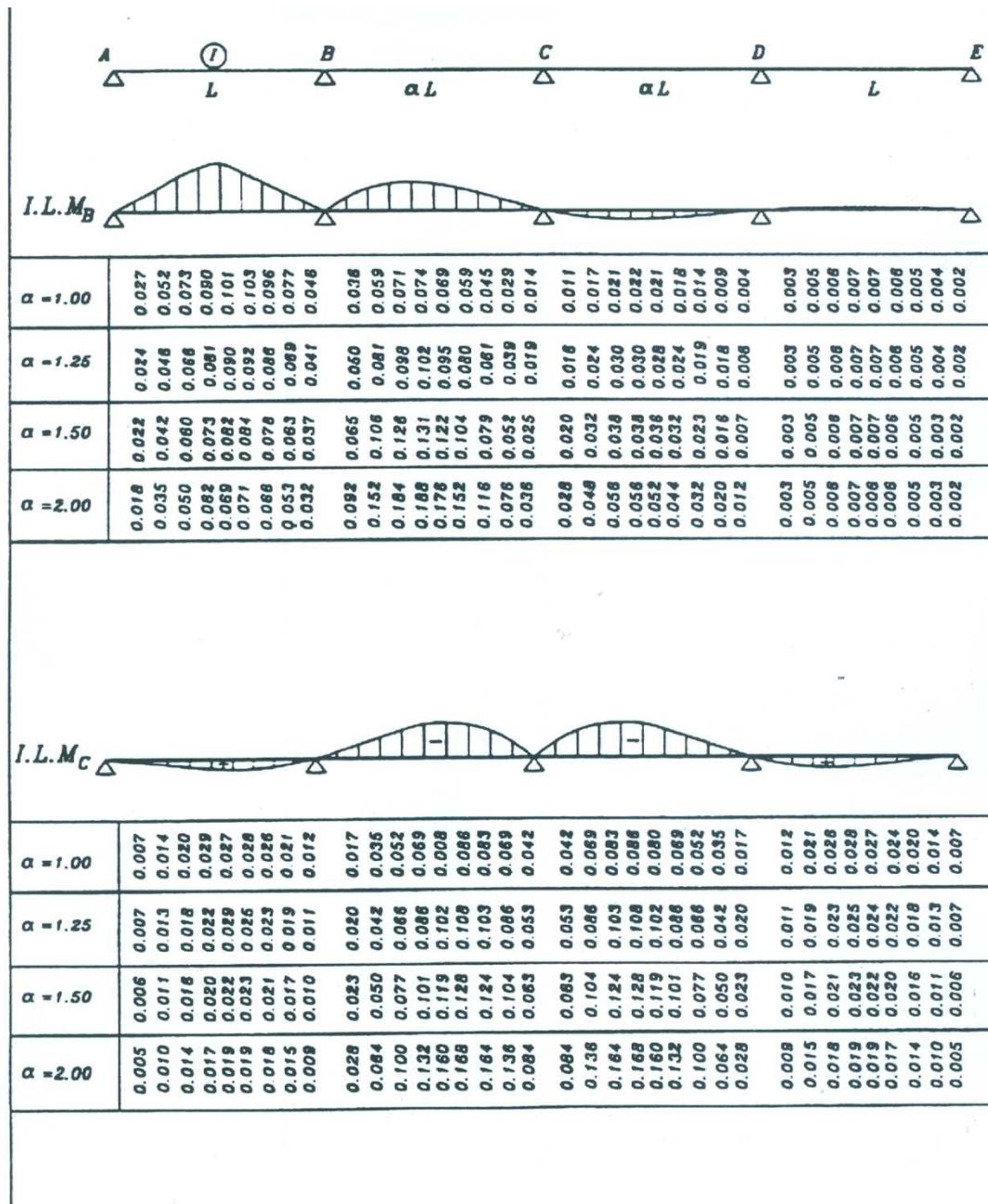
الشكل (٥٦): خطوط تأثير عزم الإنحناء لمقاطع فتحات الکمرات المستمرة ذات الفتحات متساوية



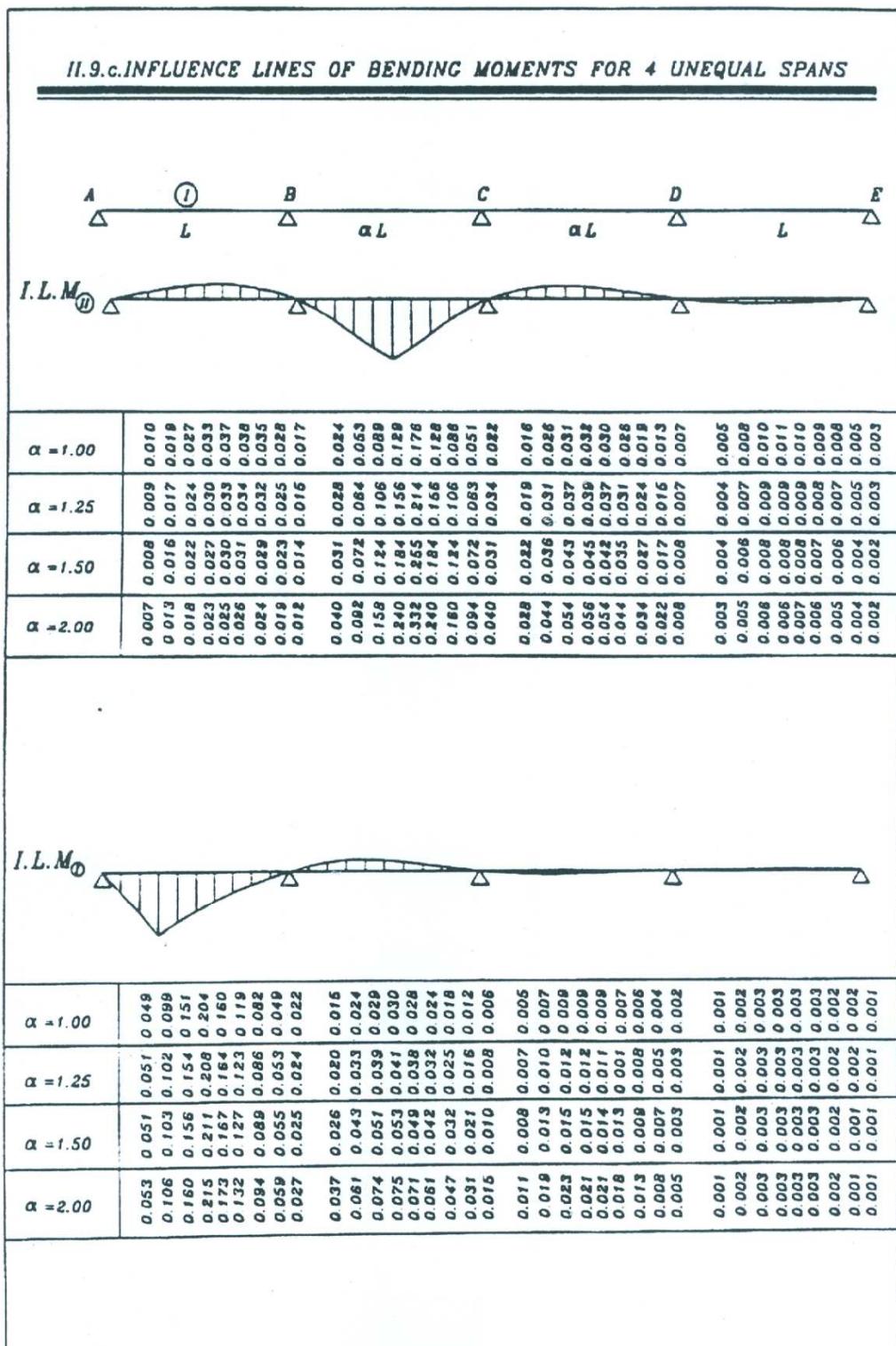
الشكل (٥٧): خطوط تأثير رد الفعل لكرمات مستمرة بفتحات متساوية



الشكل (٥٨): خطوط تأثير عزم الإنحناء لكمارات مستمرة بثلاث فتحات غير متساوية



الشكل (٥٩) : خطوط تأثير عزم الإنحناء عند المساند لكمارات مستمرة بأربع فتحات غير متساوية



الشكل (٦٠): خطوط التأثير لعزم الإنحناء لمقاطع ضمن البحير لكرمة مستمرة بأربع فتحات غير متساوية

ب-٢- التحميل من أجل تقييم الترخيمات الناتجة عن الحمولة الحية
 يجب إتباع التعليمات الواردة في الفقرة ٣-١-٦-٣ من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-). (V1/2)

ب-٣- التحميل من أجل بلاطات السطوح وأنظمة السطوح والبلاطات العلوية للعبارات الصندوقية
 يجب إتباع التعليمات الواردة في الفقرة ٣-١-٦-٣ من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-). (V1/2)

ب-٤- تحميل كابولي البلاطة
 يجب إتباع التعليمات الواردة في الفقرة ٣-١-٦-٣ من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-). (V1/2)

ب-٥- التحميل للتحقق من الكل
 يجب إتباع التعليمات الواردة في الفقرة ٣-١-٦-٤ من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-). (V1/2)

ج- عامل التحميل динاميكي
 يضرب هذا العامل على الشكل ($IM = 1 + IM_1$) بالتأثيرات الناتجة عن حمولة الشاحنة أو حمولة العجلة الثانية فقط ولا يضرب بالتأثيرات الناتجة عن الحمولة الحرارية أو أي حمولة أخرى.
 يؤخذ العامل динاميكي حسب الجدول التالي وهو الجدول (٨-٣) من مواصفات تصميم الجسور .(MA-100-D-V1/2)

الجدول (٧): عامل التحميل динاميكي، IM

IM	المكون
%٧٥	فواصل القسم العلوي - جميع حالات التحميل
%١٥	• حالات حد التعب والانكسار • جميع المكونات الأخرى
%٣٣	جميع حالات التحميل الأخرى

وللمنشآت المدفونة يؤخذ من المعادلة التالية:

$$IM = 33 \left(1.0 - 4.1 \times 10^{-4} D_E \right) \geq 0\% \quad (١-٥)$$

حيث:

: العمق الأدنى للغطاء الترابي فوق المنشأ (D_E).

٣ - عوامل الحمولة

تعطى عوامل الحمولة لكل تركيب تحميل بالقيم الواردة في الجداولين التاليين:

الجدول (٨): تراكيب الأحمال وعوامل التحميل

Load Combination Limit State	DC	LL	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Use One of These at a Time			
	DD	IM								EQ	IC	CT	CV
DW	CE												
EH	BR												
EV	PL												
ES	LS												
STRENGTH I (unless noted)	γ_p	1.75	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—
STRENGTH II	γ_p	1.35	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—
STRENGTH III	γ_p	—	1.00	1.40	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—
STRENGTH IV	γ_p	—	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	—	—	—	—	—	—
STRENGTH V	γ_p	1.35	1.00	0.40	1.00	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—
EXTREME EVENT I	γ_p	γ_{EQ}	1.00	—	—	1.00	—	—	—	1.00	—	—	—
EXTREME EVENT II	γ_p	0.50	1.00	—	—	1.00	—	—	—	—	1.00	1.00	1.00
SERVICE I	1.00	1.00	1.00	0.30	1.00	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—
SERVICE II	1.00	1.30	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	—	—	—	—	—	—
SERVICE III	1.00	0.80	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—
SERVICE IV	1.00	—	1.00	0.70	—	1.00	1.00/1.20	—	1.0	—	—	—	—
FATIGUE—LL, IM & CE ONLY	—	0.75	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

الجدول (٩): عوامل التحميل من أجل الحمولات الدائمة، γ

Type of Load, Foundation Type, and Method Used to Calculate Downdrag	Load Factor		
	Maximum	Minimum	
DC: Component and Attachments	1.25	0.90	
DC: Strength IV only	1.50	0.90	
DD: Downdrag	Piles, α Tomlinson Method Piles, λ Method Drilled shafts, O'Neill and Reese (1999) Method	1.4 1.05 1.25	0.25 0.30 0.35
DW: Wearing Surfaces and Utilities	1.50	0.65	
EH: Horizontal Earth Pressure			
• Active	1.50	0.90	
• At-Rest	1.35	0.90	
• AEP for anchored walls	1.35	N/A	
EL: Locked-in Construction Stresses	1.00	1.00	
EV: Vertical Earth Pressure			
• Overall Stability	1.00	N/A	
• Retaining Walls and Abutments	1.35	1.00	
• Rigid Buried Structure	1.30	0.90	
• Rigid Frames	1.35	0.90	
• Flexible Buried Structures other than Metal Box Culverts	1.95	0.90	
• Flexible Metal Box Culverts	1.50	0.90	
ES: Earth Surcharge	1.50	0.75	

ومن أجل معرفة عوامل الحمولة الناجمة عن التشوهات المركبة، تتم العودة إلى الجدول ٣-٣ من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2).

٦-١-٢-٥- الإعتبارات الأساسية لتصميم الجسور الخرسانية حسب مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D)

١- إعتبارات تصميم القسم العلوي للجسور ذات العوارض والكمارات

أ- اختيار المقطع العرضي المثالي

أ-١- الكمرات مسبقة الصنع مسبقة الإجهاد

- الجناح العلوي (الفقرة ٥-١-١٨-٥-أ) من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-) .(V1/2).

- الجناح السفلي (الفقرة ٥-١-١٨-٥-ب) من مواصفات تصميم الجسور -MA-100-D- .(V1/2)

- الجذوع (الفقرة ١-٥-١-٨-٥) من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2).
 - إرتفاع المقطع (الفقرة ٣-٦-٢-٥-٢) من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-).
 - التسلیح الأصغری (الفقرة ٤-٣-٧-٥ و الفقرة ٤-٣-٧-٥) من مواصفات تصمیم الجسور (MA-100-D-V1/2).
 - أجهزة الرفع (الفقرة ٣-٢-١-١٨-٥) من مواصفات تصمیم الجسور (MA-100-D-).
 - الفوائل (الفقرة ٢-٣-١-١٨-٥) من مواصفات تصمیم الجسور (MA-100-D-V1/2).
- أ-٢- الكمرات المصبوبة بالمكان ذات المقطع T والمقطع الصندوقي متعدد الجذوع**
- الجناح العلوي (الفقرة ١-٥-١-١٨-٥) من مواصفات تصمیم الجسور (MA-100-D-).
 - الجناح السفلي (الفقرة ١-٥-١-١٨-٥-١-ب) من مواصفات تصمیم الجسور (MA-100-D-).
 - الجذوع (الفقرة ١-٥-١-١٨-٥-١-ج) من مواصفات تصمیم الجسور (MA-100-D-).
 - إرتفاع المقطع (الفقرة ٣-٦-٢-٥-٢) من مواصفات تصمیم الجسور (MA-100-D-).
 - التسلیح (الفقرة ٢-٥-١-١٨-٥) من مواصفات تصمیم الجسور (MA-100-D-V1/2).
 - التسلیح الأصغری (الفقرة ٤-٣-٧-٥ و الفقرة ٤-٣-٧-٥) من مواصفات تصمیم الجسور (MA-100-D-V1/2).
 - تسلیح الإنكماش والتسلیح الحراري (الفقرة ٦-١٠-٥) من مواصفات تصمیم الجسور (MA-100-D-V1/2).
 - العرض الفعال للجناح (الفقرة ٦-٢-٦-٤) من مواصفات تصمیم الجسور (MA-100-D-).

ب- تصميم بلاطات السطوح الخرسانية المسلحة التقليدية

- بلاطات السطوح (الفقرة ٤-٢-٦-١) من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-).

.(V1/2)

- العمق الأدنى (الفقرة ٧-١-١-٧) من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V2/2).

- التصميم التجريبي (الفقرة ٧-٢-٧) من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V2/2).

- التصميم التقليدي (الفقرة ٧-٣-٧) من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V2/2).

- طريقة الشريحة (الفقرة ٤-٢-٦-١) من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2).

- تطبيق الحمولة الحية (الفقرة ٣-٣-١-٦-٣ والفقرة ٤-٢-٦-١-٥) من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2).

- توزيع حديد التسلیح (الفقرة ٢-٣-٧-٧) من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-).

.(V2/2)

- تصميم الكابولي للبلاطة (الفقرة ٣-١-٦-٣-٤ والفقرة ١١-١٣-٤) من مواصفات تصميم

.الجسور (MA-100-D-V1/2&V2/2).

ج- إختيار عوامل المقاومة

- من (الفقرة ٤-٢-٤-٥) من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2).

د- إختيار معدّلات الحمولة

- المطاوعية (الفقرة ١-٣-١) من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2).

- تكرار التشغيل والإستثمار (الفقرة ١-٣-٤) من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-).

.(V1/2)

- أهمية التشغيل (الفقرة ١-٣-٥) من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2).

ه- إختيار تراكيب الحمولة المناسبة وعوامل التحميل

- من الفقرة ٦-١-٤-٣ في هذا الدليل أو من (الفقرة ٣-٤-١ والجدول ٣-١) من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2).

و- حساب تأثيرات القوى الناتجة عن الحمولة الحية

• الحمولة الحية من الفقرة ٦-٢-٤-١-٢-٦-٢-أ في هذا الدليل أو من الفقرة ٦-٣-١ من

مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2).

• عدد الحارات (الفقرة ٦-٣-١-١-١) من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-

.(V1/2)

• عامل الوجود المتعدد (الفقرة ٦-٣-١-١-٢) من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-

.(V1/2)

• عامل التحميل الديناميكي من الفقرة ٦-٢-٤-١-٢-٦-٢-ج أو من الفقرة ٦-٣-٢ من

مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2&V2/2).

• عامل التوزيع العرضي للعزم

○ الكمرات الداخلية مع بلاطات سطح خرسانية (الفقرة ٤-٦-٢-٢-ب) من مواصفات

تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2).

○ الكمرات الخارجية (الفقرة ٤-٦-٢-٢-٥) من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-

.(D-V1/2)

○ الجسور المنحرفة (الفقرة ٤-٦-٢-٢-٥) من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-

.(V1/2)

• عامل التوزيع العرضي للقص

○ الكمرات الداخلية (الفقرة ٤-٦-٢-٢-٣-أ) من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-

.(D-V1/2)

○ الكمرات الخارجية (الفقرة ٤-٦-٢-٢-٣-ب) من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-

.(D-V1/2)

○ الجسور المنحرفة (الفقرة ٤-٦-٢-٢-٣-ج والجدول ٤-١١) من مواصفات تصميم

الجسور (MA-100-D-V1/2).

• ردود الأفعال على القسم السفلي من الجسر (الفقرة ٦-٣) من مواصفات تصميم الجسور

.(MA-100-D-V1/2)

ز- حساب تأثيرات القوى الناتجة عن الحمولات الأخرى حسب المطلوب**ح- التحقيقات على حالة حد الخدمة**

تتضمن تحقيقات حالة حد الخدمة ما يلي:

- ضياعات سبق الجهد (الفقرة ٥-٩-٥) من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-).

.(V1/2)

- حدود الإجهادات لكيابلات سبق الجهد (الفقرة ٣-٩-٥) من مواصفات تصميم الجسور

.(MA-100-D-V1/2)

- حدود الإجهادات للخرسانة مسبقة الإجهاد (الفقرة ٤-٩-٥) من مواصفات تصميم الجسور

.(MA-100-D-V1/2)

- قبل الضياعات (الفقرة ١-٤-٩-٥) من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-).

.(V1/2)

- بعد الضياعات (الفقرة ٢-٤-٩-٥) من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-).

.(V1/2)

- ضبط التشقق (الفقرة ٥-١-٩-٥) من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2).

- الكلل (الفقرة ٣-٥-٥) من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2).

- الترخيم والدوران (الفقرات ٢-٣-١-٦-٢-٥-٢ و ٢-٣-١-٦-٢-٥-٢ و ٢-٦-٣-٧-٥) من

مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2).

ط- التحقيقات على حالة حد المقاومة

تتضمن تحقيقات حالة حد المقاومة ما يلي:

- الإنحناء

- الإجهادات في كيابلات سبق الجهد المتلاحمه مع الخرسانة (المحقونة) (الفقرة ١-٣-٧-٥ - ١-٣-٧-٥).

1) من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2).

- الإجهادات في كيابلات سبق الجهد الغير متلاحمه مع الخرسانة (الفقرة ٥-١-٣-٧-٥).

من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2).

- المقاومة على الإنحناء (الفقرة ٢-٣-٧-٥) من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-) .(D-V1/2)

- حدود التسلیح (الفقرة ٢-٣-٧-٥) من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-) .(V1/2)

- القص (بافتراض عدم وجود عزم قتل) (الفقرة ٨-٥) مواصفات تصميم الجسور (MA-100-) .(D-V1/2)

- إشتراطات العامة (الفقرة ١-٨-٥) مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2).
- تصميم المقطع المعرض للقص (الفقرة ٢-٨-٥) مواصفات تصميم الجسور (MA-100-) .(D-V1/2)

ي- تحقيق التفصيلات

- إشتراطات التغطية (الفقرة ١-١٠-٥) مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2).
- طول التلامم للتسلیح العادي (الفقرة ٢-١٦-٥) مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-) .(V1/2)

- طول التلامم لفولاذ سبق الجهد (الفقرة ٤-١٦-٥) مواصفات تصميم الجسور (MA-100-) .(D-V1/2)

- الوصلات (الفقرة ٥-١٦-٥ و ٦-١٦-٥) مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-) .(V1/2)

- مناطق الإرساء
- حالة الشد اللاحق (الفقرة ١٣-٥) مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2).
- حالة الشد السابق (الفقرة ١٤-٥) مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2).
- قنوات أو أجرية سبق الجهد (الفقرة ٦-٤-٥) مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-) .(V1/2)

- الحدود البعدية للكيبلات
- إحكام الكيبل (الفقرة ١١-٥) مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2).

- تأثير إثناء الكيبلات (الفقرة ١١-٥) مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2).
 - حدود التباعد (الفقرة ٢-٣-١٠) مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2).
 - حدود تباعد حديد التسليح العادي (الفقرة ١٠-٥) مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2).
 - التسليح العرضاني (الفقرة ٤-١٠-٥ و ٥-١٠-٥) مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2).
 - النهايات الطرفية للكمرات (الفقرة ٥-٢-١٧) مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2).
- ٢ - إعتبارات تصميم جسور البلاطات**
- إن إعتبارات تصميم جسور البلاطات مشابهة بشكل عام لإعتبارات تصميم الجسور ذات العوارض والكمرات مع أحد الإستثناءات التالية بعين الإعتبار:
- أ - حالة البلاطات المصمتة**
- ١ . العمق الأدنى الموصى به للبلاطات من الفقرة (٣-٦-٢-٥-٢) من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2).
 - ٢ . تحديد عرض شريحة الحمولة الحية من الفقرة (٣-٢-٦-٤) من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2).
 - ٣ . تحديد إمكانية تطبيق الحمولة الحية على البلاطات وأنظمة البلاطات من (الفقرة ٣-٣-١-٦-٦) من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2).
 - ٤ . تصميم الكمرة الطرفية.
 - ٥ . التحقق من القص من الفقرة (٤-١-٧-٧) من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2).
 - ٦ . التتحقق من توزيع حديد التسليح من الفقرة (٥-٣-١٧-٦) من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2).

من الفقرة (٢-٣-٧-٧) من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2).

بــ حالة البلاطات المفرغة

فيجب التتحقق أيضاً مما يلي:

١. التتحقق من الأبعاد الدنيا والعليا للبلاطة

من الفقرة (٤-٢-٤-١٨) من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2).

٢. تصميم الكمرات العرضية

من الفقرة (٤-٢-٣-١٨) من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2).

٣. تحقيق متطلبات التصميم

من الفقرة (٤-٢-٤-١٨) من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2).

٣ــ اعتبارات تصميم القسم السفلي من الجسر (Substructure)

يجب أن يراعى عند تصميم القسم السفلي للجسر أن يكون عرض مكان استناد القسم العلوي أقل ما يمكن.

أــ إيجاد تأثيرات القوى التي لم تحسب عند تصميم القسم العلوي

أــ ١ــ التأثيرات الناتجة عن الرياح

من الفقرة (٣-٨) من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2).

أــ ٢ــ التأثيرات الناتجة عن المياه

من الفقرة (٣-٧) من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2).

أــ ٣ــ التأثيرات الناتجة عن الحت (Scour)

من الفقرة (٢-٤-٤-٦) من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2).

أــ ٤ــ تأثيرات الزلازل

من الفقرة (٤-٧-١٠) و(٤-٤) من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2).

أ-٥- تأثيرات الحرارة

من الفقرات (٣-١١) و (٤-٦) من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2).

أ-٦- تأثيرات الناتجة عن التشوّهات المركبة

من الفقرة (٣-١١) من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2).

أ-٧- التأثيرات الناتجة عن صدم العربات

من الفقرة (٣-٦) من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2).

أ-٨- التأثيرات الناتجة عن صدم السفن في حال وجودها

من الفقرة (٣-١٣) من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2).

أ-٩- التأثيرات الناتجة عن الكبح

من الفقرة (٣-٦) من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2).

أ-١٠- التأثيرات الناتجة عن القوة النابذة

من الفقرة (٣-٦) من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2).

أ-١١- التأثيرات الناتجة عن ضغط التربة

من الفقرة (٣-١٠) من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2).

ب- التحليل الإنثائي ووضع تراكيب التحميل**ب-١- تراكيب الأحمال**

في الجدول (٢-١) من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2).

ب-٢- تراكيب الأحمال الخاصة بالزلزال

من الفقرة ٣-٩-٨ من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2).

ج- تصميم العناصر المعرضة للضغط

ج-١- العودة إلى الفقرة (٤-٧-٥) من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D).

ج-٢- حساب المقاومة المحورية المعدلة (المضروبة بعامل المقاومة)
من الفقرة (٤-٧-٥) من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2).

ج-٣- الانحناء الالامحوري (عند وجود لامركزية) (Biaxial Flexure)
من الفقرة (٤-٧-٥) من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2).

ج-٤- تأثيرات النحافة (Slenderness Effect)
من الفقرة (٣-٤-٧-٥) من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2).

ج-٥- التسلیح العرضي
من الفقرة (٦-٤-٧-٥) من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2).

ج-٦- القص

وهو في الغالب ينتج عن الزلزال وإصطدام السفن ويحسب من الفقرة (٣-٤-٩-٩-٣) من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2).

ج-٧- حدود التسلیح المسموحة
من الفقرة (٢-٤-٧-٥) من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2).

ج-٨- التحمل (Bearing)
من الفقرة (٥-٧-٥) من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2).

ج-٩- تفاصيل مختلفة
من الفقرة (٥-١٥) من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2). وكما في فقرة تحقيق التفصيات للكمرات والعارض المذكورة سابقاً في هذا الدليل.

د- تصميم الأساسات (الاعتبارات الإنسانية)
عند تصميم القواعد يجب الأخذ بالإعتبار الأمور التالية:

د-١ - الحت (Scour).

د-٢ - اعتبارات الأساسات

من الفقرة ٣-١٧-٥ من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2).

هـ - الاعتبارات الخاصة بالركائز الطرفية

القسم ٩ من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V2/2).

وـ - تفاصيل الأوتاد (الخوازيق)

من الفقرة ٤-١٧-٥ من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2).

٦-٢-٢-٦ . إعداد المذكرات الحسابية للجسور (خطوات التصميم الإنسائي)

٦-٢-٢-٦-١ . المذكورة الحسابية اليدوية

تعبر المذكورة الحسابية اليدوية لتصميم الجسر عن الخطوات الحسابية التفصيلية والتحقيقات الأساسية بما تشمل عليه من المعادلات والإشتراطات التي يقوم بها المصمم عند تصميم عناصر الجسر، وتمكن هذه المذكرات مهندس التدقيق من لحظ الأخطاء إن وجدت بسرعة ودون عناء كبير. وهذه المذكرات هي الأفضل قطعياً للمصمم والمدقق وللمشروع بأكمله ولكنها تحتاج إلى خبرة كبيرة في التصميم وإلى وقت طويل نوعاً ما لإنجازها.

٦-٢-٢-٦-٢ . المذكورة الحسابية الحاسوبية

وهي تقارير المدخلات (Inputs) والنتائج (Outputs) التي تطبعها برامج الحاسوب المستخدمة في تصميم الجسور مثل (SAP2000) و (Leep Group) و (PGsupper) وما يماثلها، وتعتبر هذه المذكرات هي الأكثر شيوعاً في وقتنا الحالي. تعتبر هذه المذكرات متابعة للمدقق نظراً للأمور التالية:

١. عدم ذكرها لخطوات التحليل الإنسائي.
٢. عدم إحتوائها على خطوات التصميم بشكل مفصل وإنقصارها على نتائج بحثة.
٣. صعوبة إستنتاج الأخطاء إن وجدت وذلك لأن مثل هذه المذكرات مليء بالجداول الرقمية دون ذكر مفصل للمعادلات التي أعطت هذه النتائج.

بالإضافة لما سبق، لابد من ذكر التحذيرات التالية للمصممين عند إستخدامهم البرامج الحاسوبية في تصميم الجسور وهي:

١. على المصمم أن يكون خبيراً في التصميم الإنسائي للجسور قبل إستخدام البرنامج لأن البرنامج هو أداة لتسريع العمل وليس مصمم بحد ذاته.
٢. يجب أن يكون المصمم على دراية كبيرة بالبرنامج الذي يستخدمه للتصميم وعليه الإحاطة الكاملة بالنوصيات المرفقة من قبل الشركة المنتجة لهذا البرنامج.
٣. إن البرامج الإنسانية تعمل على كودات عالمية يمكن أن تكون مختلفة عن الكود المتبعة في البلد في كثير من إشتراطاتها وخصوصاً فيما يتعلق بالزلزال والحرارة وبخصائص المواد المعتمدة في بلد التصميم.

٤. لا يكفي تعديل بعض العوامل في قوائم الكود المستعمل في البرنامج لنقله إلى كود البلد، ولذلك لابد من عمل بعض الخطوات الحسابية بشكل يدوى ثم إدخاله إلى البرنامج لمتابعة التصميم بواسطته.

٥. أي مدخلات خاطئة ستؤدي إلى نتائج خاطئة ويمكن أن تكون كارثية من ناحية الأمان أو من الناحية الاقتصادية (تكلفة إنشاء وصيانة باهظتين).

٣-٢-٢-٦ خطوات عمل المذكورة الحسابية لجسر خرساني

يجب الإستعانة بالفقرة ١-٢-٦ "الاعتبارات العامة للتصميم" من هذا الدليل عند العمل على حساب كل بند من البنود المتضمنة في هذه الفقرة، ما لم يذكر خلاف ذلك هنا.

١- حسابات القسم العلوي للجسور الخرسانية ذات اللمرات أوالعوارض

تشمل هذه الحسابات الخطوات التالية:

أ- رسم المقطع المثالي الذي تم اختياره لكرمة الجسر ووضع كافة الأبعاد عليه.

ب- كتابة مقاومات المواد المستعملة وخصائصها (للكرمة ولبلطة السطح)

ج- حساب العرض الفعال لجناح المقطع (Flange) للكمرات الداخلية والطرفية

د- خصائص المقطع العرضي للكرمة

وتشمل حساب (مساحة المقطع - موقع المحور السليم (المحايد) - العزم статический حول المحور السليم - عزم العطالة حول المحور السليم - العزم المقاوم للمقطع - أبعاد النواة المركزية للمقطع) وتحسب تلك الخصائص في الحالتين التاليتين:

١. الكرمة الغير مركبة (قبل تصلب البلاطة)

٢. الكرمة المركبة (بعد تصلب البلاطة ومشاركتها للكرمة)

ه- حساب الحمولات المئية

وتشمل الحمولات الموضحة في الفقرة ١-٤-٢-٦ في هذا الدليل وتحسب من أجل:

١. المقطع الغير مركب (الوزن الذاتي للكرمة ولبلطة السطح) DC

٢. المقطع المركب (طبقات التغطية والمرافق الخدمية) DW

و- حساب عامل توزيع الحمولة الحية من أجل العزم**١. للكمرات الداخلية (الوسطية)**

(الجدول ٤-٤ من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2)).

٢. للكمرات الخارجية (الطرفية)

(الجدول ٤-٦ من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2)).

ز- حساب عامل التوزيع العرضاني للحمولة الحية من أجل القص**١. للكمرات الداخلية**

(الجدول ٤-٩ من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2)).

٢. للكمرات الخارجية

(الجدول ٤-١٠ من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2)).

ح- كتابة عوامل التوزيع العرضاني للحمولة الحية كخلاصة للبندين السابقين (أ-٦) و(أ-٧).**ط- إيجاد الحمولات وتركيب الأحمال والإجهادات المسموحة**

وتشمل:

١. تركيب الأحمال حالة حد المقاومة I، وحالة حد الخدمة I، وحالة حد الخدمة II

III. حيث أن التركيب الأخير يستعمل فقط لضبط التششقق في المناطق المشدودة.

٢. إيجاد الإجهادات المسموحة.**٣. وصف الشاحنة التصميمية والحمولات الحية الأخرى.****٤. تركيب الحمولات الحية.****٥. إيجاد عزوم الإناء التالية:**

- العزوم الناتجة عن تركيب حالة حد الخدمة I.

- العزوم الناتجة عن تركيب حالة حد الخدمة III.

- العزوم الناتجة عن حالة حد المقاومة I.

ي- تصميم الكمرة**ي-١- تقدير عدد جداول أو كيلات سبق الجهد.**

يتم هنا الإستعانة بالجدول ٨-٥ من مواصفات التصميم (MA-100-D-V1/2) الذي يعطي حدود الإجهادات المسموح تطبيقها على كيلات سبق الجهد.

ي-٢- حساب الضياعات وتشمل:**١ . ضياعات التناصر المرن ولحسابها لا بد من حساب مايلي :**

- معاملات المرونة لفولاذ سبق الجهد وللخرسانة
- لامركزية فولاذ سبق الجهد عند منتصف البحر(الفتحة).
- الإجهاد عند أسفل الكمرة الناتج عن قوة سبق الجهد، والإجهاد الناتج عن الوزن الذاتي للكمرة.
- الإجهاد عند قمة الكمرة الناتج عن قوة سبق الجهد، والإجهاد الناتج عن الوزن الذاتي للكمرة.
- حساب العلاقة بين الإجهاد ومركز ثقل جداول أو كيلات سبق الجهد.
- وأخيراً حساب الضياع الناتج عن التناصر المرن.

٢ . حساب الضياع الناتج عن الإنكماش

ويحسب هذا الضياع بناء على رطوبة نسبية قيمتها ٧٠.

٣ . حساب الضياع الناتج عن الرخف

ويتم حسابه من الخطوات التالية:

• حساب الإجهاد عند قمة وأسفل الكمرة الناتج عن الحمولات الدائمة بإستثناء حمولات الوزن الذاتي وقوى سبق الجهد.

- حساب العلاقة بين الإجهاد ومركز ثقل جداول أو كيلات سبق الجهد.
- وأخيراً حساب الضياعات الناتجة عن الرخف.

٤ . حساب ضياعات الإرتكاء في لحظة تطبيق قوة سبق الجهد**٥ . حساب ضياعات الإرتكاء بعد تطبيق قوة سبق الجهد****٦ . حساب إجمالي الضياعات الإبتدائية.****٧ . حساب إجمالي الضياعات النهائية.**

ي-٣- تحقيق الإجهادات الإبتدائية

١. يتم حساب الإجهادات الإبتدائية بإستخدام (قوة سبق الجهد - الوزن الذاتي - الضياعات

الإبتدائية)

٢. تتم مقارنة هذه الإجهادات مع الإجهاد الحدي المسموح على الشد والإجهاد الحدي المسموح على

الضغط من الفقرة ١-٤-٩-٥ والفقرة ١-٤-٩-٦ من مواصفات تصميم الجسور (MA-

.(100-D-V1/2)

ي-٤- تحقيق مغلف العزوم الموجبة الناتج عن تطبيق تركيب حالة حد الخدمة I وذلك بإستخدام

مايلي:

١. العزوم الموجبة النهائية والضياعات النهائية.

٢. المقارنة مع حد الإجهاد المسموح على الضغط والحد في الجدول ١٠-٥ من مواصفات تصميم

الجسور (MA-100-D-V1/2).

ي-٥- تحقيق مغلف العزوم الموجبة والسلبية الناتج عن تطبيق تركيب تحمل حالة حد الخدمة III

وذلك كمايلي:

١. إستخدام العزوم النهائية الناتجة عن تركيب حالة حد الخدمة III والضياعات النهائية.

٢. المقارنة مع حد الإجهاد المسموح على الشد في الجدول ١١-٥ من مواصفات تصميم الجسور

(MA-100-D-V1/2).

ي-٦- حساب مقاومة الإنحناء

وتتم وفق الخطوات التالية:

١. حساب الإجهاد الفعلي في جديلة سبق الجهد تحت الظروف النهائية.

٢. حساب كتلة الإجهادات الضاغطة (طاولة الضغط)، وبذلك يتم تحديد إذا كان المقطع يعمل

كمقطع مستطيل أم كمقطع تيه.

٣. حساب العزم المسموح ومقارنته مع العزم الحقيقي المطبق.

ي-٧- حساب حدود التسلیح

ويقصد بهذه الحدود:

١. نسبة التسلیح العليا المسموحة.

٢. نسبة التسلیح الدنيا المسموحة.

ي-٨- التصميم لمقاومة القص

بناء على إشتراطات الفقرة ٢-٨-٥ في مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2).

ي-٩- التصميم لمقاومة قوة التدمير الناتجة عن سبق الجهد في منطقة الإرساء حسب إشتراطات الفقرة ٢-٣-١٣-٥ من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2).

ي-١٠- التصميم لمقاومة القص الأفقي عند السطح الفاصل بين الكمرة وبلاطة السطح بالرجوع إلى الفقرة ٧-٨-٥ من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2).

ي-١١- التفصيلات

كما في الفقرة ١-٢-٦-٥-ي في هذا الدليل.

٢- القسم السفلي (الركائز الوسطية المتوجة بكمرا)

أ- الحمولات

١- الحمولات الرأسية

١. الحمولات الميتة

- حمولات ميتة منقولة من المنشأ العلوي

يتم حساب هذه الحمولات لأجل العارضة الداخلية ولأجل العارضة الطرفية.

وتشمل:

- وزن العارضة.
- وزن بلاطة السطح على العارضة.
- رد فعل الكمرة العرضية على العارضة.
- وزن حاجز الحماية.
- وزن طبقة التغطية المستقبلية على العارضة.
- حمولات الوزن الذاتي لعناصر الركبة
- الوزن الذاتي لتاج أو كمرة الركبة
- الوزن الذاتي لاعمدة الركبة

٢. الحمولات الحية

بالرجوع إلى الفقرة ٣-٦-١-٣-١ من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2).

أ-٢- الحمولات الأفقية

١. حمولة الكبح

وتكون بالإتجاه الطولي لمحور الجسر ويتم حسابها بالتوافق مع الفقرة ٦-٣-٥-١-٢-٦-٩-١ في هذا الدليل.

٢. حمولة الرياح

- على المنشأ العلوي (بالإتجاهين الطولي والعرضي)

- على المنشأ السفلي (بالإتجاهين الطولي والعرضي)
- على الحمولة الحية (بالإتجاه العرضي فقط)

٢. القوى الناتجة عن التغيرات الحرارية

٤. القوى الناتجة عن الإنكماش

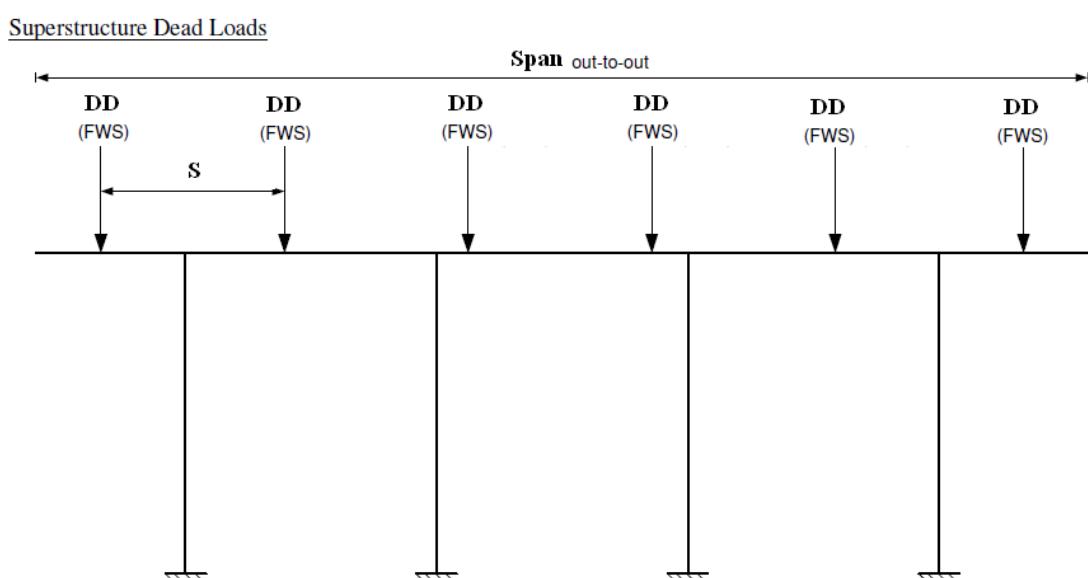
ب- تمثيل الحمولات على المنشأ (نمذجة المنشأ مع الحمولات المعروض لها)

بفرض أن لدينا ركيزة وسطية ذات أربعة أعمدة وستة مساند كمرات، فإنه يتم تمثيلها كمالي:

ب-١- الحمولات الميتة

١. الحمولات الميتة القادمة من المنشأ العلوي

يتم تمثيلها وفق الشكل التالي:



الشكل (٦١): تمثيل ردود أفعال الميتة للكمرات على الركيزة الوسطية

حيث:

$$\text{الحمولات الميتة عدا وزن طبقة التغطية المستقبلية (نيوتن)} = \text{DD}$$

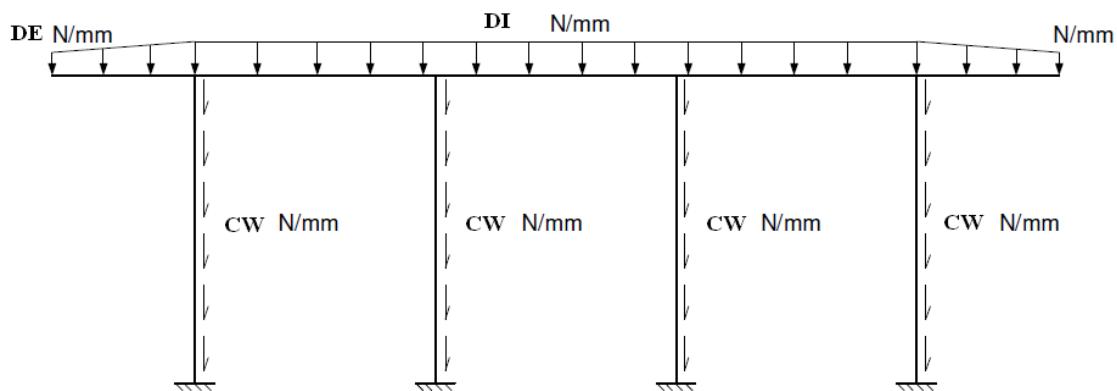
$$\text{وزن طبقة التغطية المستقبلية (نيوتن)} = \text{FWS}$$

$$\text{التباعد بين محاور أجهزة إستناد العوارض (مم)} = \text{S}$$

٢. الحمولات المئية للمنشأ السفلي

يتم تمثيلها وفق الشكل التالي:

Substructure Dead Loads



الشكل (٦٢): تمثيل الحمولات المئية للركبة الطرفية (الوزن الذاتي)

حيث:

$$\text{الوزن الذاتي لكرمة الركيزة في الفتحات الداخلية (نيوتن/مم)} = \text{DI}$$

$$\text{الوزن الذاتي لكتابولي كرمة الركيزة (نيوتن/مم)} = \text{DE}$$

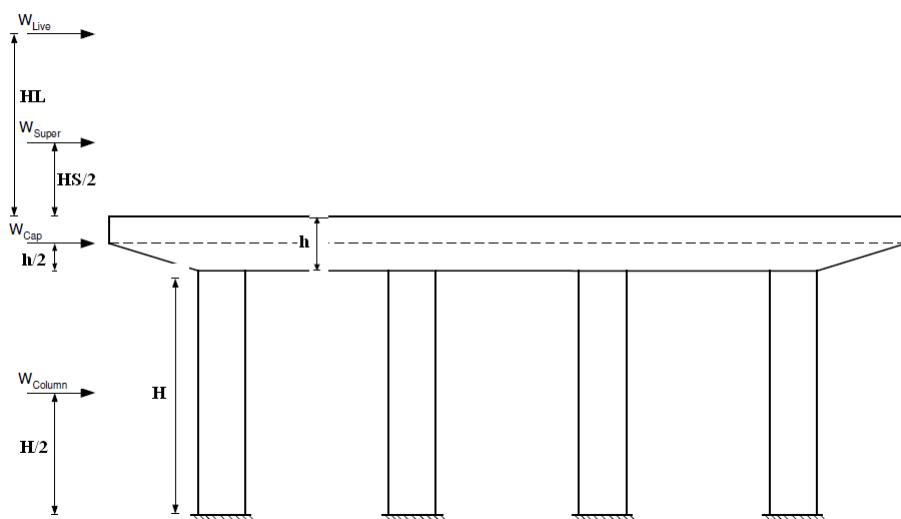
$$\text{الوزن الذاتي للأعمدة (نيوتن/مم)} = \text{CW}$$

ب-٢- الحمولات الأفقية

١ . بـالإتجاه العرضي

يتم تمثيلها وفق الشكل التالي:

Transverse Wind on Structure



الشكل (٦٣): تمثيل الحمولات الأفقية على الركيزة الوسطية بـالإتجاه العرضي

حيث:

$$\text{تأثير الرياح على الحمولة الحية (نيوتن)} = W_{\text{live}}$$

$$\text{تأثير الرياح بـالإتجاه العرضي على القسم العلوي من المنشأ (نيوتن)} = W_{\text{super}}$$

$$\text{تأثير الرياح على كمرة الركيزة (نيوتن)} = W_{\text{cap}}$$

$$\text{تأثير الرياح على أعمدة الركيزة (نيوتن)} = W_{\text{column}}$$

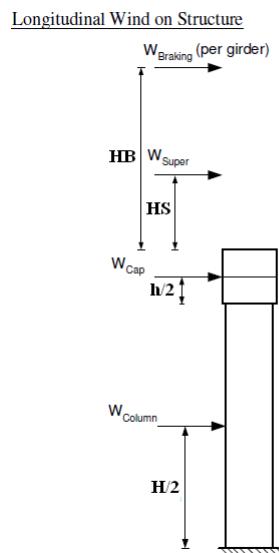
$$\text{بعد مركز تطبيق حمولة الرياح على الحمولة الحية عن سطح كمرة الركيزة.} = HL$$

$$= \text{ارتفاع العارضة} + \text{ارتفاع البلاطة} + \text{سماكة طبقة التغطية} + 1800 \text{ مم}$$

$$\text{بعد نقطة تطبيق حمولة الرياح على القسم العلوي من المنشأ عن سطح كمرة الركيزة.} = HS$$

$$= \text{ارتفاع العارضة} + \text{ارتفاع البلاطة} + \text{سماكة طبقة التغطية} + \text{ارتفاع حاجز الحماية (مم)}$$

٢. بالاتجاه الطولي



الشكل (٦٤): تمثيل الحمولات الأفقية على الركيزة الوسطية بالاتجاه الطولي

حيث:

$$\text{قوة الكبح (نيوتون)} = W_{Bracking}$$

$$\text{بعد نقطة تطبيق قوة الكبح عن سطح الكمرة} = HB$$

$$(مم) HL =$$

ج- تصميم كمرة الركيزة

ج-١ - المعلومات الالزمة لبدء التصميم

١. معلومات عامة

$$\text{مقاومة الخرسانة على الضغط والمستعملة لصب كمرة الركيزة (ميغاباسكال)} = f'_c$$

$$= \beta_1$$

$$\text{مقاومة الخضوع لفولاذ التسليح المستعمل في كمرة الركيزة (ميغاباسكال)} = f_y$$

٢. معلومات التصميم

سيتم إتباع طريقة فرض مقطع مع تسليحه ثم التحقق من كفايته:

أبعاد الكمرة

- نفرض عرض كمرة الركيزة.

- نفرض ارتفاع كمرة الركيزة.

كائنات القص

- نفرض عدد أرجل الكائنات المستعملة.
- نفرض قطر الكائنات المستعملة.
- نفرض التباعد بين الكائنات (متغير على طول الكمرة).
- نفرض الغطاء الخرساني الجانبي للكائنات من (١٤-٥) في مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-14-5). (V1/2)

قضبان التسلیح السفلي للكمرة

- نفرض عدد قضبان التسلیح السفلي.
- نفرض قطر قضبان التسلیح السفلي.
- نوجد مساحة التسلیح السفلي.
- نعين سماكة الغطاء الخرساني للتسلیح السفلي من (١٤-٥) في مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2).

قضبان التسلیح العلوي للكمرة

- نفرض عدد قضبان التسلیح العلوي.
- نفرض قطر قضبان التسلیح العلوي.
- نوجد مساحة التسلیح العلوي.
- نعين سماكة الغطاء الخرساني للتسلیح العلوي من الجدول (١٤-٥) في مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2).

٣. إيجاد تركيب التحميل الذي يعطي أكبر تأثيرات للقوى (عزم موجب - عزم سالب - قص)

تم المقارنة بين تراكيب التحميل لإيجاد تركيب التحميل الذي يعطي أكبر تأثيرات للقوى وغالباً يكون تركيب حالة حد المقاومة I (Strength I).

ترتيب معلومات تأثيرات القوى وأماكن القيم العليا بالنسبة للكمرة كما يلي:

قيمة تأثيرات بعد حسابها وفق تركيب الحالة الحدية الحاكمة	قيمة تأثيرات القوى قبل ضرورتها بعواملها				الموقع* (مم)
	BR	LL + IM	DW	DC	
					العزم الموجب الأعلى (نيوتون - مم)
					العزم السالب الأعلى (نيوتون - مم)
					القص الأعلى (نيوتون)

* يقاس الموقع من حافة الكمرة التاجية.

ج-٢- حساب مقاومة كمرة الركيزة على الإنحناء الموجب

١. حسب M_r من الفقرة ٣-٧-٥ من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2). بعد إزالة

الحدود الخاصة بتسلیح سبق الجهد والحد الخاص بالتسلیح العلوي من المعادلة (٢٧-٥) بإعتبار

المقطع مستطيل لتصبح كما يلي:

$$M_r = \phi M_n$$

$$M_n = A_s f_s \left(d_s - \frac{a}{2} \right)$$

٢. التتحقق من مقاومة العزم الموجب (التسلیح السفلي)

من المعادلة:

$$M_n = A_s f_y (d_s - c/2)$$

يتم حساب قيمة c من المعادلة (١٩-٥) في الفقرة ١-١-٣-٧-٥ من مواصفات تصميم الجسور

MA-100-D-V1/2). بعد حذف الحدود الخاصة بفولاذ سبق الجهد والتسلیح العلوي لتصبح المعادلة على

الشكل التالي:

$$c = \frac{A_s f_s}{0.85 f_c b \beta_1}$$

يتم حساب β_1 من الفقرة ٢-٢-٧-٥ من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2).

٣. التتحقق من الحد الأعلى للتسلیح

حسب الفقرة ٥-٧-٣-٣-١ من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2).

٤. التحقق من الحد الأدنى للتسليح

حسب الفقرة ٣-٢-٧-٥ من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2).

٥. التتحقق من توزيع حديد التسليح لضبط التشقق

من الفقرة ٤-٣-٧-٥ من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2).

٦. التتحقق من الإجهاد على الفولاذ الناتج من تطبيق حمولة حالة حد الخدمة ($f_{s, actual}$)

من أجل ذلك نقوم بحساب مايلي:

- عامل التعديل بين الفولاذ والخرسانة n ويجرب كمايلي:

$$n = E_s/E_c$$

- نفترض أن العلاقة بين الإجهاد والإنفعال علاقة خطية.

- نحسب عزم الحمولة الحية والميتة على الركيزة والناتج عن حالة حد الخدمة.

- نوجد موقع المحور الخايد بعمل مساواة بين العزم статический حول المحور السليم لكتلة الخرسانة الواقعة

فوقه والعزم статический حول المحور السليم للمساحة المعدلة للفولاذ وفق المعامل n وبالتالي نوجد

قيمة y بعد المحور السليم عن الليف العلوي للمقطع.

- نوجد عزم عطالة المقطع حول المحور السليم.

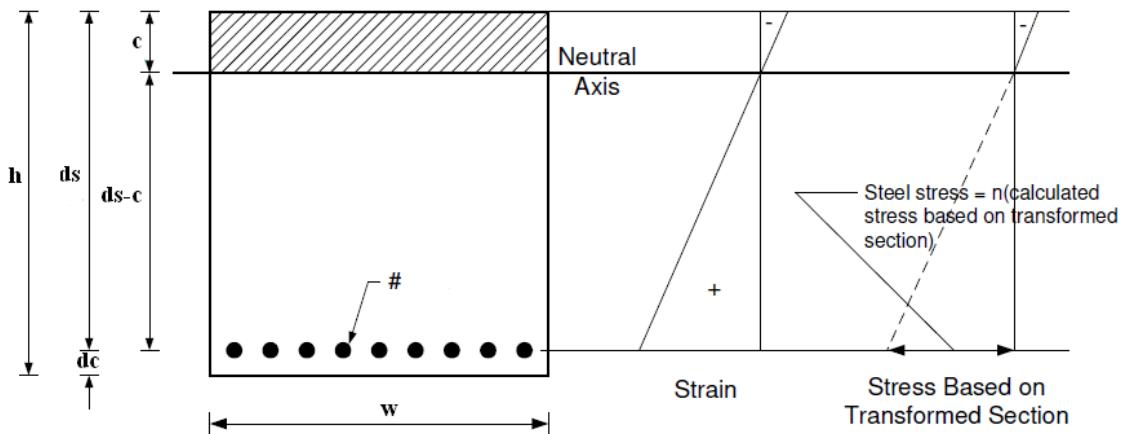
- وأخيراً نوجد الإجهاد $f_{s, actual}$ من العلاقة:

$$f_{s,actual} = n \frac{M_s}{I} c$$

نقارنه مع الإجهاد المسموح للفولاذ على الشد في حالة حد الخدمة والمحدد في (MA-100-D-V1/2:).

(Figure 5.16)

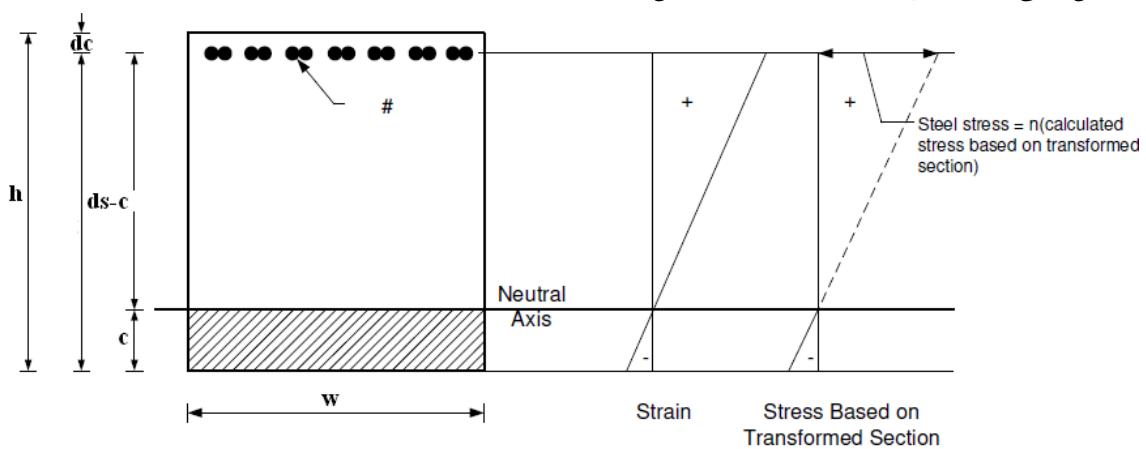
وبذلك نحصل على مخطط الإجهادات الموفق للشكل (٦٥).



الشكل (٦٥): مخطط الإجهادات في مقطع الكمرة المعرض للشد السفلي

ج-٣- حساب مقاومة كمرة الركيزة على الإنحناء السالب

نبع نفس خطوات الفقرة السابقة للتحقق من مقاومة المقطع المفترض على العزم السالب.
ونحصل على مخطط الإجهادات الموفق للشكل (٦٦).



الشكل (٦٦): مخطط الإجهادات في مقطع الكمرة المعرض للشد العلوي

ج-٤- التحقق من الحد الأدنى للتسلیح الحراري وتسليح الإنكماش

بالرجوع إلى الفقرة ٦-١٠-٥ من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2).

ج-٥- التسلیح الجانبي

بالرجوع إلى الفقرة ٥-٣-٧-٤ من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2).

ج-٦- التحقق من القص الأعلى

من أجل ذلك تتم مقارنة القص الأعلى، V_u ، الناتج عن التحليل الإنشائي للكمرة من أجل حالة حد المقاومة I مع مقاومة القص المعدلة V_r والتي تعطى بالمعادلة:

$$V_r = \Phi V_n$$

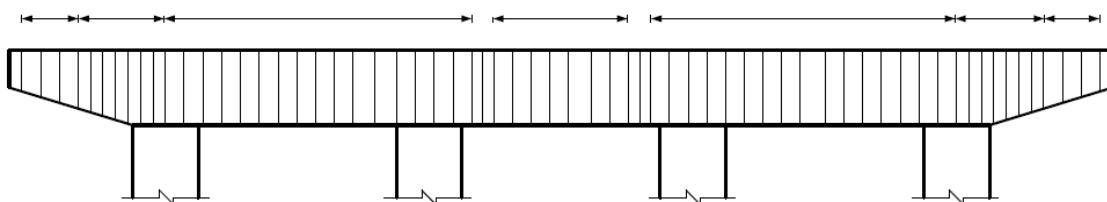
حيث V_n هي المقاومة الإسمية على القص وتحسب من الفقرة ٥-٢-٨-٥ من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2).

ج-٧- التتحقق من الحد الأدنى للتسليح العرضي

يتم ذلك عن بالرجوع إلى الفقرة ١-٥-٨-٥ من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2).

ج-٨- التتحقق من الحد الأعلى لتباعدات التسليح العرضي

يتم ذلك عن بالرجوع إلى الفقرة ٢-٥-٨-٥ من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2). يوضح الشكل (٦٧) مثال عن توزيع كائنات القص في كمرة الركيزة.



الشكل (٦٧): تمثيل توزيع كائنات القص في الكمرة

د- تصميم العمود

د-١- المعلومات المطلوبة للتصميم

١. معلومات عامة

- قيمة مقاومة الخرسانة الإسطونية على الضغط f'_c .

- عامل مرونة الخرسانة (عامل يونغ) E_c .

- عامل التعديل بين الخرسانة والفولاذ n .

- إجهاد الخضوع للفولاذ f_y .

٢. معلومات التصميم

نقوم بفرض مايلي:

- نفرض شكل مقطع العمود
- نفرض أبعاد المقطع.
- نفرض التغطية الخرسانية الجانبية لحديد التسلیح (من الجدول ١٤-٥ من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2)).
- نفرض عدد قضبان التسلیح الطولي وقطرها ونوجد مساحتها.
- نفرض نوع التسلیح العرضي (كأنات أو حلزون).
- نفرض تباعد الكأنات أو خطوة الحلزون.
- نفرض قطر قضبان التسلیح العرضي.
- نوجد مساحة قضيب التسلیح العرضي.

د-٢- حساب العزوم وقوى القص المطبقة

إن موقع القوى العليا سواء أكانت قوى قص أو عزوم تكون عند قاعدة العمود (على سطح الأساس). يتم حساب القيم العليا لهذه القوى بإتجاه المحور الطولي والعرضي للعمود من نتائج التحليل الإنسائي وبفضل ترتيبها وفق جدول توضح فيه القيم الموجبة والسلبية لهذه القوى الموافقة لتركيب الحمولة الناتجة عنه.

د-٣- التتحقق من حدود التسلیح

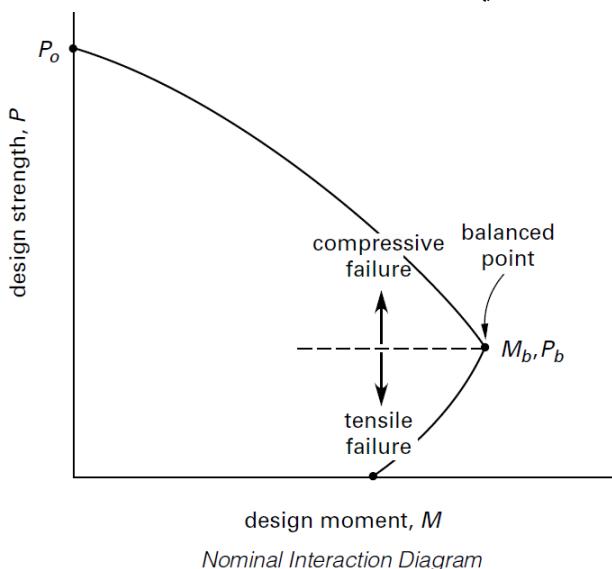
حسب الفقرة ٤-٧-٥ من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2).

د-٤- إيجاد معامل تخفيض المقاومة المطبق على المقاومة الإسمية المحورية للعمود
من الفقرة ٤-٥-٥-٢ من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2).
مع الأخذ بعين الإعتبار الإشتراطات الخاصة بالمناطق الرizالية B و C و d في الفقرات ٤-٥-١ و ٥-١-٢ من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2).

د-٥- رسم منحني الترابط للعمود (Interaction Diagram)

هو منحني تمثل نقاطه قيم P القوة المحورية على المحور الرأسي و M عزم الإنحناء على المحور الأفقي وهي القيم التي يكون لأجلها المقطع متوازن (أي أن الإنفعالات في ذرا المنحني سواء للخرسانة أو للفولاذ تكون ضمن الحدود التي يكون فيها المقطع متوازن) ويتميز هذا المنحني بنقطة بداية تمثل أكبر قوة محورية يمكن أن يتحملها المقطع بدون وجود عزم إنحناء وبنقطة رأس تعطي أكبر عزم يمكن أن يتحمله المقطع مع قيمة معينة لقوة محورية مرافقة له.

يأخذ هذا المنحني عادة الشكل التالي:



الشكل (٦٨): نموذج عن مخطط الترابط للأعمدة المعرضة لقوة محورية وعزم إحناء
المدف من هذا المنحني التتحقق من أن القوة المحورية المطبقة مع العزم المطبق يقعان ضمن نقاط هذا
المنحني أو داخله وإلا سيعتبر مقطع العمود لاغياً ويعاد تصميمه.
هناك أيضاً منحنينات لا بعديها جاهزة يمكن إستعمالها من أجل تصميم حديد مقطع مفترض.

د-٦ - إدخال تأثير نحافة العمود

- يوجد عامل النحافة K من الفقرة ٤-٦-٢-٥ من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-).
- يوجد نسبة النحافة من الفقرة ٤-٧-٣-٤ من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-V1/2).
- إذا كانت نسبة النحافة أكبر من ٢٢ فالعمود نحيف ونحن بحاجة لتكبير العزم وفق الفقرة ٤-٥-٣-٢-٢-٣-ب ثم الرجوع إلى مخطط الترابط للتأكد من توازن المقطع.

د-٧ - التسلیح العرضي للعمود

قد يكون التسلیح العرضي للعمود مكون من كنات أو تسلیح حلزوني ولتحقق من كفاية ومن إشتراطات هذا التسلیح يمكن الرجوع للفقرة ٤-١٠-٥ من مواصفات تصميم الجسور (MA-100-D-).

.(V1/2)

٧- إعداد جداول الكميات والشروط

بعد الانتهاء من المخططات التنفيذية يتم إعداد جداول الكميات، وكذلك إعداد الشروط والمواصفات الفنية الخاصة بالمشروع.

١-٧- جداول الكميات

يتم إعداد جداول كميات المواد المستخدمة بالمشروع على أن تشمل التعليمات الآتية:

١-١-٧ - عام

توضح طريقة القياس التالية الأسس التي ستستخدم كقاعدة لإعادة قياس الأعمال المنفذة أو أوامر التغيير.

٢-١-٧ - تعليمات

على مقدم العطاء قراءة هذه التعليمات وطريقة القياس التي تليها وكذلك مستندات العطاء الأخرى، وترفض أي عطاءات لا تتماشى مع الشروط الواردة.

١-٢-١-٧ - أسعار البنود

تشمل أسعار البنود الواردة في جداول الكميات، الأعمال مكتملة والمحافظة عليها وضمانها حسب المواصفات ووثائق العقد الأخرى (باستثناء ما يرد في التعليمات) فهي تشمل ما يلي:

العملة وكافة المصروفات المتعلقة بها، توريد مواد اللحام والتثبيت والبضائع إلى موضع التركيب، معدات الإنشاء وكافة المصروفات المتعلقة بها، الفاقد من المواد، الأعمال المؤقتة، عمل الفتحات، الإشراف، المرافق، الخدمات الفنية والمهنية، ومصروفات التأسيس والنفقات غير المباشرة والأرباح وكذلك أي عمل أو مادة (سواء كان ذا طبيعة دائمة أو مؤقتة) سواء ذكر أم لم يذكر في المواصفات، والرسومات أو جداول الكميات إذا كان لازماً لتنفيذ واكتمال الأعمال والمحافظة عليها والمحافظة على جودة وضمان الأعمال على الوجه الملائم دون إلزام المالك بتكليف أخرى.

٢-٢-١-٧ - الصلاحية

تمتد صلاحية أسعار البنود طوال فترة سريان العقد، ولن تتم مراجعة أسعار البنود طوال فترة سريان العقد، ولن تتم مراجعة أو زيادة الأسعار مهما كانت طبيعة ذلك ومهما كان السبب وراء ذلك.

١-٢-٣- الالتزامات

ت تكون مستندات العطاء من شروط العقد والمواصفات والمخططات وجداول الكميات وأي إضافات، وكلها مكملة بعضها البعض.

وعلى هذا يجب على المقاول تنفيذ كافة الأعمال المحددة في أي من مستندات العطاء حتى لو لم تذكر كبند منفصل في الجداول، وتعتبر أسعارها محتسبة في سعر الفقرة، وللمقاول الحرية في أن يشير إلى قيمة هذه الأعمال كبند منفصل في جداول الكميات موضحاً سعر الوحدة عند موافقة الإستشاري قبل تقديم العطاء.

١-٢-٤- طلب المواد

في حالة قيام المقاول مقدماً بشراء أو البدء بإنتاج الكميات المحددة في جداول الكميات تحسباً لاستخدامها في تنفيذ وإكمال وصيانة الأعمال، فإنه يتحمل أي خسارة تحدث فيها أو تكلفة تنشأ عنها، ولا يحق للمقاول للإدعاء أمام المالك بأي شيء يختص بها.

١-٢-٥- القياس

يتم تعويض المقاول عن الكميات الفعلية من البند المستخدمة في تنفيذ واتمام وصيانة الأعمال، ويتم قياس المواد المستخدمة وذلك طبقاً لمبادئ طرق القياس الموضحة فيما بعد ما لم تنص جداول الكميات على غير ذلك.

وباستثناء ما تحدده جداول الكميات أو أي من مستندات العقد الأخرى تكون كافة القياسات صافية كما هي مثبتة في موقعها بغض النظر عن أي أساليب متتبعة محلياً أو أي عرف تجاري، دون احتساب أي فاقد أو تراكم.

١-٢-٦- التبديل والتعديل

لا يسمح بالتعديل أو التبديل في جداول الكميات دون الحصول على موافقة خطية من الاستشاري. ويحتفظ المالك أو الاستشاري بحقه في تعديل الكميات سواء بالزيادة أو النقص أو الحذف.

١-٢-٧- البند غير المسورة

لن يدفع المالك للمقاول تكلفة البند التي لم يسعها المقاول أو تلك التي يكون سعرها صفرًا عند تنفيذها على أساس أن المقاول قد أضاف قيمتها في مكان آخر.

١-٢-٨- وضع الأسعار

عندما يقوم المقاول بوضع الأسعار في جداول الكميات فلا بد أن يلاحظ الآتي:

١. توضع أسعار الوحدات رقمًا وكتابة بالحبر الثابت أو بالنسخ آليًا.
٢. تقرب الأسعار لأقرب هلة.
٣. يوضع السعر لكل بند ولا تجمع مجموعة بند بسعر واحد.
٤. إذا ظهر نفس الفقرة في أكثر من جدول من جداول الكميات فيجب أن يكون له نفس السعر، وفي حالة أي اختلاف فيؤخذ بأقل سعر للبند الذي يتكرر.

٦-١-٧ - الأخطاء

- يتم فحص جداول الكميات قبل توقيع العقد لملائحته مايلي:
١. الأسعار الفردية: يحتفظ الاستشاري بحقه في تعديل سعر أي بند يرى أنه يتعدى الحد المعقول، وذلك قبل توقيع العقد، وتكون الفئة المعدلة جزءاً من العقد دون تعديل مبلغ العطاء.
 ٢. تدون أسعار البنود كتابة ورقماً، وعند وجود أي اختلاف بين الاثنين فالسعر كتابة هو الذي سيؤخذ في الاعتبار وملزم للمقاول.
 ٣. يتم جمع إجمالي البند بطريقة صحيحة حسب الأسعار الفردية المقدمة، وإن وجدت أخطاء فسيتم تصحيحها في الجموع الكلية.

٦-١-٨ - الخصم

عند تقديم المقاول لأي خصم فإنه سيعامل كنسبة مئوية للبند أو لمجموعة البند أو للكامل بند العطاء حسبما ينطبق وبصرف النظر عن الأسلوب الذي قدم في العطاء.

٦-١-٩ - حساب الكميات

على المقاول حساب الكميات التي يطلب دفع قيمتها، وإن خطار الاستشاري قبل البدء في حساب الكميات ليشهد ويشرف على العملية، وعند تقديم طلب الصرف يقوم الاستشاري بمراجعة تلك الحسابات حسب ما يراه ضرورياً للتصديق على كميات الأعمال التي تمت أو التي لا تزال في موضعها، ويكون من حق الاستشاري أو المالك الاطلاع على سجلات حساب الكميات إلى أن تتم الأعمال.

٦-١-١٠ - إعادة القياس

يتم إعادة القياس على أساس الكميات الموضحة في الجداول والمخططات والمواصفات وبقية وثائق العطاء.

يسمح بإدخال زيادة عليها إذا كانت مثل هذه الكميات نتيجة خطأ المقاول أو كان ذلك لصالحه.

١٣-٢-١ - مبالغ المقطوعية

يجب أن يرفق بمبالغ المقطوعية الواردة في مستندات العقد تفاصيل حسابها عند تقديم العطاء.

١٤-٢-١ - المبالغ الاحتياطية أو سعر التكلفة

المبالغ الاحتياطية التي تخصص لأعمال أو تكلفة لا يمكن التنبؤ بها كاملاً أو تحديدها أو تفصيلها وقت إصدار مستندات العطاء، أو التي تخصص لأعمال أو خدمات يتم تنفيذها من قبل مقاول من الباطن معين أو هيئة عامة أو مقاول عام أو يختص بمواد أو بضائع يتم الحصول عليها من مورد معين. لا يشتمل هذا المبلغ على أي أرباح يطلبها المقاول العمومي، وما لم يرد بند أو بنود خاصة بإضافة التكاليف والأرباح إلى المقاول العمومي عن تركيب البضائع والمواد أو عن السقالات البديلة التي يقدمها أو الشبكات أو الأعمال الصحية أو السكن أو وسائل الترفيه، أو تقديم مساحة تستخدم كمكاتب وتخزين المعدات والمواد وإزالة النفايات وكافة الأعمال التي تدرج تحت المبالغ المؤقتة أو سعر التكلفة، يجب أن يحمل المقاول العمومي مثل هذه التكاليف والأرباح في بند المصروفات غير المباشرة أو في أي مكان آخر.

١٥-٢-١ - تحليل الأسعار

على مقدم العطاء بناء على طلب الاستشاري أثناء دراسة العطاءات تقديم تحليل بكل أو لأي من أسعار البنود والمبالغ الواردة في قوائم الكميات بما في ذلك أسعار البنود النموذجية الواردة بكل قسم من أقسام الأعمال في قوائم الكميات.

والبنود التالية تعد نموذجاً لما يحويه كل سعر في قوائم الكميات، وستستخدم في تحليل الأسعار. تكلفة المواد، تكلفة العمالة، تكلفة المعدات، تكلفة النقل، التخزين، ضرائب ورسوم، نفقات غير مباشرة بالموقع، الزكاة وضريبة الدخل، نفقات غير مباشرة تخص المركز الرئيسي، أخرى (حدد). ويمكن أن تستخدم هذه الفئات في تحديد قيمة أي أمر تغيير أو إدعاء طبقاً لمواد العقد.

١٦-٢-١ - العمل اليومي

تشمل تكلفة العمال في العمل اليومي الرواتب والأرباح والبدلات التي تعطى لعمال التشغيل المكافعين للعمل اليومي (بما في ذلك عمال تشغيل المعدات الميكانيكية والنقل) طبقاً لإتفاقية توظيف ملائمة. وإذا لم توجد مثل هذه الإتفاقية فتحسب التكلفة على أساس ما يقبضه هؤلاء العمال فعلاً.

تكلفة المواد في العمل اليومي تمثل صافي سعر الفواتير بالإضافة إلى تكاليف النقل إلى الموقع والتخزين قبل الاستعمال.

تكلفة معدات البناء المستخدمة في العمل اليومي تشمل الوقود، والمخزون المستهلك والإصلاحات، والصيانة وتأمين المعدات.

١٧-٢-١-٧ - العمالة اليومية والمواد بالتكلفة المباشرة

١ - العمالة اليومية

للمالك أو الاستشاري أداء بعض الأعمال التي لا يمكن وضعها أو التنبؤ بالحاجة إليها أو التي تتطلب تجاريًّا باستخدام العمالة اليومية.

لا تقع مسؤولية تلك الأعمال على المقاول، ما عدا سوء أداء عماله.

تحسب الأسعار للعمالة كالتالي:

- إذا استمر العمل لأسبوعين أو أكثر تعتبر مستمرة.

- إذا قلل العمل عن أسبوعين تعتبر متقطعة.

٢ - المواد بالتكلفة المباشرة أو من المالك

عندما يقوم المالك أو الاستشاري بتوفير المواد مباشرة، فإن مسؤولية تلك المواد تقع على المالك، ويحاسب المقاول على التركيب بأسعار العمالة اليومية أو حسب جداول الكميات إذا كان ذلك محدداً.

عندما يفوض المالك أو الاستشاري المقاول بتوفير مواد أو معدات، يحاسب المقاول حسب القيمة الفعلية مضافةً إليها ٦%.

لا تطبق العمالة اليومية أو التكلفة المباشرة على الأعمال التي لا تمثل لها تماماً في قوائم الكميات.

لا تزيد قيمة هذه الأعمال (العمالة، والمواد من المقاول) عن عشرة بالمائة من قيمة الأعمال الكلية.

ولا ينتج عنها خفض أو زيادة في قيمة الأعمال الكلية بما لا يزيد عن عشرين بالمائة إلا بموافقة المقاول.

١-٣-٣-١-٧ - طريقة القياس . قواعد عامة

تطبق القواعد التالية على قياس الأعمال:

١-٣-١-٧ - القياس على الطبيعة

١. تفاصي الأعمال كما هي على الطبيعة، ويقرب كل قياس إلى أقرب ١٠ ملليمترات، ولا تنطبق هذه القاعدة على الأبعاد المحددة نصًا في الوثائق (أي أن ٥ مم فأكثر تحسب كما لو كانت ١٠ مم أما أقل من ٥ مم فلا تتحسب).

٢. إذا لم تقرن لفظة متر في هذا المستند بكلمة مربع أو مكعب أو تذكر بجانبها علامة التربيع أو التكعيب تتحسب على أنها متر طولي.
٣. عند قياس أي بند بالمساحة وما لم ينص على غير ذلك لا يتم خصم أي فراغ أو فتحة تقل مساحتها عن متر مربع أو بالحجم عن عشر المتر المكعب (0.1 m^3).
٤. عند حسم الفراغات أو الفتحات في هذا المستند، فإن الجسم يعود على الفتحات أو الفراغات الداخلية، أما التي تقع على حدود أو داخل حواف المناطق فسيتم حسمها بعض النظر عن أحجامها.
٥. عند الترتيب في هذا المستند بين بعدين نهائين يكون ذلك بتجاوز البعد الأول وليس الثاني.
٦. تتحسب قيمة الوصلات بين الأشغال المستقيمة والمنحنية ضمن الأعمال التي تقع فيها.
٧. تقاس أطوال البنود ذات السماكة من محاورها عند الأركان حتى تقاطعات المحاور. تحول البروزات إلى الكمية التي تعادلها في الفقرة الذي تقع فيه.
٨. تستخدم الاختصارات التالية لوحدات القياس:

أ. الطول	متر	م
	مليمتر	مم
ب . المساحة	متر مربع	م²
	مليمتر مربع	مم²
ج . الكتلة	طن	ط
	كجم	كيلو جرام
	جم	جرام
	جم	مليجرام
د . القوة	كشن	كيلو نيوتن
	كو	كيلو وات
	مو	ملي وات
و . الكهرباء	كا	كيلو أمبير
	أ	أمبير
	ما	ملي أمبير

ز . الفولت	كيلو فولت	كاف	فولت
ح . الحجم	متر مكعب	م³	ف
ل	ليتر		

وفي حالة وصف المقاسات بغير تحديد الوحدات فهذا يعني أن القياس بالملليمتر.

٩. تعتبر الجملة التالية مضافة لكل وحدة قياس في جميع بنود طرق القياس:

"إذا وجدت في جداول الكميات فالسعر يشمل....".

٤-١-٤- طريقة قياس الأعمال المختلفة

٤-١-٤-١- الأعمال الأرضية

١ - إعداد وتسويه الموقع

يشمل السعر تنظيف الموقع وإزالة الأنقاض والنباتات المتواجدة والأشجار والشجيرات وما شابه ذلك. كما يشمل التوريد للموقع والفرد والتسوية والدك بتربة صالحة للمناسيب المطلوبة للتسويات بصرف النظر عن السماكة الكلية.

٢ - التدعيم والسقالات

يشمل السعر الفتحات والثقوب أو القطع في المبني القائمة وإصلاح ما فسد منها وتوريد وإقامة وصيانة ثم إزالة الدعامات والسقالات عند الضرورة.

٣ - الحفرات

أ . طريقة القياس

تقاس الحفرات من منسوب الأرض الحالي أو من المنسوب بعد التسوية أيهما أقل، كما تقادس الحفرات صافية ولا تعطى أية علاوة نتيجة زيادة الحجم.

ب . يشمل سعر الفقرة مايلي:

. أعمال الحفر في أي نوع من أنواع التربة مشتملاً الصخر، الرمال الخرسانية القديمة، الطوب أو أي شيء مشابه يواجهه أثناء الحفر.

. تكسير أي سطح تربة صلب بأي وصف.

. الحفر لأي عمق مطلوب للعمل.

- . الحفاظ على الحفريات نظيفة من المياه في أي طبقة.
- . استبعاد المواد ناتج الحفر للضرورة، وتشوينها مؤقتاً بعيداً عن المواد التي تستعمل لغرض إعادة استعمالها ل مختلف الأغراض.
- . إزالة بقايا الحفريات من الموقع.
- . الحفر في التربة الزراعية وتشوين ناتج الحفر لإعادة استعماله.
- . تغطية الحفريات بألواح خشبية أو وسائل أخرى لتشييد سطح أعمال التربة وأي زيادة في الحفر لتحسين العمل.
- . تمهيد وتسوية قاع الحفريات والتشطيبات الكاملة والجوانب وتجهيز السطح لاستقبال الخرسانة أو الأساس.

٤- الدبش

تشمل الأسعار ما يلي:

- أ. الترسيب والدك على طبقات.
- ب . التشطيبات حسب الميل أو التقوسات.
- ج . معالجة السطح.
- د. الحشوارات اليدوية وبقائها على وضع الغاطس رأسياً أو وجه منحدر.

٥- الردم

- أ . قياس حجم الردم يكون مساوياً للفراغات المطلوب ردمها.
- ب . يشمل السعر مواد الردم والنقل إلى الموقع والردم والرش بالماء والدمج والدمك وكافة المعدات والآلات اللازمة.

٦- الصرف تحت الأرض

- أ . يقاس الطول باتجاه خط المركز على جميع التوصيلات.
- ب . يشمل السعر تركيبات الصرف مثل (الأكواب والتوصيلات ولوازم الصرف مثل "الصفائحات والبالوعات ... الخ") وغرف التفتيش والتركيبات والدعامات والفرشة الخرسانية والأغطية والحفر والردم.

٧- الأرضيات

- أ . تفاصي حتى أطراف حواف الأرضيات الظاهرة.

ب . يشمل السعر الأساسات والفرشات الخرسانية أو المدكورة والقنوات والأفاريز والحواف والبردورات ونقاط تجمع المياه، وكل ما يلزم، وتسوية النجحيلة وإعداد الأرضية الطبيعية ومدماك القاعدة والطبقات التالية وعلاج التربة والدك وتعليم الخطوط والخردوت الأخرى.

٨- الأسوار

أ . يقاس الطول خطياً على محور السور والبوابات تقاس المساحة من متوسط الارتفاع حتى الحواف المعدنية للأسوار المعدنية، بينما أسعار أسوار المبني تقاس الأجزاء المشطبة الظاهرة.

ب . يشمل السعر أعمال الحفر والأساس والردم والتخلص من ناتج الحفر والأعمدة والدعامات والتشطيب وكل مايلزم، وكذلك أعمدة البوابات والأعمدة الساندة والحواجز.

٩- تجميل الموقع

يشمل السعر توريد التربة وبذر البذور والتحضير وزراعة سياجات النباتات وصيانة ماسبق مع عمل كل مايلزم.

١٠- معالجة سطح التربة

يشمل السعر أعمال الدك وتسوية جوانب القواطع وجوانب الدعامات والمبني باستعمال الرمال أو مواد أخرى مماثلة كما يشمل المعدات والآلات وكل مايلزم.

١٠-٤-٢- الأعمدة الخرسانية

١- القياس

تخصم أحجام الحديد المغمورة في الخرسانة إذا كان سعر الحديد بنداً منفصلاً.

٢- سعر الفقرة

يشمل سعر الفقرة إعداد الموقع والمواد والمعدات والورش والقوالب والشدات وال الحديد والخردوت وإعداد أسطح الخرسانة بشكل نهائي للخرسانة الظاهرة أو الوجه الناعم الظاهر أو للدهان، ما لم يكن لذلك بذلك بندر منفصل.

تحسب الأعتاب كأعمال خرسانية ما لم يكن لها بندر منفصل.
الخرسانة السابقة الصب إضافة لما سبق النقل والإعداد لها في الموقع وتركيبها.

١-٧-٣-٤ . المباني

- يشمل سعر الفقرة:
- . التنظيف والتكميل.
- . الربط مع الأجزاء الأخرى.

١-٧-٤-٤ . التجهيزات الهندسية الميكانيكية

تشمل الأسعار لكل صنف ما يلي:

١. كافية قطع الغيار المطلوبة كما هي في الموصفات ويوصي بها المنتج لزيادة كفاءة التركيب.
٢. القواعد الخرسانية اللازمة للمعدات.
٣. دهان وحماية كل قطعة من المعدات.
٤. بدء التشغيل والصيانة المجانية لمدة سنة.
٥. توريد كافة معدات الاختبار وإجراء الاختبارات حسب المحدد.
٦. توريد تعليمات التشغيل ومخاططات التسجيل كما هو محدد.

١- أجهزة التحكم الآلي

يشمل السعر تركيبات التوصيات وأنابيب التحكم وصناديق المراقبة وأسلاك التحكم والعوازل وبوابي إء التشغيل والريلاي وما شابه مما يتعلق بالتحكم الآلي والضمان والصيانة والتشغيل لمدة عام كامل وكل مايلزم. كما يشمل السعر التوصيات على مأخذ الإمداد الرئيسي.

٢- العزل والتطبيق والتغطية الوقائية

يقاس العزل من خط المركز مروراً بالتوصيات.

يشمل سعر الوحدة الشرائط والغراء والشريط والتغطية الوقائية وصناديق العزل وصناديق الصمامات وصناديق وعلب توصيل المواسير وشبكات السلك وكل مايلزم.

٣- أعمال المواسير

يشمل السعر المثبتات والربط والتوصيات والوصلات والدعامات والأكتاف والعلاقات وفواصل التمدد من نوع المنفاخ وكافة مايلزم لمنتج كامل وحسب الموصفات.

٤- مركز مراقبة المоторات

يشمل السعر مركز مراقبة المоторات كما هو وارد بالمواصفات كاملاً بمفاتيح قطع الدوائر، وبواديء التشغيل والأسلاك والكابلات والتوصيات الكهربائية من مركز المراقبة إلى المотор، ومن لوحة التوزيع الكهربائي إلى مركز المراقبة وكل مايلزم لذلك.

٤-١-٧- التركيبات الكهربائية

١- مفاتيح الكهرباء

يشمل سعر الوحدة مفاتيح الكهرباء كما هو مذكور في المواصفات وكما هو مبين بالرسومات، ويشمل التركيب الكامل بكل الموصلات، أسلاك التوصيل الداخلية، والتحكم في الدوائر، وكل المعدات الالزمة والمبنية في المواصفات كذلك كل الأعمال الالزمة لتركيب وصيانة الأعمال كما هو مبين ومحدد.

٢- الكابلات

. أساسى "رئيسي" هي الإمداد القادم إلى لوحة التوزيع الرئيسية داخل مبنى أو مجمع.
. الدوائر الفرعية الرئيسية هي الإمداد القادم من لوحة المفاتيح الرئيسية إلى الفرعية أو من لوحة المفاتيح الفرعية إلى لوحة التوزيع.

أ. يقاس الطول دون اعتبار الوصلات والمالك والمنحنيات.

ب . يشمل سعر الوحدة كافة لوازم الكابلات مثل حلبة ربط الكابل والربط وعلبة الكابل والتوصيات إلى مجموعة المفاتيح وعلبة التوزيع والدعامات والعلاقات ووسائل التثبيت وصواني تعليق الكوابيل وملحقات التوصيل وحفر الخنادق ووضع الكوابيل فيها والردم وغرف التفتیش وعلامات الكابل والتشطيب وصيانة الأعمال كما هو في المواصفات.

٣- الدوائر الفرعية الثانوية والتركيبات المساعدة (نقاط المخرج)

أ . تقاس نقاط المخرج أو الدوائر النهائية الثانوية والتركيبات المساعدة على أنها الإمداد من لوحة التوزيع إلى نقاط المخرج عبر مفتاح أو مباشرة كالتالي :

. نقاط مخرج الإضاءة.

. نقاط مخرج متعدد الأغراض وبرايز القدرة وما شابه.

. مأخذ التيار للمعدات باستثناء الموصلات والبواديء وما شابه.

ب . يشمل سعر الوحدة الكابل وثبت المواسير في الأسقف الخرسانية أو الأسقف المعلقة والأجزاء الالزمة والدويان المتندلية من السقف (ورودة السقف ومفاتيح الإضاءة والبرايز والأجراس وبرايز التليفون ... الخ)

ومكان وضع هذه النقاط يكون في السقف أو على الحائط أو تحت الأرضيات أو كما هو موضح بالمخيططات.

٤- نظام التوصيل تحت الأرضيات

١. نظام التوصيل تحت الأرضيات هو العلب المزدوجة أو المفردة التي تصل بين نظام التوصيل تحت الأرضيات.
٢. يشمل سعر الكوابل تحت سطح الأرض توريد وتركيب الكابلات حسب الأحجام والعدد المحددة في الموصفات شاملة كل الأعمال المدنية وأماكن وضعها وصناديق التركيب بالأغطية، صناديق التوصيل بالأغطية، القنطر، حوامل الكوابل والتيهات وكل ما هو لازم حسب ما هو موضح بالموصفات.
٣. يشمل سعر صناديق المخارج الواردة توريد وتركيب تحت سطح الأرض في الواقع المحدد على الرسومات شاملة المخارج وعلب التوصيل السطحية العمومية. والحوامل والفرشات الأرضية الواقية وكل ما هو ضروري.

٥- الإضاءة

١. يشمل السعر توريد وتركيب وحدات الإضاءة كما هي محددة في الموصفات على أن تكون كاملة بلمبات فلورسنت أو مصباح توهجي وجهاز تحكم ومد الأسانك اللازمة وكافة التوصيلات بما في ذلك التأرض.
٢. لوحات الإضاءة الخارجية يشمل السعر أيضاً الأسانك من قاعدة العاومود (صندوق ثلات نهايات) إلى وحدة الإضاءة.

٦- الأعمدة

يشمل السعر الأعمدة والأبراج العالية كما هو محدد في الموصفات والتركيب الكامل بالكابلات وصناديق النهايات، ثلات نهايات، المنصهرات، الأساس أو القاعدة كما هو محدد أو كما يوصي به الصانع، حجرة التفتيش بالغطاء الدهان وما إلى ذلك.

٧- شروط العقد

- وتشمل الشروط العامة للعقد ما يلي:
١. تعاريف عامة.

-
٢. واجبات وصلاحيات المهندس.
 ٣. التنازل للغير.
 ٤. التعاقد من الباطن.
 ٥. نطاق العقد.
 ٦. مستندات العقد.
 ٧. صور المخططات والمواصفات.
 ٨. الرسومات والتعليمات الإضافية.
 ٩. تدقيق المقاول للتصميمات والمستندات الفنية.
 ١٠. إتفاقية العقد.
 ١١. ضمان تنفيذ العقد.
 ١٢. معاينة الموقع.
 ١٣. كتابة العطاء.
 ١٤. تنفيذ الأعمال وفق توجيهات المهندس المشرف.
 ١٥. تقسيم برنامج العمل الزمني.
 ١٦. المراقبة والإشراف من جانب المقاول.
 ١٧. التخطيط العام للموقع والأعمال.
 ١٨. الجهات والحفريات الاستكشافية.
 ١٩. الحراسة والإضاءة.
 ٢٠. العناية بالأعمال.
 ٢١. إرسال الإشعارات إلى الجهات المعنية وسداد الرسوم.
 ٢٢. الأشياء والمواد التي يعثر عليها بالموقع.
 ٢٣. حقوق البراءة وسداد الرسوم.
 ٢٤. عرقلة المرور والأضرار بممتلكات الغير.
 ٢٥. حركة المرور غير العادية.
 ٢٦. إتاحة الفرصة للمقاولين الآخرين.

- ٢٧ . توريد التجهيزات والممواد والأدوات والعمالة.
- ٢٨ . نظام الموقع والأعمال.
- ٢٩ . الأيدي العاملة.
- ٣٠ . التقارير عن الأيدي العاملة والمعدات.
- ٣١ . المواد وجودة العمل.
- ٣٢ . الوصول إلى الموقع.
- ٣٣ . معاينة العمل.
- ٣٤ . إزالة العمل والمواد غير الصالحة.
- ٣٥ . إيقاف العمل.
- ٣٦ . موعد بدء الأعمال.
- ٣٧ . حيازة الموقع.
- ٣٨ . مدة التنفيذ.
- ٣٩ . تمديد مدة التنفيذ.
- ٤٠ . العمل أيام الجمع والليل.
- ٤١ . معدل تقدم سير الأعمال في الموقع.
- ٤٢ . التعويضات المحددة.
- ٤٣ . شهادة إنجاز الأعمال.
- ٤٤ . محضر الاستلام الابتدائي.
- ٤٥ . الضمان وإصلاح العيوب.
- ٤٦ . تحريات المقاول والمهندس.
- ٤٧ . التغيرات.
- ٤٨ . تقويم التغيرات.
- ٤٩ . المعدات والمواد والأعمال المؤقتة.
- ٥٠ . الكميات.
- ٥١ . قياس الأعمال.

٥٢. طريقة القياس.
٥٣. المبالغ الاحتياطية.
٤. مقاولي الباطن.
٥٥. الدفعة المقدمة.
٥٦. المستخلصات والدفعات للمقاول.
٥٧. الاستلام النهائي.
٥٨. انتهاء التزام المالك.
٥٩. سحب العمل والإجراءات العلاجية.
٦٠. الإصلاحات العاجلة.
٦١. المخاطر المستشأة.
٦٢. الدفع في حالة تجميد العقد.
٦٣. حسم النزاعات . التحكيم.
٦٤. الأخطار والاشعارات.
٦٥. تخلف المالك في الوفاء بالتزاماته.
٦٦. عدم الزيادة أو النقص في الأسعار.

٣-٧- الشروط الخاصة

وتشمل:

١. الأماكن المقدسة.

٢. اللافتات والاعلانات.

٣. التبليغ عن الحوادث.

٤. استخدام المتفجرات.

٥. مقاطعة إسرائيل.

٦. سرية العقد.

٧. الرشوة والغش.

٨. الأنظمة واللوائح.

٩. المنتجات الوطنية.

٤-٤ - إعداد الموصفات

تم إعداد الموصفات الفنية للمشروع بالتنسيق مع المخططات التنفيذية وجداول الكميات، ويحتوي كتيب الموصفات على البنود التالية:

٤-٤-١ - المتطلبات العامة

وتشمل:

١. ملخص الأعمال موضوع العطاء.

٢. قائمة بالموصفات والكودات المستخدمة بالمشروع.

٣. تعليمات الاجتماعات الدورية للمشروع.

٤. التقديمات.

٥. الخدمات المؤقتة.

٦. المواد والمعدات.

٧. إكماء عقد المشروع.

٨. توثيق ملفات المشروع.

٩. متطلبات التشغيل والصيانة.

٤-٤-٢ - أعمال الموقع العام

وتشمل:

أ. الإزالة

ب. نظام الموقع.

ت. أعمال الأتربة.

ث. البردورات.

٤-٤-٣ - أعمال الخرسانة

وتشمل:

أ. الخرسانة.

ب. الشدات.

ت. حديد التسليح.

ث. الخرسانة سابقة الصنع.

ج. الخرسانة سابقة الإجهاد.

٤-٤-٤-٧ - أعمال المبني

وتشمل:

أ. البلوك.

ب. أعمال الحجر.

٤-٤-٥-٧ - أعمال الحديد

وتشمل:

أ. أعمال الصلب الإنسائي.

ب. الحديد المستخدم في أعمال الأرضيات.

٤-٦-٧ - أعمال العزل المائي

وتشمل:

١ - الأغشية العازلة للرطوبة.

٢ - البيورثين.

٤-٧-٧ - أعمال التشطيبات

وتشمل:

١. أعمال البياض.

٢. أعمال الأرضيات.

٣. أعمال الدهانات.

٤. أعمال الاشارات.

٨- طرح المشروع في مناقصة عامة، مستندات المناقصة والعقد

قبل طرح المشروع في مناقصة عامة يتم إعداد مستندات المناقصة والعقد والتي تشمل الآتي:

١-٨ - عقد التنفيذ

يجب أن يشتمل عقد التنفيذ البنود التالية:

١. تحديد اسم وصفة كلٍ من مالك المشروع وكذلك المقاول.
٢. موضوع العقد.

٣. قيمة العقد.

٤. مدة العقد.

٥. وثائق العقد: وتشكل هذه الوثائق وحدة متكاملة، وتعتبر كل وثيقة منها جزء من العقد بحيث تفي وتنتمي الوثائق المذكورة أعلاه بعضها بعضاً وتشمل:

أ. عقد التنفيذ.

ب. تعليمات وشروط العقد باللغة المتفق عليها.

ت. المخططات التنفيذية.

ث. المواصفات.

ج. جداول الكميات.

ح. تقرير فحص التربة.

خ. عطاء المقاول موضح به رقم العطاء وتاريخه.

د. خطاب الترسية موضح به رقم الخطاب وتاريخه.

ذ. أي محاضر يتطرق إليها بين الطرفين لاحقاً.

٦. عناوين المراسلات للملك والمقاول.

٧. توقيع المالك والمقاول على العقد.

٢-٨ - تعليمات المناقصة

وتشمل تعليمات المناقصة الآتي:

١. موقع ومكونات المشروع.

-
٢. مستندات العطاء والتي تشمل:
- أ. خطاب الدعوة لتقديم العروض.
 - ب. نموذج العطاء.
 - ت. تعليمات المناقصة.
 - ث. شروط العقد.
 - ج. عقد التنفيذ.
 - ح. الأعمال الأولية والملحقات.
 - خ. المواصفات.
 - د. جداول الكميات.
 - ذ. المخططات التنفيذية.
 - ر. النشرات التي تسلم أو ترسل إلى المتنافسين قبل تسليم العطاء.
 - ز. خطاب الضمان الابتدائي.
٣. تعليمات تقديم وتسليم العطاءات.
٤. مرفقات العطاء والتي تشمل:
- أ. شهادة السجل التجاري سارية المفعول.
 - ب. شهادة سارية المفعول عن تصنيف المقاولين للأعمال موضوع العطاء صادرة من وزارة الأشغال العامة والإسكان.
 - ت. شهادة نظامية وافية عن الشركة المتنافسة تثبت تسجيلها ونوعها وتاريخ إنشائها وأسماء ونوعية وعدد الموظفين الدائمين لديها من إداريين وماليين وفنين وحرفيين، وتعتمد هذه الشهادة من وزارة التجارة أو الجهات المختصة بالمملكة العربية السعودية.
 - ث. بيان بسابقة أعمال المتنافس مع شهادات إنجاز معتمدة من الجهات المعنية بتنفيذ هذه الأعمال.
 - ج. بيان بالمركز المالي للمنافس مدعماً بالوثائق الرسمية والشهادات البنكية الصادرة من البنوك التي يتعامل معها مصدقاً عليها من وزارة التجارة.

ح. صورة من عقد أو عقود المشاريع المماثلة والتي سبق للمنافس إنجازها مع شهادة معتمدة من الجهة أو الجهات المعنية بالتنفيذ تفيد بأن التنفيذ قد تم وفق الشروط والمواصفات المتفق عليها وب بدون تأخير.

خ. البرنامج الزمني للمشروع.

د. مذكرة شاملة مع مخططات، مواصفات، صور فوتوغرافية وأي معلومات أخرى تبين الطريقة التي يقترحها مقدم العطاء لتنفيذ الأعمال المحددة.

ذ. الهيكل التنظيمي مشتملاً المؤهلات والخبرات والأسماء لأفراد الفريق الفني والإداري للمقاول، بالإضافة إلى الجهاز المزمع توظيفه في الموقع أو فيما يختص بإنجاز العمل خلال تنفيذ المشروع.

٥. مراجعة المالك لجدال الأسعars.

٦. شروط التفاوض.

٧. ظروف الموقع والتفتيش.

٨. كفاية العطاء.

٩. التعليمات والنشرات.

١٠. الاستفسار والتوضيحات إلى المقاولين.

١١. الضمان الابتدائي.

١٢. مدة سريان العطاء.

١٣. إضافة أو إلغاء أو تأجيل أجزاء من العمل.

١٤. مدة التنفيذ وغرامة التأخير.

١٥. جداول الكميات ومعدلات الأسعار.

١٦. الانسحاب من المناقصة.

١٧. تأجيل فتح المظاريف.

١٨. تقييم العطاءات.

١٩. مصاريف العطاءات.

٢٠. تأخر العطاءات وعدم اكتتمالها.

٢١. سرية العقد.

٢٢. العملة الرسمية المعتمدة في هذا العطاء.

٢٣. الإشعار بقبول العطاء.

٢٤. المواد البديلة.

٢٥. أحكام عامة.

٢٦. مدة تنفيذ العقد.

٣-٨ - صيغة وملحق العطاء

٣-١ - صيغة العطاء

تشتمل صيغة العطاء على ما يلي:

١. عرض المقاول بإنشاء وإنجاز جميع الأعمال حسب المخططات والمواصفات وحداول الكميات وشروط العقد وجميع وثائق المناقصة وتوريد ما يلزم لذلك من مواد ومعدات وعمالة.

٢. تحديد قيمة العقد.

٣. مدة تنفيذ العقد.

٤. مدة سريان العطاء.

٥. اسم المقاول وعنوان المراسلة وتوقيع العقد.

٣-٢ - ملحق العطاء

يشمل ملحق العطاء ما يلي:

١. ضمان العطاء (الضمان الابتدائي).

٢. ضمان حسن التنفيذ.

٣. الحد الأدنى لقيمة تأمين الطرف الثالث.

٤. فترة إنجاز الأعمال.

٥. فترة إنجاز الأعمال بدالة يقدمها المقاول.

٦. غرامة التأخير.

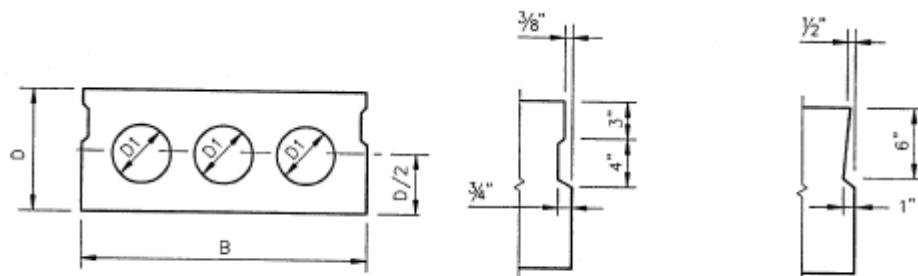
٧. فترة الصيانة.

٨. الدفعية المقدمة.

٩ - المراجع

FHWA bridges inspection manual 2006.

MOMRA bridges design specifications (MA100-D-V1/2 & V2/2).

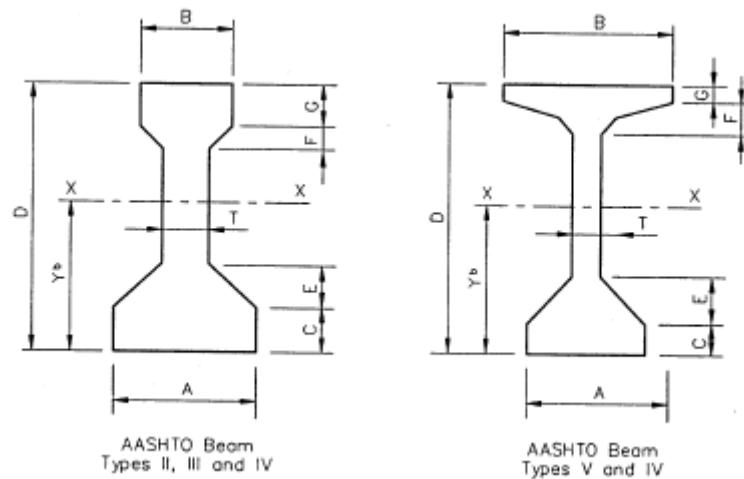
١٠ - الملحق (١): خصائص بعض المقاطع القياسية للقسم العلوي من الجسر**١٠-١-١- البلاطات الخرسانية المفرغة مسابقة الصنع مسابقة الإجهاد**

Precast voided slab section and shear key

Precast Prestressed Box Section Properties

Span ft (m)	Section Dimensions		Section Properties				
	Width B in. (mm)	Depth D in. (mm)	A in. ² (mm ² 10 ⁶)	Y_b in. (mm)	I_x in ⁴ (mm ⁴ 10 ⁹)	S_b in. ³ (mm ³ 10 ⁶)	S_t in. ³ (mm ³ 10 ⁶)
50 (15.2)	48 (1,219)	27 (686)	693 (0.4471)	13.37 (3310.6)	65,941 (27.447)	4,932 (80.821)	4,838 (710.281)
60 (18.3)	48 (1,219)	33 (838)	753 (0.4858)	16.33 (414.8)	110,499 (45.993)	6,767 (110.891)	6,629 (108.630)
70 (21.4)	48 (1,219)	39 (991)	813 (0.5245)	110.29 (490.0)	168,367 (70.080)	8,728 (143.026)	8,524 (1310.683)
80 (24.4)	48 (1,219)	42 (1,067)	843 (0.5439)	20.78 (527.8)	203,088 (84.532)	9,773 (160.151)	9,571 (156.841)

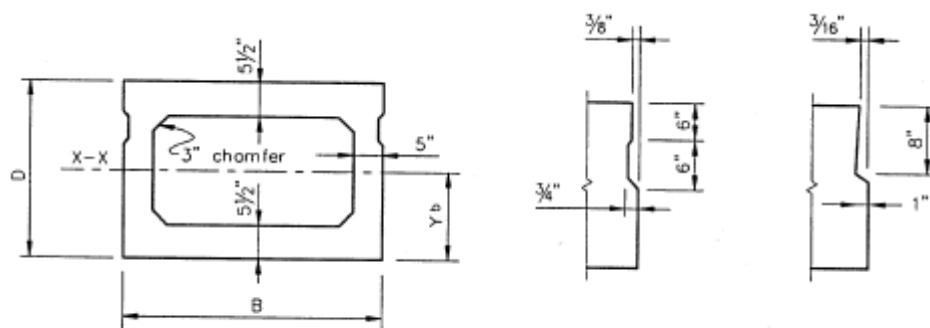
٢-١٠ - الكمرات الخرسانية مسبقة الصنع مسبقة الإجهاد بمقطع I و(BULB-TEE)



Precast Prestressed I-Beam Section Properties

AASHTO Beam Type	Section Dimensions, in. (mm)							
	Depth <i>D</i>	Bottom Width <i>A</i>	Web Width <i>T</i>	Top Width <i>B</i>	<i>C</i>	<i>E</i>	<i>F</i>	<i>G</i>
II	36 (914)	18 (457)	6 (152)	12 (305)	6 (152)	6 (152)	3 (76)	6 (152)
III	45 (1143)	22 (559)	7 (178)	16 (406)	7 (178)	7.5 (191)	4.5 (114)	7 (178)
IV	54 (1372)	26 (660)	8 (203)	20 (508)	8 (203)	9 (229)	6 (152)	8 (203)
V	65 (1651)	28 (711)	8 (203)	42 (1067)	8 (203)	10 (254)	3 (76)	5 (127)
VI	72 (1829)	28 (711)	8 (203)	42 (1067)	8 (203)	10 (254)	3 (76)	5 (127)
	Section Properties							
	<i>A</i> in. ² (mm ² 10 ⁶)	<i>Y_b</i> in. (mm)	<i>I_x</i> in. ⁴ (mm ⁴ 10 ⁹)	<i>S_b</i> in. ³ (mm ⁴ 10 ⁶)	<i>S_t</i> in. ³ (mm ⁴ 10 ⁶)	Span Ranges, ft (m)		
II	369 (0.2381)	15.83 (402.1)	50,980 (21.22)	3220 (52.77)	2528 (41.43)	40 ~ 45 (12.2 ~ 13.7)		
III	560 (0.3613)	20.27 (514.9)	125,390 (52.19)	6186 (101.38)	5070 (83.08)	50 ~ 65 (15.2 ~ 110.8)		
IV	789 (0.5090)	24.73 (628.1)	260,730 (108.52)	10543 (172.77)	8908 (145.98)	70 ~ 80 (21.4 ~ 24.4)		
V	1013 (0.6535)	31.96 (811.8)	521,180 (216.93)	16307 (267.22)	16791 (275.16)	90 ~ 100 (27.4 ~ 30.5)		
VI	1085 (0.7000)	36.38 (924.1)	733,340 (305.24)	20158 (330.33)	20588 (337.38)	110 ~ 120 (33.5 ~ 36.6)		

٣-١. الكهرباء الخرسانية الصندوقية مسابقة الصنع مسابقة الإجهاد



Precast Box Section and Shear Key

Precast Prestressed Box Section Properties

Span ft (m)	Section Dimensions		Section Properties				
	Width B in. (mm)	Depth D in. (mm)	A in. ² (mm ² 10 ⁶)	Y_b in. (mm)	I_x in. ⁴ (mm ⁴ 10 ⁹)	S_b in. ³ (mm ³ 10 ⁶)	S_i in. ³ (mm ³ 10 ⁶)
50 (15.2)	48 (1,219)	27 (686)	693 (0.4471)	13.37 (3310.6)	65,941 (27,447)	4,932 (80,821)	4,838 (710,281)
60 (18.3)	48 (1,219)	33 (838)	753 (0.4858)	16.33 (414.8)	110,499 (45,993)	6,767 (110,891)	6,629 (108,630)
70 (21.4)	48 (1,219)	39 (991)	813 (0.5245)	110.29 (490.0)	168,367 (70,080)	8,728 (143,026)	8,524 (1310,683)
80 (24.4)	48 (1,219)	42 (1,067)	843 (0.5439)	20.78 (527.8)	203,088 (84,532)	9,773 (160,151)	9,571 (156,841)

١١ - الملحق (٢): مثال لتصميم جسر لاحق الشد

11-1- INTRODUCTION

This design example demonstrates the design of a **36.50 m** single span post tensioned bulb-tee beam bridge with parabolic tendon profile and with no skew. This example illustrates in detail the design of a typical interior beam at the critical sections in positive flexure, shear, and deflection due to prestress, dead loads and live load. The superstructure consists of eight beams spaced at **1.68 m** centers, as shown in **Figure 10-1**. Beams are designed to act compositely with the **250 mm** cast-in-place concrete deck to resist all superimposed dead loads, live loads and impact. A future wearing surface of **50 mm** is considered in addition to the **250 mm** deck. Design live load is according to MOMRA live load. The design is accomplished in accordance with the MOMRA LRFD Bridge Design Specifications.

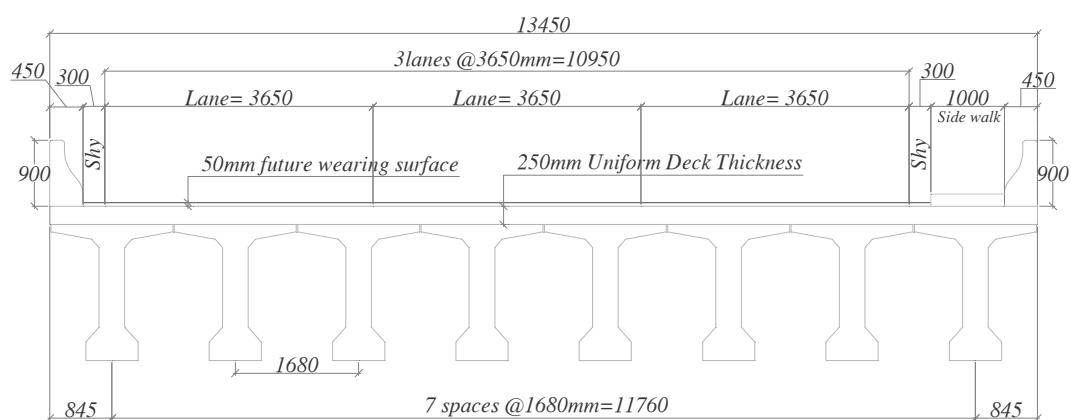


Figure 10-1 Bridge Cross-Section (all dimensions are in mm)

11-2- MATERIALS**Cast-in-place slab:**

Actual thickness, $t_s = 250$ mm.

Future wearing surface = 50 mm.

Concrete strength at 28 days, $f_c' = 28$ MPa.

Precast beams: Bulb-tee as shown in **Figure 10.2**

Concrete strength at transfer, $f_{ci}' = 40$ MPa.

Concrete strength at 28 days, $f_c' = 45$ MPa.

Concrete unit weight, $w_c = 2400 \text{ Kg/m}^3$.

Overall beam length (L) = 37.50 m.

Design span (L_1) = 36.5 m.

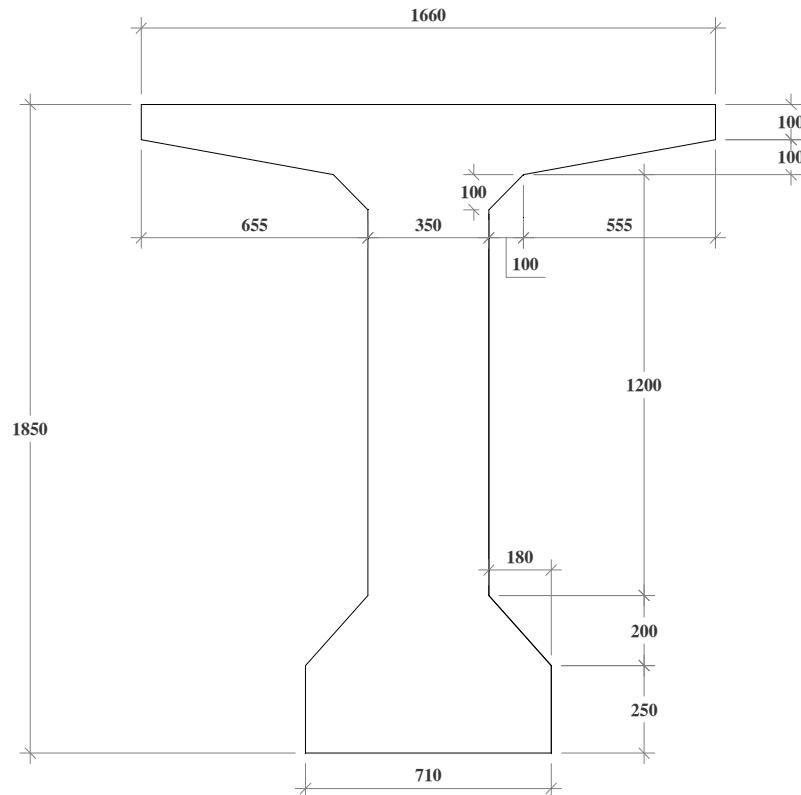


Figure 10.2: Bulb – Tee Dimensions (mm)

Prestressing strands:

15.24 mm Nominal dia., seven-wire, low-relaxation

Area of one strand = 140 mm^2 .

Ultimate strength, $f_{pu} = 1862 \text{ MPa}$

Yield strength, $f_{py} = 0.9f_{pu} = 1675.80 \text{ MPa}$

[MA-100-D-V1/2 Table 5.3]

Stress limits for prestressing strands:

[MA-100-D-V1/2 Table 5.8]

-
- before transfer, $f_{pi} \leq 0.75f_{pu} = 1396.50 \text{ MPa}$
 - At service limit state (after all losses) $f_{pe} \leq 0.80f_{py} = 1340.64 \text{ MPa}$.

Modulus of elasticity, $E_p = 197000 \text{ MPa}$ [MA-100-D-V1/2 Art. 5.4.4.2]

Reinforcing bars: Yield strength, $f_y = 413.70 \text{ MPa}$

Modulus of elasticity, $E_s = 200000 \text{ MPa}$ [MA-100-D-V1/2 Art. 5.4.3.3]

Future wearing surface: 50 mm asphalt, unit weight = 22 kN/m^3 .

New Jersey-type barrier: Unit weight = 7.2 kN/m/side

11-3- CROSS-SECTION PROPERTIES FOR A TYPICAL INTERIOR BEAM

11-3-1- Span Depth Ratio

Using [MA-100-D-V1/2 Table 2.1]

11-3-2- Non-Composite Section

At mid span:

A = area of cross-section of beam = 991000 mm^2 .

h = overall depth of beam = 1850 mm.

I = moment of inertia about the centroid of the non-composite precast beam = $401 \times 10^9 \text{ mm}^4$.

y_b = distance from centroid to extreme bottom fiber of the non-composite precast beam = 1014 mm.

y_t = distance from centroid to extreme top fiber of the non-composite precast beam = 836 mm.

S_b = section modulus for the extreme bottom fiber of the non-composite precast beam = $I/y_b = 395463510.8 \text{ mm}^3$.

S_t = section modulus for the extreme top fiber of the non-composite precast beam = $I/y_t = 479665071.8 \text{ mm}^3$.

At end block:

A = area of cross-section of beam = 1450000 mm^2 .

h = overall depth of beam = 1850 mm .

I = moment of inertia about the centroid of the non-composite precast beam = $464 \times 10^9 \text{ mm}^4$.

y_b = distance from centroid to extreme bottom fiber of the non-composite precast beam = 1005 mm .

y_t = distance from centroid to extreme top fiber of the non-composite precast beam = 845 mm .

S_b = section modulus for the extreme bottom fiber of the non-composite precast beam = $I/y_b = 461691542.3 \text{ mm}^3$.

S_t = section modulus for the extreme top fiber of the non-composite precast beam = $I/y_t = 549112426 \text{ mm}^3$.

Average beam weight, $W_t = 25.24 \text{ kN/m}$.

E_c = modulus of elasticity, MPa = $(3000 \sqrt{f'_c}) + 6900 (\gamma_c/2300)^{1.5}$ [MA-100-D-V1/2 Eq. 5.8]

Where:

γ_c = Density of concrete, $\text{Kg/m}^3 = 2400 \text{ Kg/m}^3$.

f'_c = specified strength of concrete, MPa.

Therefore, the modulus of elasticity for:

Cast-in-place slab, $E_c = (3000 \sqrt{(28)} + 6900) (2400/2300)^{1.5} = 24275.83 \text{ MPa}$.

Precast beam at transfer, $E_{ci} = (3000 \sqrt{(40)+6900}) (2400/2300)^{1.5} = 27579.29$ MPa.

Precast beam at service loads, $E_c = (3000 \sqrt{(45)+6900}) (2400/2300)^{1.5} = 28806.1$ MPa.

11-3-3- Composite Section

11-3-3-1- Effective Flange Width

Average spacing between beams = 1680 mm. [MA-100-D-V1/2 Art. 4.6.2.6.1]

Therefore, the effective flange width is = 1680 mm.

11-3-3-2- Modular Ratio between Slab and Beam Materials

Modular ratio between slab and beam materials, $n = E_C \text{ slab } / E_C \text{ beam}$
 $= 24275.83 / 28806.1 = 0.8427$.

11-3-3-3- Transformed Section Properties

Transformed flange width = n (Effective flange width) = $(0.8427) \times (1680)$
 $= 1416\text{mm}$

Transformed flange area = $n \times \text{Effective flange width} \times t_s = 0.8427 \times 1680 \times 250$
 $= 353934 \text{ mm}^2$

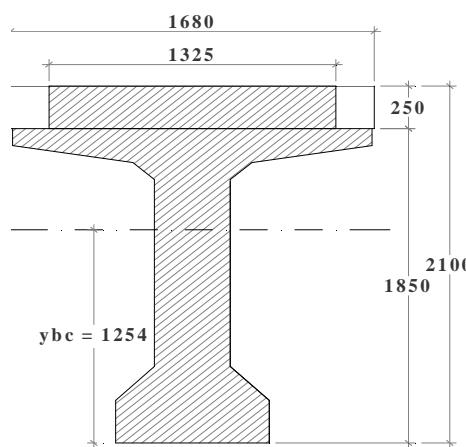
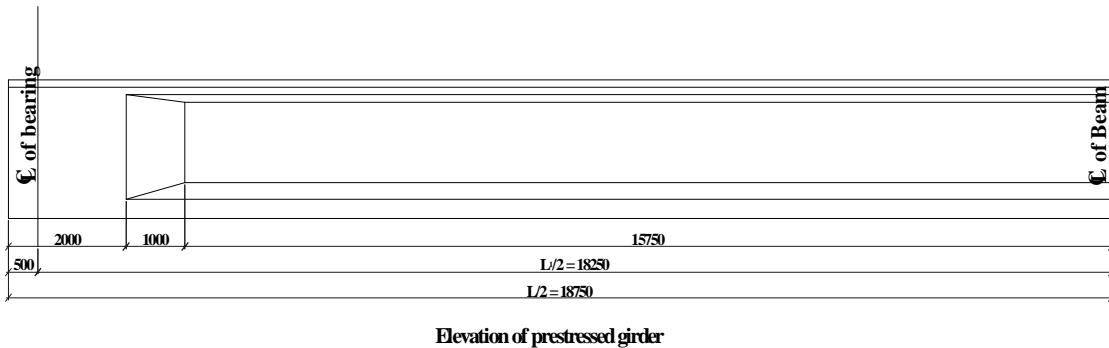


Figure 10.3.3.3-1a Dimensions of the Composite Section (mm)



1- Properties of Composite Section

A = total area of the composite section = 1321000 mm^2 .

h_c = overall depth of the composite section = 2100 mm.

I_c = moment of inertia of the composite section = $632 \times 10^9 \text{ mm}^4$.

y_{bc} = distance from the centroid of the composite section to the extreme bottom fiber of the precast beam = 1254 mm.

y_{tg} = distance from the centroid of the composite section to the extreme top fiber of the precast beam = 596 mm.

y_{tc} = distance from the centroid of the composite section to the extreme top fiber of the deck = 846 mm.

S_{bc} = composite section modulus for the extreme bottom fiber of the precast beam = $(I_c/y_{bc}) = 503987241 \text{ mm}^3$

S_{tg} = composite section modulus for the top fiber of the precast beam = $(I_c/y_{tg}) = 1060402685 \text{ mm}^3$.

S_{tc} = composite section modulus for extreme top fiber of the deck slab = $(1/n) \times (I / y_{tc}) = 947065057 \text{ mm}^3$.

11-4- SHEAR FORCES AND BENDING MOMENTS

The self-weight of the beam and the weight of the deck act on the non-composite, simple-span structure, while the weight of barriers, future wearing surface, and live loads with impact act on the composite, simple-span structure. Refer to **Table 10.4-1** which follows

Section 10.4 for a summary of unfactored values calculated below.

11-4-1- Shear Forces and Bending Moments Due to Dead Loads

11-4-1-1- Dead Loads

[MA-100-D-V1/2 Art. 3.3.2]

DC = Dead load of structural components and non-structural attachments.

Dead loads acting on the non-composite structure:

Beam self-weight = $(991000 \times 31500 + 1450000 \times 4000 + 1210000 \times 2000) / 37500 \times 2400 \times 10 (\text{N/Kg}) / 1000 = 25.24 \text{ kN/m}$.

deck slab weight (250 mm) = $250 \times 1680 \times 2400 \times 10 (\text{N/Kg}) / 1000 = 10.08 \text{ kN/m}$

Note:

Dead loads placed on the composite structure:

MA-100-D-V1/2 Article 4.6.2.2.1 states that permanent loads (barriers and future wearing surface) may be distributed uniformly among all beams if the following conditions are met:

- Width of the deck is constant..... O.K.
 - Number of beams, N_b , is not less than four ($N_b = 8$)..... O.K.
 - Beams are parallel and have approximately the same stiffness..... O.K.
 - The roadway part of the overhang, $d_e \leq 0.91 \text{ m}$; $d_e = 0.91 - 0.75 = 0.16 \text{ m}$ O.K.
 - Curvature in plan is less than the limit specified in MA-100-D-V1/2 Art 4.6.1.2.4 (curvature = 0.0)..... O.K.
 - Cross-section of the bridge is consistent with one of the cross-sections given in MA-100-D-V1/2 Table 4.3..... O.K.
- O.K.

Since these criteria are satisfied, the barrier and wearing surface loads are equally distributed among the 8 beams.

Barrier weight = $(2 \text{ barriers} \times 7.2 \text{ kN/m}) / (8 \text{ beams}) = 1.80 \text{ kN/m/beam}$.

DS = Dead load of side walk = $0.25 \times 1.0 \times 22 / 8 = 0.70 \text{ kN/m/beam}$.

DW = Dead load of future wearing surface = $(0.05 \times 11.55 \times 22) / 8 = 1.60 \text{ kN/m/beam}$.

11-4-1-2- Unfactored Shear Forces and Bending Moments

For a simply supported beam with span (L) loaded with a uniformly distributed load (w), the shear force (V_x) and bending moment (M_x) at any distance (x) from the support are given by:

$$V_x = w(0.5L - x) \quad (\text{Eq. 10.1})$$

$$M_x = 0.5w x (L - x) \quad (\text{Eq. 10.2})$$

Using the above equations, values of shear forces and bending moments for a typical interior beam, under self-weight of beam, weight of slab, weight of barriers, weight of side walk and future wearing surface are computed and shown in **Table 10.4-1**. For these calculations, the span length (L) is the design span, 36.5 m. However, for calculations of stresses and deformation at the time prestress is released, the overall length of the precast member, 37.5 m, is used as illustrated later in this example.

11-4-2- Shear Forces and Bending Moments Due to Live Loads

11-4-2-1- Live Loads

MA-100-D-V1/2 Art

3.6

Design live load is MOMRA loads which consists of a combination of:

1. The effect of the design tandem with dynamic allowance combined with the effect of the design lane load.

The design tandem consists of a pair of 250 kN axles spaced at 1.2 m apart (longitudinally), the design lane load shall consist of a load of 20 kN/m uniformly distributed in the longitudinal direction.

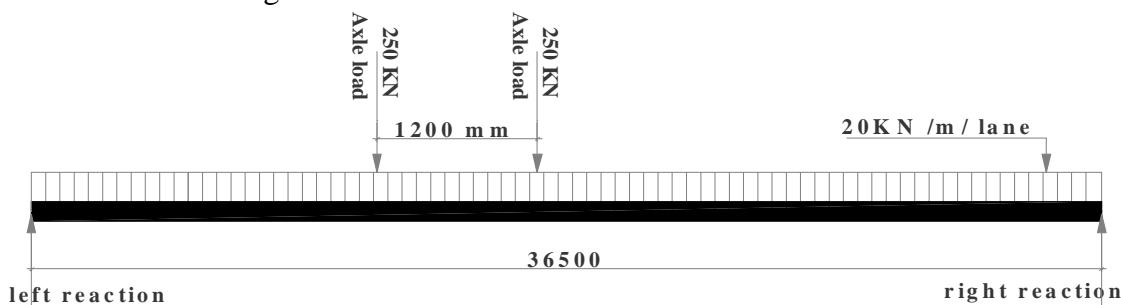


Figure 10.4.2.1-1: Design tandem combined with the effect of the design lane load

2. The effect of one design truck with the variable axle spacing with dynamic allowance combined with the effect of the design lane load.

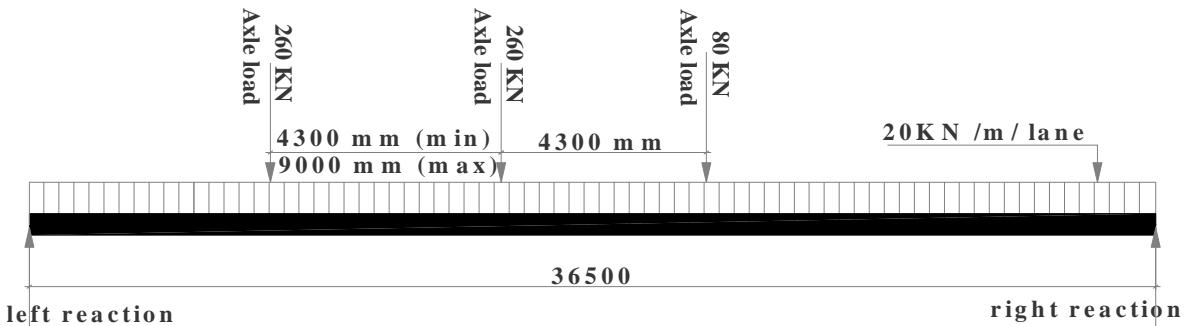


Figure 10.4.2.1-2: One design truck with the variable axle spacing with the effect of the design lane load

The live load bending moments and shear forces are determined by using the simplified distribution factor formulas, [MA-100-D-V1/2 Art. 4.6.2.2]. To use the simplified live load distribution factor formulas, the following conditions must be met:[MA-100-D-V1/2 Art.4.6.2.2.1]

- Width of the deck is constant..... O.K.
- Number of beams, N_b , is not less than four ($N_b = 8$)..... O.K.
- Beams are parallel and have approximately the same stiffness.....OK.
- The roadway part of the overhang, $d_e \leq 0.91$ m; $d_e = 0.91 - 0.75 = 0.16$...O.K.
- Curvature in plan is less than the limit specified in MA-100-D-V1/2 Art 4.6.1.2.4 (curvature = 0.0)..... O.K.
- Cross-section of the bridge is consistent with one of the cross-sections given in MA-100-D-V1/2 Table 4.3.....

O.K.

For precast concrete I- or bulb-tee beams with cast-in-place concrete deck, the bridge type is (k). [MA-100-D-V1/2 Table 4.3]

Precast Concrete I or Bulb-Tee Sections	Cast-in-place concrete, precast concrete	
---	--	--

The number of design lanes is computed as:

Number of design lanes = the integer part of the ratio of $(w/3.65)$, where (w) is the clear roadway width, in m, between the barriers [MA-100-D-V1/2 Art. 3.6.1.1.1]

From **Figure 10.1-1**, $w = 12.55$ m.

Number of design lanes = integer part of $(12.55/3.65) = 3$ lanes

1- Distribution Factor for Bending Moment

For all limit states except fatigue limit state:

- For two or more design lanes loaded:

$$DFM = 0.075 + \left(\frac{S}{2900} \right)^{0.6} \left(\frac{S}{L_1} \right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{L_1 t_s^3} \right)^{0.1} \quad [\text{MA-100-D-V1/2 Table 4.4}]$$

Provided that: $1100 \leq S \leq 4900$; $S = 1680$ mm.....O.K.

$110 \leq t_s \leq 300$; $t_s = 250$ mm.....O.K.

$6000 \leq L_1 \leq 73,000$; $L = 36500$ mm.....O.K.

$N_b \geq 4$; $N_b = 8$O.K.

$4 \times 10^9 \leq K_g \leq 3 \times 10^{12}$ (see below).....O.K

Where:

DFM = distribution factor for moment for interior beam

S = beam spacing, mm

L = beam span, mm

t_s = depth of concrete slab, mm.

$$K_g = \text{longitudinal stiffness parameter, } \text{mm}^4 = n(I + A e_g^2) \quad [\text{MA-100-D-V1/2 Eq. 4.14}]$$

Where :

n = modular ratio between beam and slab materials

$$= \left(\frac{E_c(\text{beam})}{E_c(\text{slab})} \right) = \left(\frac{28806.1}{24275.83} \right) = 1.186$$

A = cross-sectional area of the beam (non-composite section), mm^2

I = moment of inertia of the beam (non-composite section), mm^4

e_g = distance between the centers of gravity of the beam and slab, mm.

$$= (836 + 250/2) = 961 \text{ mm.}$$

Therefore,

$$K_g = 1.2677 \times (401 \times 10^9 + 991000 \times 961^2) = 1.46 \times 10^{12} \text{ mm}^4 \dots \text{O.K.}$$

$$DFM = 0.075 + \left(\frac{1680}{2900} \right)^{0.6} \times \left(\frac{1680}{36500} \right)^{0.2} \times \left(\frac{1.46 \times 10^{12}}{36500 \times 250^3} \right)^{0.1} = 0.4277 \text{ lanes /beam.}$$

- For one design lane loaded:

$$DFM = 0.075 + \left(\frac{S}{4300} \right)^{0.4} \left(\frac{S}{L_1} \right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{L_1 t_s^3} \right)^{0.1} \quad [\text{MA-100-D-V1/2 Table 4.4}]$$

$$DFM = 0.06 + \left(\frac{1680}{4300} \right)^{0.4} \times \left(\frac{1680}{36500} \right)^{0.3} \times \left(\frac{1.46 \times 10^{12}}{36500 \times 250^3} \right)^{0.1} = 0.2995 \text{ lanes /beam.}$$

Thus, the case of two or more lanes loaded controls and $DFM = 0.4277 \text{ lanes/beam}$.

- For fatigue limit state:

The MA-100-D-V1/2, Art. 3.4.1, states that for fatigue limit state, a single design truck should be used. However, live load distribution factors given in MA-100-D-V1/2 Article 4.6.2.2 take into consideration the multiple presence factors, m . MA-100-D-V1/2 Article 3.6.1.1.2 states that the multiple presence factor, m , for one design lane loaded is 1.2. Therefore, the distribution factor for one design lane loaded with the multiple presence factor removed, should be used. The distribution factor for fatigue limit state is: $0.2995/1.2 = 0.2495 \text{ lanes/ beam}$.

2- Distribution Factor for Shear Force

- For two or more lanes loaded:

$$DFV = 0.2 + \left(\frac{S}{3600} \right) - \left(\frac{S}{10700} \right)^2 \quad [\text{MA-100-D-V1/2 Table 4.9}]$$

Provided that: $1100 \leq S \leq 4900$; $S = 1680 \text{ mm}$ O.K.

$110 \leq t_s \leq 300$; $t_s = 250 \text{ mm}$ O.K.

$6000 \leq L_1 \leq 73,000$; $L_1 = 36500 \text{ mm}$O.K.

$Nb \geq 4$; $Nb = 8$O.K.

Where

DFV = Distribution factor for shear for interior beam

S = Beam spacing, mm.

Therefore, the distribution factor for shear force is:

$$DFV = 0.2 + \left(\frac{1680}{3600} \right) - \left(\frac{1680}{10700} \right)^2 = 0.642 \text{ lanes/ beam.}$$

- For one design lane loaded:

$$DFV = 0.36 + \left(\frac{S}{7600} \right) = 0.36 + \left(\frac{1680}{7600} \right) = 0.581 \text{ lanes/ beam} \quad [\text{MA-100-D-V1/2 Table 4.9}]$$

Thus, the case of two or more lanes loaded controls and $DFV = 0.642 \text{ lanes/beam}$.

11-4-2-2- Dynamic Allowance

$IM = 33\%$

[MA-100-D-V1/2 Table 3.8]

Where IM = dynamic load allowance, applied to truck load or tandem load.

11-4-2-3- Unfactored Shear Forces and Bending Moments

1- Due To Truck Load; V_{LT} and M_{LT}

- For all limit states except for fatigue limit state:

Shear force and bending moment envelopes on a per-lane-basis are calculated at tenth-points of the span using the equations given below.

However, this is generally done by means of commercially available computer software that has the ability to deal with moving loads. Therefore, truck load shear force and bending moments per beam are:

$$V_{LT} = (\text{shear force per lane})(DFV)(1 + IM)$$

$$= (\text{shear force per lane})(0.642)(1 + 0.33)$$

$$= (\text{shear force per lane})(0.854) \text{ kN}$$

$$M_{LT} = (\text{bending moment per lane})(DFM)(1 + IM)$$

$$= (\text{bending moment per lane})(0.4277)(1 + 0.33)$$

$$= (\text{bending moment per lane})(0.569) \text{ kN.m}$$

Values of V_{LT} and M_{LT} at different points are given in **Table 10.4-1**.

- For fatigue limit state:

Art. 3.6.1.4.1 in the MA-100-D-V1/2 Specifications states that the fatigue loads is a single design truck which has the same axle weight used in all other limit states but with a constant spacing of 9.0 m between the 260 kN axles.

Therefore, bending moment of fatigue truck load is:

$$M_f = (\text{bending moment per lane})(DFM)(1 + IM)$$

$$= (\text{bending moment per lane})(0.2495)(1 + 0.15)$$

$$= (\text{bending moment per lane})(0.287) \text{ kN.m}$$

Values of M_f at different points are given in **Table 10.4-1**.

2- Due To Design Lane Load; V_{LL} and M_{LL}

To obtain the maximum shear force at a section located at a distance (x) from the left support under a uniformly distributed load of 20 kN / m / lane, load the member to the right of section under consideration as shown in **Figure 10.4.2.4.2-1**. Therefore, the maximum shear force per lane is:

$$V_x = \left(\frac{10(L-x)^2}{L} \right) \text{ for } x \leq 0.5L \quad (\text{Eq. 10.3})$$

Where V_x is in kN/lane and L and x are in m.

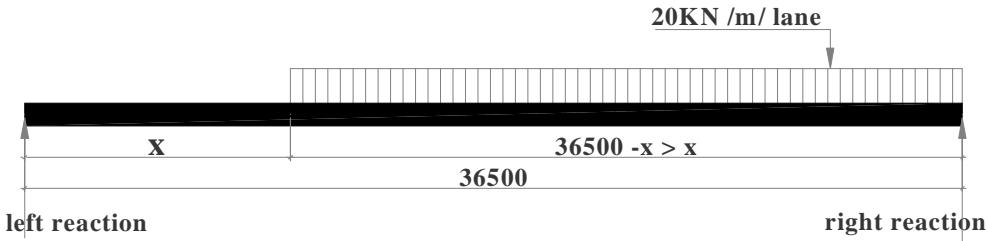


Figure 10.4.2.2-1: Maximum Shear Force Due to Design Lane Load

To calculate the maximum bending moment at any section, use [Eq. \(10.2\)](#).

Lane load shear force and bending moment per typical interior beam are as follows:

$$\begin{aligned} V_{LL} &= (\text{lane load shear force})(\text{DFV}) \\ &= (\text{lane load shear force})(0.642) \text{ kN} \end{aligned}$$

For all limit states except for fatigue limit state:

$$\begin{aligned} M_{LL} &= (\text{lane load bending moment})(\text{DFM}) \\ &= \text{lane load bending moment}(0.4277) \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Note that the dynamic allowance is not applied to the design lane loading.

Values of shear forces and bending moments, V_{LL} and M_{LL} , are given in **Table 10.4-1**.

11-4-3- Load Combinations

MA-100-D-V1/2 TABLE 3.1 Load combinations and load factors

Total factored load shall be taken as:

$$Q = \eta \sum \gamma_i q_i \quad [\text{MA-100-D-V1/2 Eq. 3.1}]$$

where

η = a factor relating to ductility, redundancy and operational importance (Here, η is considered to be 1.0)

γ_i = load factors [MA-100-D-V1/2 Table 3.1]

q_i = specified loads

Investigating different limit states given in **MA-100-D-V1/2 Article 3.4.1**, the following limit states are applicable:

Service I: check compressive stresses in prestressed concrete components

$$Q = 1.00(DC + DW) + 1.00(LL + IM) \quad [\text{MA-100-D-V1/2 Table 3.1}]$$

This load combination is the general combination for service limit state stress checks and applies to all conditions other than Service III.

Service III: check tensile stresses in prestressed concrete components:

$$Q = 1.00(DC + DW) + 0.80(LL + IM)$$

[MA-100-D-V1/2 Table 3.1]

This load combination is a special combination for service limit state stress checks that applies only to tension in prestressed concrete structures to control cracks.

Strength I: check ultimate strength

[MA-100-D-V1/2 Tables 3.1 and 3.2]

$$\text{Maximum } Q = 1.25(DC) + 1.50(DW) + 1.75(LL + IM)$$

$$\text{Minimum } Q = 0.90(DC) + 0.65(DW) + 1.75(LL + IM)$$

This load combination is the general load combination for strength limit state design.

Note: For simple-span bridges, the maximum load factors produce maximum effects.

However, use minimum load factors for dead load (DC), and wearing surface (DW) when dead load and wearing surface stresses are opposite to those of live load.

Fatigue: check stress range in strands:

[MA-100-D-V1/2 Table 3.1]

$$Q = 0.75(LL + IM)$$

This load combination is a special load combination to check the tensile stress range in the strands due to live load and dynamic allowance.

Table 10.4-1: Unfactored Shear Forces and Bending Moments for a Typical Interior Beam

Distance <i>x</i>	Section <i>x/L</i>	Beam weight		Slab weight		Barrier weight & side walk weight		Wearing surface	
m		Shear (kN)	Moment <i>M_g</i> (kN.m)	Shear (kN)	Moment <i>M_s</i> (kN.m)	Shear (kN)	Moment <i>M_{b+sw}</i> (kN.m)	Shear (kN)	Moment <i>M_{ws}</i> (kN.m)
Anchor	A	-	-	-	-	-	-	-	-
0	Support	455.68	-	183.96	0.00	45.63	-	29.20	0
500*	0.0136	443.75	227.16	178.92	90.72	44.37	-	28.40	-
3.65	0.1	347.25	1442.95	147.17	604.31	36.50	149.88	23.36	95.92
7.30	0.2	260.44	2551.97	110.38	1074.33	27.38	266.45	17.52	170.53
10.95	0.3	173.62	3344.13	73.58	1410.05	18.25	349.72	11.68	223.82
14.6	0.4	86.81	3819.42	36.79	1611.49	9.13	399.68	5.84	255.79
18.25	0.5	0.00	3977.85	0.00	1678.64	0.00	416.33	0.00	266.45

Distance x m	Section x/L	Truck load with impact		Lane load	
		Shear V_{LT} (Kn)	Moment M_{LT} (Kn.m)	Shear V_{LL} (Kn)	Moment M_{LL} (Kn.m)
Anchor	A	-	-	-	-
0	Support	469.63	0.00	234.33	0.00
500*	0.0136	463.35	156.68	228	77
3.65	0.1	418.90	1018.74	189.81	512.83
7.30	0.2	367.67	1788.27	149.97	911.69
10.95	0.3	316.43	2308.54	114.82	1196.59
14.6	0.4	265.19	2618.76	84.36	1367.53
18.25	0.5	213.95	2699.57	58.58	1424.51

* Maximum shear position at internal face of the support ($x=500\text{mm}$).

Note: calculating for shear and moment depends on design span ($L_1 = 36500\text{mm}$).

Summary

Design Truck load:

$$DFV \times IM = (0.642)(1 + 0.33) = 0.8540$$

$$DFM \times IM = (0.4277)(1 + 0.33) = 0.569$$

Design lane load:

$$DFV = (0.642)$$

$$DFM = (0.4277)$$

11-5- ESTIMATE REQUIRED PRESTRESS

The required number of strands is usually governed by concrete tensile stresses at the bottom fiber for load combination at Service III at the section of maximum moment or at the harp points. For estimating the number of strands, only the stresses at midspan are considered.

11-5-1- Service Load Stresses at Midspan

Bottom tensile stress due to applied dead and live loads using load combination Service III is:

$$f_b = \left(\frac{M_g + M_s}{S_b} + \frac{M_{ws} + M_{b+sw} + (0.8)(M_{LT} + M_{LL})}{S_{bc}} \right)$$

Where

f_b = bottom tensile stress, MPa

M_g = unfactored bending moment due to beam self-weight, kN.m

M_s = unfactored bending moment due to slab weight, kN.m

M_b = unfactored bending moment due to barrier weight, kN.m

M_{sw} = unfactored bending moment due to side walk weight, kN.m

M_{ws} = unfactored bending moment due to future wearing surface, kN.m

M_{LT} = unfactored bending moment due to truck load, kN.m

Using values of bending moments from **Table 10.4-1**, bottom tensile stress at midspan is:

$$f_b = \left(\frac{(3977.85+1678.64)*10^6}{395463510.8} + \frac{(266.45+416.33+(0.8)(2699.57+1424.51))*10^6}{503987241} \right) = 14.3 + 7.901 \\ = 22.2 \text{ MPa.}$$

11-5-2- Stress Limits for Concrete

Tensile stress limit at service loads = $0.45 \sqrt{f_c'}$ [MA-100-D-V1/2 Table. 5.11]

where f_c' = specified 28-day concrete strength of beam, 45 MPa

Tensile concrete stress limit in concrete = $0.45 \sqrt{f_c'}$ = 3.018 MPa.

11-5-3- Required Number of Strands

The required precompressive stress at the bottom fiber of the beam is the difference between bottom tensile stress due to the applied loads and the concrete tensile stress limit:

$$f_{pb} = (22.2 - 3.018) = 19.182 \text{ MPa.}$$

The location of the strand center of gravity at mid span is based on assuming the distance between the average of center of gravity for tendons and the bottom fiber of the beam:

y_{bs} = 220 mm. (see anticipated tendon arrangement in **Figure 10.5.4-1**.

Therefore, strand eccentricity at midspan, $e_c = (y_b - y_{bs}) = (1014 - 220) = 794 \text{ mm.}$

If P_{pe} is the total prestressing force, the stress at the bottom fiber due to prestress is:

$$f_{pb} = \left(\frac{P_{pe}}{A} + \frac{P_{pe} \times e_c}{S_b} \right)$$

$$19.182 = \left(\frac{P_{pe}}{991000} + \frac{P_{pe} \times 794}{395463510.8} \right)$$

Solving for P_{pe} , the required $P_{pe} = 6358.28 \text{ kN.}$

Final prestress force per strand = (area of strand) (f_{pi}) (1 – losses %)

Where $f_{pi} = 0.75 f_{bu}$ initial stress before transfer, MPa (see **Section 10.2**) = 1396.5 MPa.

Assuming final loss of 25% of f_{pi} , the prestress force per strand after all losses

$$= (140) (1396.5) (1 - 0.25) = 146.63 \text{ kN.}$$

Number of strands required = $(6358.28 / 146.63) = 43.36$ strands.

Use three tendons with 18 strands each, hence (54) total, 15.24 mm dia, 1862 MPa strands were selected. The distance between bottom fiber of concrete and center of gravity of the three tendons (each tendon has 18 stands) at midspan is 217 mm. The three tendons profile and girder cross section at various location are shown in **Figure 10.5.4-1**.

11-5-4- Tendon Pattern

The distance between the center of gravity of tendons at mid span and the bottom concrete fiber of the beam is:

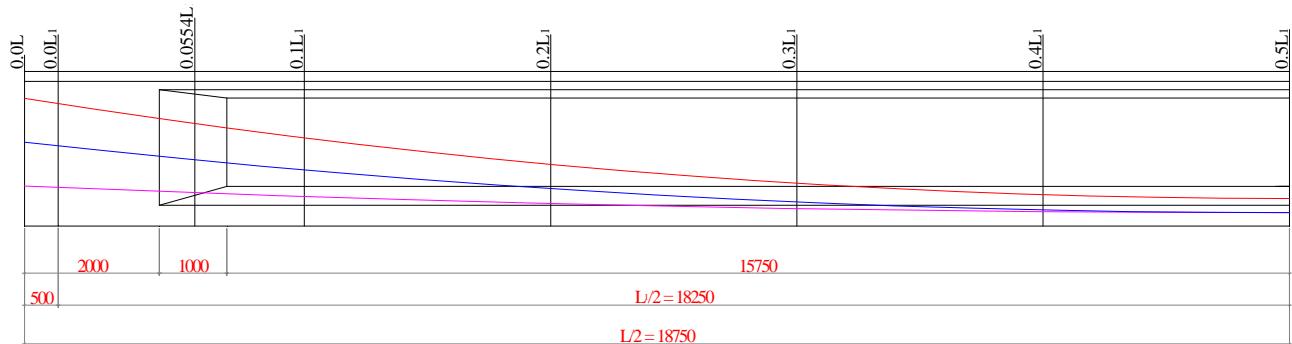
$$y_{bs} = [160 \times 18 + 160 \times 18 + 330 \times 18] / (54)$$

$$= 216.7 \text{ mm.}$$

Tendons eccentricity at midspan, $e_c = y_b - y_{bs} = 1014 - 216.7 = 797.3 \text{ mm.}$ at mid span.

At support try to make uniform stresses, therefore the average eccentricity at support

$$= 0.0 \text{ mm; Therefore: } y_b = 1005 \text{ mm.}$$



Cable Profile

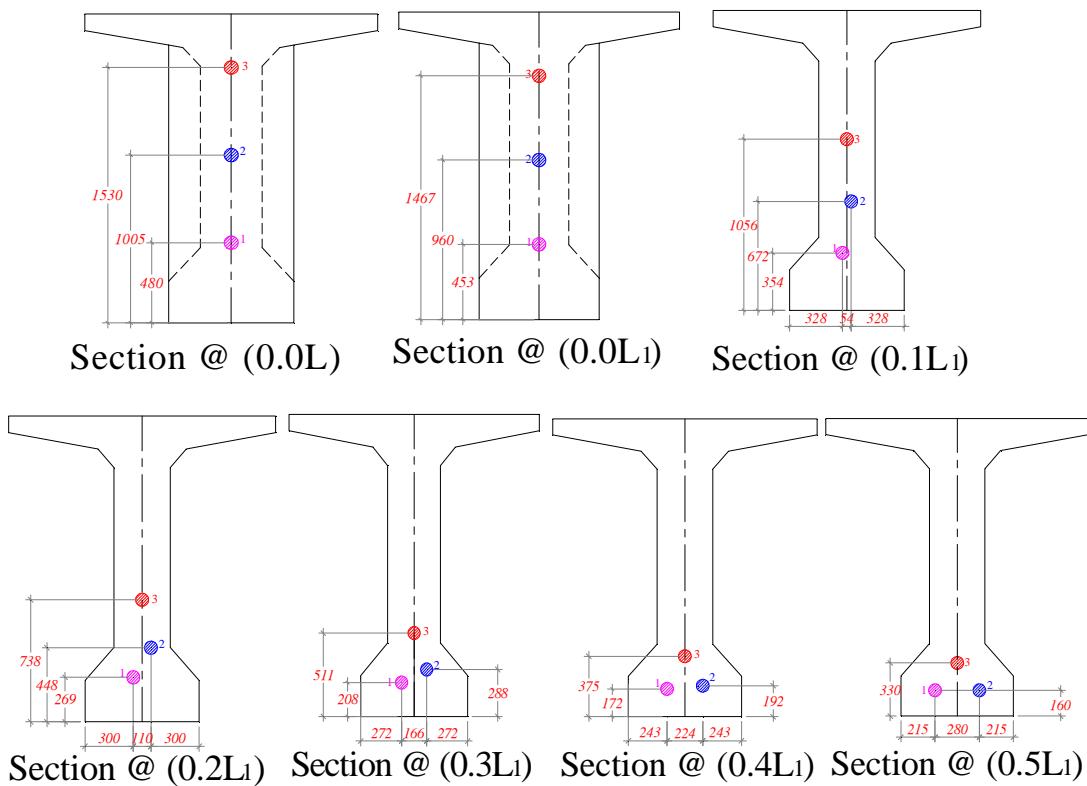


Figure 10.5.4-1: Tendons profile at selected points

11-6- PRESTRESS LOSSES

Total prestress loss:

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pF} + \Delta f_{pA} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pLT}$$
[MA-100-D-V1/2 Art 5.9.5.1]

Where:

- Δf_{pF} = loss due to friction, (MPa).
- Δf_{pA} = loss due to anchorage seating, (MPa).
- Δf_{pES} = loss due to elastic shortening, (MPa).
- Δf_{pLT} = losses due to long – term shrinkage and creep of concrete, and relaxation of steel (MPa).

Table 10.6-1: Detailing of eccentricity at selected points

	Point	x_i mm	$y_{i(bot)}$ mm	m_i mm	e_i mm
Anchor	A	0	1005	0.00	0
0	0	500	963	41.48	41.48
0.1L₁+500*	1	4150	694	310.34	319.34
0.2L₁+500	2	7800	485	519.45	528.45
0.3L₁+500	3	11450	336	668.81	677.81
0.4L₁+500	4	15100	246	758.43	767.43
0.5L₁+500	5	18750	217	788.30	797.30

* 500 = distance between girder edge and center of bearing.

Where:

y_i = distance between center of gravity of tendons and bottom fiber of beam, mm.

m_i = distance between center of gravity of tendons and center of gravity of tendons at start point, mm.

L_1 = design span, mm.

e_i = distance between center of gravity of beam and center of gravity of tendons at selected points. (see **Figure 10.6-1**)

The center of gravity of tendons equation:

$$m_i = \left(\frac{-4m_{max}}{L^2} x_i^2 + \frac{4m_{max}}{L} x_i \right) \text{ Where:}$$

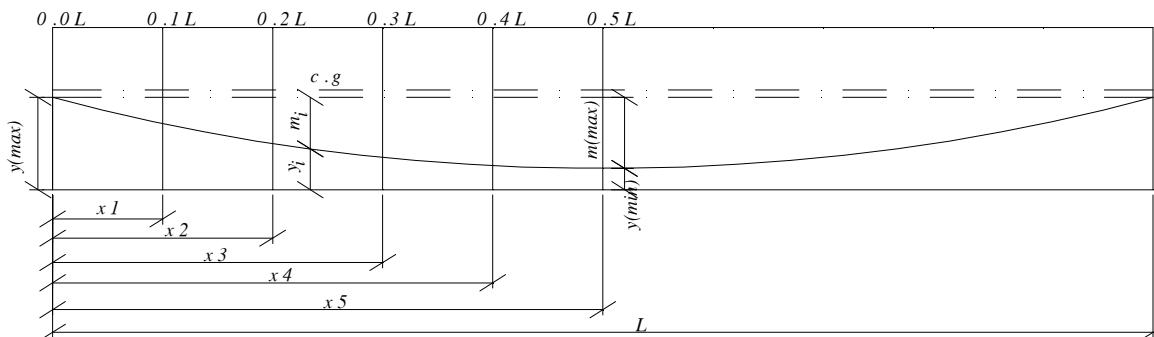


Figure 10.6-1 General profile for center of gravity of tendons

11-6-1- Initial losses

11-6-1-1- Friction

$$\Delta f_{pF} = f_{pj} (1 - e^{-(Kx + \mu\alpha)}); \quad [\text{MA-100-D-V1/2 Eq. 5.116}]$$

Working on half span because of tensioning from both sides of girder.

Where:

$$\mu = \text{curvature coefficient} = 0.2/\text{rad.} \quad [\text{MA-100-D-V1/2 Table 5.12}]$$

$$K = \text{wobble friction} = 6.6 \times 10^{-7}/\text{mm} \quad [\text{MA-100-D-V1/2 Table 5.12}]$$

x = length of a prestressing tendon from the jacking end to any point under consideration (mm) = $L/2$

$$\tan \alpha = e'_i = \frac{-8m_{max}}{L^2} x_i + \frac{4m_{max}}{L}$$

$$x = L/2 = 18750, \alpha = \text{central angle for tendon} = \tan^{-1} \left(\frac{-8 \times 788}{37500^2} (18750) + \frac{4 \times 788}{18750} \right) = 0.08385 \text{ rad.}$$

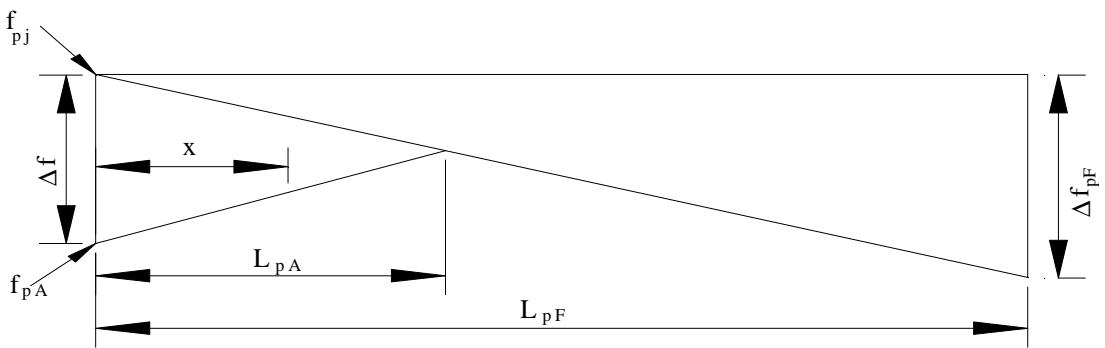
$$\Delta f_{pF} = 1396.5 (1 - e^{-(0.2(0.08385) + 6.6(10^{-7})(37500/2))}) = 1396.5 (0.02872)$$

$$\Delta f_{pF} = 40.10 \text{ MPa.}$$

$$\% \text{ of loss} = 40.10/1396.5 = 2.87\%.$$

Table 10.6.1.1-1 Detailing of friction losses at selected points

Segment	Point	x_i		α_i	$Z = \mu\alpha_i + \kappa L_i$	e^{-Z}	$\Delta f_{(pF)}$	$f_{(\text{after } \Delta f)} = 1396.5 - \Delta f_{i(pf)}$	$f_{(\text{avg})} = (f_{i+1} + f_i)/2$
anchor	A	0	0.0838	0	0	1	0	1396.5	1396.500
A to 0	0	500	0.0816	0.0022	0.00077	0.99923	1.074	1395.425	1395.963
0 to 1	1	4150	0.0653	0.01845	0.00642	0.993592	8.949	1387.551	1391.488
1 to 2	2	7800	0.049	0.0348	0.01210	0.987965	16.80	1379.693	1383.622
2 to 3	3	11450	0.0327	0.0511	0.01777	0.98238	24.60	1371.894	1375.793
3 to 4	4	15100	0.01635	0.06745	0.02345	0.976817	32.37	1364.125	1368.009
4 to 5	5	18750	0	0.0838	0.02913	0.971285	40.10	1356.4	1360.262

**Figure 10.6.1.2-1 Anchorage seat loss model**

$$\Delta f_{pA} = \Delta f \left(1 - \frac{x}{L_{pA}} \right)$$

$$\Delta f = \left(\frac{2 * \Delta f_{pF} * L_{pA}}{L_{pF}} \right)$$

$$L_{pA} = \sqrt{\frac{E * (\Delta L) * L_{pF}}{\Delta f_{pF}}}$$

Where:

ΔL = the thickness of anchorage set.(mm)

E = the modulus of elasticity of anchorage set.197000 (Mpa)

Δf_{pA} = loss due to anchorage seating, MPa.

Δf = the change in stress due to anchor set, MPa.

L_{pA} = the length influenced by anchor set, mm.

L_{pF} = is the length to a point where loss is known.

x = the horizontal distance from the jacking end to the point considered.

$$L_{pA} = \sqrt{\frac{197000 (6\text{mm})(18750)}{40.10}} = 23509.164 \text{ mm} > L/2 \dots \text{but: } L_{pA} = L/2 = 18750 \text{ mm}$$

$$\Delta f = \left(\frac{2 * 40.1 * 18750}{18750} \right) = 80.2 \text{ MPa}$$

$$\Delta f_{pA} = \Delta f \left(1 - \frac{x}{L_{pA}} \right) = 80.2 \left(1 - \frac{x}{L_{pA}} \right)$$

At anchor $x=0$

$$\Delta f_{pA} = 80.2 \left(1 - \frac{0}{L_{pA}} \right) = 80.2 \text{ MPa}$$

% of loss = $80.2/1396.5 = 5.74\%$.

Initial stress after friction and anchorage seating losses:

$f_{pi} = f_{pj} - \Delta f_{pF} - \Delta f_{pA}$; as tabulated below in **Table 10.6.1.2-1**:

Table 10.6.1.2-1 Detailing of anchorage seating losses at selected points

Point	x_i	$\Delta f_{(pA)}$	f_p (due to $\Delta f_{(pF)} + \Delta f_{(pA)}$) $= f_{ave} - \Delta f_{(pA)}$	% of losses at seating
anchor	0	80.2	1316.30	5.74
0	500	78.06	1317.90	5.63
0.1L ₁ + 500	4150	62.45	1329.04	4.83
0.2L ₁ + 500	7800	46.84	1336.79	4.28
0.3L ₁ + 500	11450	31.22	1344.57	3.72
0.4L ₁ + 500	15100	15.61	1352.40	3.16
0.5L ₁ + 500	18750	0.00	1360.26	2.59

11-6-1-2- Elastic Shortening

$$\Delta f_{pES} = \frac{N-1}{2N} \left(\frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp} \right) \quad [\text{MA-100-D-V1/2 Eq. 5.119}]$$

Where

N = number of identical prestressing tendons.

E_p = modulus of elasticity of prestressing reinforcement = 197000 MPa.

E_{ci} = modulus of elasticity of beam at release = 27579.29 MPa.

F_{cgp} = sum of concrete stresses at the center of gravity of prestressing tendons due to the prestressing force after jacking and the self-weight of the member at the sections of maximum moment (MPa).

Force per strand at transfer at mid span = (area of strand) (prestress stress at transfer)

$$= 140 \times 1360.265 = 190.437 \text{ kN/ strand.}$$

MA-100-D-V1/2 Article 5.9.5.2.3b states that f_{cgp} can be calculated on the basis of prestressing steel stress assumed to be $0.75f_{pu}$ for low-relaxation strands.

$$f_{cgp} = \frac{P_i}{A_g} + \frac{P_i e_c^2}{I_g} + \frac{M_g e_c}{I_g}$$

Where:

e_c = eccentricity of strands measured from the center of gravity of the precast beam
at midspan = 797.3 mm

P_i = total prestressing force at release = (54 strands) (190.437) = 10283.6 kN.

M_g should be calculated based on the overall beam length of 37500 mm. Since the elastic shortening loss is a part of the total loss, f_{cgp} will be conservatively computed based on M_g using the design span length of 36500mm.

$$f_{cgp} = \frac{10283600}{991000} + \frac{(10283600)(797.3)^2}{0.401 \times 10^{12}} - \frac{(3977850)(797.3)}{0.401 \times 10^{12}} = 10.377 + 16.3 - 7.91 \times 10^{-3}$$

= 26.67 MPa at mid span.

$$\Delta f_{(pES)} = 63.50 \text{ MPa.}$$

$$\Delta f_{pES} = \% \text{ loss} = (63.5 / 1396.5) \times 100\% = 4.547\%$$

Table 10.6.1.3-1 Detailing of elastic shortening losses at selected points

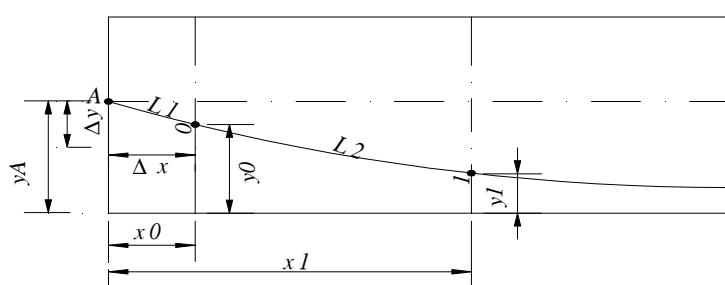
Segment	Point	<i>L</i> mm	<i>f_{avg}</i> MPa	<i>P_{avg}</i> KN	<i>A_g</i> mm ²	<i>e</i> mm	<i>I_g</i> mm ⁴
anchor	A	0	1316.30	9951.23	1449000	0	4.64E+11
A to 0	0	500	1317.90	9963.32	1449000	41.48	4.64E+11
0 to 1	1	4150	1329.04	10047.54	991000	319.34	4.01E+11
1 to 2	2	7800	1336.79	10106.13	991000	528.45	4.01E+11
2 to 3	3	11450	1344.57	10164.95	991000	677.81	4.01E+11
3 to 4	4	15100	1352.40	10224.14	991000	767.43	4.01E+11
4 to 5	5	18750	1360.26	10283.57	991000	797.30	4.01E+11

Table Continue:

Segment	Point	<i>L</i> mm	<i>M_g</i> kN.m	<i>f_{cgp}</i> MPa	<i>Δf_{pES}</i> MPa	Total <i>f_{pi}</i> $= f_{avg} - \Delta f_{pES}$
anchor	A	0	0.00	6.87	16.35	1299.95
A to 0	0	500	0.00	6.91	16.46	1301.44
0 to 1	1	4150	1442.95	12.69	30.22	1298.82
1 to 2	2	7800	2551.97	17.23	41.03	1295.76
2 to 3	3	11450	3344.13	21.90	52.14	1292.43
3 to 4	4	15100	3819.42	25.33	60.30	1292.10
4 to 5	5	18750	3977.85	26.67	63.50	1296.76

11-6-1-3- Cable extension

$$L_i = \sqrt{\Delta x_i^2 + \Delta y_i^2} ; \quad Ext = \frac{f_{ave} L_i}{E_{ps}} = \frac{P_{ave} L_i}{A_{ps} E_{ps}}$$

**Figure 10.6.1.4-1 Cable extension model**

Point		x_i	y_i	Δx_i	Δy_i	L_i	f_{avg}	Ext.
anchor	A	0	1005.	-	-	0	1316.30	0.00
0	0	500	963.3	500	41.667	502	1317.90	3.36
$0.1L_1 + 500$	1	4150	694.0	3650	269.333	3660	1329.04	24.69
$0.2L_1 + 500$	2	7800	485.0	3650	209.000	3656	1336.79	24.81
$0.3L_1 + 500$	3	11450	335.7	3650	149.333	3653	1344.57	24.93
$0.4L_1 + 500$	4	15100	246.3	3650	89.333	3651	1352.40	25.06
$0.5L_1 + 500$	5	18750	216.7	3650	29.667	3650	1360.26	25.20
						Total Extension	$\Sigma = 128$ mm	

Total extension/ side = $\Sigma E_{ext} = 128$ mm for each end since tensioning is from both ends.

11-6-2- Time dependent losses

The change in prestressing steel stress due to time dependent loss Δf_{pLT} , shall be determined as follows:

$$\Delta f_{pLT} = (\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pRI})_{id} + (\Delta f_{pSS} \Delta f_{pSD} + \Delta f_{pCD} + \Delta f_{pR2} - \Delta f_{pSS})_{df}$$

[MA-100-D-V1/2 Eq. 5.124]

Where:

$(\Delta f_{pSS} \Delta f_{pSD} + \Delta f_{pCD} + \Delta f_{pR2} - \Delta f_{pSS})_{df}$ = sum of time dependent prestress losses after deck placement (MPa).

For long term prestress losses for post-tensioned members after tendon have been grouted the value of the term $(\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pRI})_{id}$ shall be taken as zero.

[MA-100-D-V1/2 Art. 5.9.5.4.5]

Δf_{pSD} = prestress loss due to shrinkage of girder concrete between time of deck placement and final time (MPa).

Δf_{pCD} = prestress loss due to creep of girder concrete between time of deck placement and final time (MPa).

Δf_{pR2} = prestress loss due to relaxation of prestressing stands in composite section between time of deck placement and final time (MPa).

Δf_{pSS} = prestress gain due to shrinkage of deck in composite section (MPa).

11-6-2-1- Shrinkage

Stage I:

The prestress loss due to shrinkage of girder concrete between time of transfer to deck placement, Δf_{pSR} , shall be determined as:

Age of concrete at transfer = 7days after grouting.

Age of concrete at deck placement = 28days.

$$\Delta f_{pSR} = \varepsilon_{bid} E_p K_{id} \quad [\text{MA-100-D-V1/2 Eq. 5.129}]$$

In which:

$$K_{id} = \frac{1}{1 + \frac{E_p A_{ps}}{E_{ci} A_g} \left(1 + \frac{A_g \varepsilon_{pg}^2}{I_g} \right) (1 + 0.7 \psi_b(t_f, t_i))} \quad [\text{MA-100-D-V1/2 Eq. 5.130}]$$

Where:

K_{id} = transformed section coefficient that accounts for time-dependent interaction between concrete and bonded steel in the section being considered for time period between transfer and deck placement.

$$\psi_b(t_f, t_i) = \text{girder creep coefficient at final time due to loading introduced at transfer} = 1.9 k_{vs} k_{hc} k_f k_{td} t_i^{-0.118} \quad [\text{MA-100-D-V1/2 Eq. 5.1}]$$

ε_{bid} = shrinkage strain of girder between time of transfer to time of deck placement.

$$\varepsilon_{bid} = k_{vs} k_{hs} k_f k_{td} 0.48 \times 10^{-3} \quad [\text{MA-100-D-V1/2 Eq. 5.6}]$$

k_{vs} = factor for the effect of the volume – to – surface ratio of the component.

$$= 1.45 - 0.0051(V/S) \geq 1.0 \quad [\text{MA-100-D-V1/2 Eq. 5.2}]$$

V/S = volume of concrete / (perimeter of girder \times length of girder)

$$= 39.44 \text{m}^3 / (7.753 \times 37.5) \text{ m}^2 = 0.136 \text{ m}$$

$$k_{vs} = 1.45 - 0.005 \times 0.136 = 1.449$$

$$k_{hc} = \text{humidity factor for creep.} = 1.56 - 0.008H \quad [\text{MA-100-D-V1/2 Eq. 5.3}]$$

$$= 1.56 - 0.008 \times 80 = 0.92$$

$$k_f = \text{factor for the effect of the concrete strength.} = \frac{35}{7 + f_{ci}'} \quad [\text{MA-100-D-V1/2 Eq. 5.4}]$$

$$= \frac{35}{7+40} = 0.745$$

$$k_{td} = \text{time development factor.} = \left(\frac{t}{61 - 0.58f'_{ct} + t} \right) \quad [\text{MA-100-D-V1/2 Eq. 5.5}]$$

$$= \left(\frac{28-7}{61 - 0.58 \times 40 + (28-7)} \right) = 0.357$$

$$k_{hs} = \text{humidity factor} = (2.00 - 0.014H) \quad [\text{MA-100-D-V1/2 Eq. 5.7}]$$

$$= 2 - 0.014 \times 80 = 0.88$$

H = relative humidity (%).

t = maturity of concrete (day), defined as age of concrete between time of loading for creep calculations, or end of curing for shrinkage calculations, and time being considered for analysis of creep or shrinkage effects.

t_i = age of concrete at time load application (day).

V/S = volume – to – surface ratio.

The surface area used in determining the volume – to – surface ratio should include only the area that is exposed to atmospheric drying. For precast member with cast in place topping, the total precast surface should be used (perimeter for girder \times length of girder). For poorly ventilated enclosed cells, only 50% of the interior perimeter should be used in calculating the surface area.

e_{pg} = eccentricity of prestressing force with respect to centroid of girder section (mm), positive in typical construction where prestressing force is below centroid of section.

A_g = area of section calculated using the gross concrete section properties of the girder (mm^2).

I_g = moment of inertia of section calculated using the gross concrete section properties of the girder (mm^4).

Therefore:

$$\psi_b(t_f, t_i) = 1.9 \times 1.449 \times 0.92 \times 0.745 \times 0.357 \times (730)^{-0.118}$$

$$\psi_b(t_f, t_i) = 0.309$$

$$\begin{aligned}
 K_{id} &= \frac{1}{1 + \frac{E_p A_{ps}}{E_{ci} A_g} \left(1 + \frac{A_g e_{pg}^2}{I_g} \right) \left(1 + 0.7 \psi_b(t_f, t_i) \right)} \\
 &= \frac{1}{1 + \frac{197000}{27579.29} \frac{140 \times 18 \times 3}{991000} \left(1 + \frac{991000 \cdot 797.3^2}{401 \times 10^9} \right) (1 + 0.7(0.309))} \\
 &= \frac{1}{1 + 0.17} = 0.8547
 \end{aligned}$$

$$\varepsilon_{bid} = 1.449 \times 0.88 \times 0.745 \times 0.357 \times 0.48 \times 10^{-3} = 0.0001628$$

$$\Delta f_{pSR} = \varepsilon_{bid} E_p K_{id} = 0.0001628 \times 197000 \times 0.8547 = 30.08 \text{ MPa}$$

Table 10.6.2.1-1 Detailing of shrinkage losses at selected points

Segment	L mm	A _g (mm ²)	I _g (mm ⁴)	y _b	e _p (mm)	k _{id}	Δf _{pSR} MPa
Anchore	0	1449000	4.64E+11	1005.00	0	0.96	30.68
A to 0	500	1449000	4.64E+11	1005.00	41.48	0.96	30.67
0 to 1	4150	991000	4.64E+11	1014.00	319.34	0.92	29.61
1 to 2	7800	991000	4.01E+11	1014.00	528.45	0.90	28.84
2 to 3	11450	991000	4.01E+11	1014.00	677.81	0.88	28.10
3 to 4	15100	991000	4.01E+11	1014.00	767.43	0.86	27.58
4 to 5	18750	991000	4.01E+11	1014.00	797.30	0.85	27.40

11-6-2-2- Shrinkage

Stage II:

The prestress loss due to shrinkage of girder concrete between time of deck placement to final time, Δf_{pSD} , shall be determined as:

Age of concrete at time of deck placement = 28 days.

Age of concrete at final time = 2 years.

$$\Delta f_{pSD} = \varepsilon_{bdj} E_p K_{df}$$

[MA-100-D-V1/2 Eq. 5.129]

In which:

$$\varepsilon_{bdf} = k_{vs} k_{hs} k_f k_{td} 0.48 \times 10^{-3}$$

$$K_{df} = \frac{1}{1 + \frac{E_p A_{ps}}{E_{ci} A_c} \left(1 + \frac{A_c e_{pc}^2}{I_c} \right) (1 + 0.7 \psi_b(t_f, t_i))}$$

[MA-100-D-V1/2 Eq. 5.6]

[MA-100-D-V1/2 Eq. 5.130]

Where:

$$\psi_b(t_f, t_i) = \text{creep coefficient} = 1.9 k_{vs} k_{hc} k_f k_{td} t_i^{-0.118}$$

ε_{bdf} = shrinkage strain of girder between time of deck placement and final time.

k_{vs} = factor for the effect of the volume – to – surface ratio of the component.

$$= 1.45 - 0.005(V/S) \geq 1.0$$

V/S = volume of concrete / (perimeter of girder \times length of girder)

$$= 39.44 \text{ m}^3 / (7.753 \times 37.5) \text{ m}^2 = 0.136 \text{ m}$$

$$k_{vs} = 1.45 - 0.005 \times 0.136 = 1.449$$

$$k_{hc} = \text{humidity factor for creep.} = 1.56 - 0.008H$$

[MA-100-D-V1/2 Eq. 5.3]

$$= 1.56 - 0.008 \times 80 = 0.92$$

$$k_f = \text{factor for the effect of the concrete strength.} = \frac{35}{7+f'_{ci}}$$

$$= \frac{35}{7+40} = 0.745$$

$$k_{td} = \text{time development factor.} = \left(\frac{t}{61 - 0.58 f'_{ci} + t} \right)$$

[MA-100-D-V1/2 Eq. 5.5]

$$= \left(\frac{2 \times 365 - 28}{61 - 0.58 \times 40 + (2 \times 365 - 28)} \right) = 0.950$$

$$k_{hs} = \text{humidity factor} = (2.00 - 0.014H)$$

[MA-100-D-V1/2 Eq. 5.7]

$$= 2 - 0.014 \times 80 = 0.88$$

H = relative humidity (%).

t = maturity of concrete (day), defined as age of concrete between time of loading for creep calculations, or end of curing for shrinkage calculations, and time being considered for analysis of creep or shrinkage effects.

t_i = age of concrete at time load application (day).

V/S = volume – to – surface ratio.

The surface area used in determining the volume – to – surface ratio should include only the area that is exposed to atmospheric drying. For precast member with cast in place topping, the total precast surface should be used (perimeter for girder \times length of girder). For poorly ventilated enclosed cells, only 50% of the interior perimeter should be used in calculating the surface area.

e_{pc} = eccentricity of prestressing force with respect to centroid of composite section (mm), positive in typical construction where prestressing force is below centroid of section.

A_c = area of section calculated using the gross composite concrete section properties of the girder and the deck and the deck – to – girder modular ratio (mm^2).

I_c = moment of inertia of section calculated using the gross composite concrete section properties of the girder and the deck and the deck – to – girder modular ratio (mm^4).

Therefore:

$$\Psi_b(t_f, t_i) = 1.9 k_{vs} k_{hc} k_f k_{td} t_i^{-0.118} = 1.9 \times 1.449 \times 0.92 \times 0.745 \times 0.950 \times 730^{-0.118}$$

$$\Psi_b(t_f, t_i) = 0.8222$$

$$\varepsilon_{bdf} = 1.449 \times 0.88 \times 0.745 \times 0.95 \times 0.48 \times 10^{-3} = 0.0004332$$

Table 10.6.2.1-1 Detailing of shrinkage losses at selected points

Segment	Point	L mm	$A_c (\text{mm}^2)$ composite	$I_c (\text{mm}^4)$ composite	$y_{bc} (\text{mm})$ composite	$y_b (\text{mm})$ beam
Anchor	A	0	1869000	7.73E+11	1223	1005
A to 0	0	500	1869000	7.73E+11	1223	1005
0 to 1	1	4150	1411000	6.76E+11	1300	1014
1 to 2	2	7800	1411000	6.76E+11	1300	1014
2 to 3	3	11450	1411000	6.76E+11	1300	1014
3 to 4	4	15100	1411000	6.76E+11	1300	1014
4 to 5	5	18750	1411000	6.76E+11	1300	1014

Continue:

Segment	Point	e_p (mm) beam	e_c (mm) composite	k_{df}	Δf_{pSD} MPa
Anchor	A	0	218	0.95	81.22
A to 0	0	41.48	259.48	0.95	81.05
0 to 1	1	319.34	605.34	0.90	77.13
1 to 2	2	528.45	814.45	0.87	74.61
2 to 3	3	677.81	963.81	0.85	72.49
3 to 4	4	767.43	1053.43	0.83	71.12
4 to 5	5	797.30	1083.3	0.83	70.65

11-6-2-3- Creep

The change in prestress (loss is positive, gain is negative) due to creep of girder concrete between time of deck placement and final time, Δf_{pCD} , shall be determined as:

$$\Delta f_{pCD} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp} [\Psi_b(t_f, t_i) - \Psi_b(t_d, t_i)] K_{df} + \frac{E_p}{E_{ci}} \Delta f_{cd} \psi_b(t_f, t_d) K_{df}$$

[MA-100-D-V1/2 Eq. 5.131]

Δf_{cd} = change in concrete stress at centroid of prestressing strands due to long term losses between transfer and deck placement, combined with deck weight and superimposed loads (MPa).

$\Psi_b(t_f, t_i)$ = girder creep coefficient at final time due to loading at deck placement per Eq. 5.1

$$k_{td} = \left(\frac{t}{61 - 0.58f'_{ci} + t} \right) = \left(\frac{2 \times 365 - 7}{61 - 0.58 \times 40 + (2 \times 365 - 7)} \right) = 0.95$$

$$\Psi_b(t_f, t_i) = 1.9 k_{vs} k_{hc} k_f k_{td} t_i^{-0.118} = 1.9 (1.449) (0.92) (0.745) (0.95) (2 \times 365)^{-0.118} = 0.8234$$

$$k_{td} = \left(\frac{t}{61 - 0.58f'_{ci} + t} \right) = \left(\frac{2 \times 365 - 28}{61 - 0.58 \times 40 + (2 \times 365 - 28)} \right) = 0.949$$

$$\Psi_b(t_f, t_d) = 1.9 k_{vs} k_{hc} k_f k_{td} t_i^{-0.118} = 1.9 (1.449) (0.92) (0.745) (0.949) (2 \times 365)^{-0.118} = 0.8234$$

$$k_{td} = \left(\frac{t}{61 - 0.58f'_{ci} + t} \right) = \left(\frac{28 - 7}{61 - 0.58 \times 40 + (28 - 7)} \right) = 0.357$$

$$\Psi_b(t_d, t_i) = 1.9 k_{vs} k_{hc} k_f k_{td} t_i^{-0.118} = 1.9 (1.449) (0.92) (0.745) (0.357) (28)^{-0.118} = 0.455$$

Segment	L mm	A_g mm ²	e mm	I_g mm ⁴	$M_{(s+(b+sw)+ws)}$ kN.m	Δf_{cd} MPa	f_{cgp} MPa	Δf_{pCD} MPa
anchor	0	1449000	0	4.64E+11	0	0.00	6.87	17.17
A to 0	500	1449000	41.48	4.64E+11	0	0.00	6.91	17.27
0 to 1	4150	991000	319.34	4.01E+11	850.11	0.68	12.69	33.65
1 to 2	7800	991000	528.45	4.01E+11	1511.31	1.99	17.23	49.63
2 to 3	11450	991000	677.81	4.01E+11	1983.59	3.35	21.90	65.73
3 to 4	15100	991000	767.43	4.01E+11	2266.96	4.34	25.33	76.51
4 to 5	18750	991000	797.30	4.01E+11	2361.42	4.70	26.67	81.20

11-6-2-4- Relaxation

The prestress loss due to relaxation of prestressing strands in composite section between time of deck placement and final time, Δf_{pR2} , shall be determined as:

$$\Delta f_{pR2} = \Delta f_{pR1}$$

$$\Delta f_{pR1} = \frac{f_{pt}}{K_L} \left(\frac{f_{pt}}{f_{py}} - 0.55 \right) \quad [\text{MA-100-D-V1/2 Eq. 5.128}]$$

Where:

f_{pt} = stress in prestressing strands immediately after transfer, taken not less than $0.55f_{py}$

K_L = 30 for low relaxation strands and 7 for other prestressing steel, unless more accurate manufacturer's data are available.

Note:

MA-100-D-V1/2 Art 5.4.2.3.1

These provisions shall be applicable for specified concrete strength up to 70MPa. In absence of more accurate data, the shrinkage coefficients may be assumed to be 0.0002 after 28 days and 0.0005 after one year of drying.

Table 10.6.2.3-1 Detailing of relaxation losses at selected points

Segment	L mm	$f_{pt} = f_{pi}$	Δf_{pR2}
anchor	0	1257.9	8.4113
A to 0	500	1260.3	8.4872
0 to 1	4150	1268.7	8.7564
1 to 2	7800	1275.9	8.9904
2 to 3	11450	1283.4	9.2328
3 to 4	15100	1292	9.5177
4 to 5	18750	1302.4	9.8638

11-6-3- Summary

Table 1.6.2.3-2 Detailing of total losses at selected points

Segment	Point	L mm	Δf_{pA} MPa	Δf_{pF} MPa	Δf_{pES} MPa	Δf_{pSR} MPa	Δf_{pSD} MPa	Δf_{pCD} MPa
anchor	A	0	80.2	0	16.35	30.68	81.22	17.17
A to 0	0	500	78.06	1.074	16.46	30.67	81.05	17.27
0 to 1	1	4150	62.45	8.949	30.22	29.61	77.13	33.65
1 to 2	2	7800	46.84	16.80	41.03	28.84	74.61	49.63
2 to 3	3	11450	31.22	24.60	52.14	28.10	72.49	65.73
3 to 4	4	15100	15.61	32.37	60.30	27.58	71.12	76.51
4 to 5	5	18750	0.00	40.10	63.50	27.40	70.65	81.20

Continue:

Segment	Point	Δf_{pR2} MPa	Total loss MPa	$f_{pi} = (1396.5 - \Delta f_{pA})$ MPa	P_i kN	$f_{pe} = (1396.5 - \text{TOTAL LOSSES})$ MPa	P_e kN	%losses =total losses/1396.5
anchor	A	8.41	234.03	1316.3	9951.23	1162.47	8788.273	16.76
A to 0	0	8.49	233.07	1318.44	9967.41	1163.43	8795.531	16.69
0 to 1	1	8.76	250.77	1334.05	10085.42	1145.73	8661.719	17.96
1 to 2	2	8.99	266.74	1349.66	10203.43	1129.76	8540.986	19.10
2 to 3	3	9.23	283.51	1365.28	10321.52	1112.99	8414.204	20.30
3 to 4	4	9.52	293.01	1380.89	10439.53	1103.49	8342.384	20.98
4 to 5	5	9.86	292.71	1396.5	10557.54	1103.79	8344.652	20.96

11-7- STRESSES AT TRANSFER

$$f_b = -\frac{P_i}{A} - \frac{P_i e}{S_b} + \frac{M_g}{S_b}$$

$$f_t = -\frac{P_i}{A} + \frac{P_i e}{S_t} - \frac{M_g}{S_t}$$

Allowable stresses at initial stage

$$f_{ci} = 0.6f'_{ci}$$

[MA-100-D-V1/2 Art. 5.9.4.1.1]

$$f_{ci} = -24 \text{ MPa}$$

$$f_{ti} = 0.25\sqrt{f'_{ci}} \leq 1.38 \text{ MPa}$$

[MA-100-D-V1/2 TABLE 5.9]

$$f_{ti} = 1.58 \text{ MPa or } 1.38 \text{ MPa}$$

Therefore:

$$f_{ti} = +1.38 \text{ MPa (control).}$$

Table 10.7-1: Detailing of top and bottom girder stresses after transfer due to (M_{self} + P_i) at selected points

Segment	Point	A mm ²	mm ³	mm ³	$M_{(self)}$ kN.m	$P_{(i)}$ kN	$f_{(t)}$ MPa	$f_{(b)}$ MPa
anchor	A	1450000	461691542.3	549112426	0	9951.23	-6.86	-6.86
A to 0	0	1450000	461691542.3	549112426	0	9967.41	-6.12	-7.77
0 to 1	1	991000	395463510.8	479665071.8	1442.955	10085.42	-6.47	-14.67
1 to 2	2	991000	395463510.8	479665071.8	2551.973	10203.43	-4.38	-17.48
2 to 3	3	991000	395463510.8	479665071.8	3344.129	10321.52	-2.80	-19.65
3 to 4	4	991000	395463510.8	479665071.8	3819.422	10439.53	-1.79	-21.14
4 to 5	5	991000	395463510.8	479665071.8	3977.853	10557.54	-1.40	-21.88

All stresses at initial stage are O.K.

11-8- STRESSES AT SERVICE LOADS

The total prestressing force after all losses, P_{pe} as mentioned in table below.

11-8-1- Stresses calculation

- Compression: [MA-100-D-V1/2 TABLE 5.10]

Due to permanent loads, (i.e. beam self-weight, weight of slab, weight of future wearing surface, weight of side walk, and weight of barriers), for load combination Service I:

For precast beam and transformed deck slab: $0.45f'_c = 0.45(45) = -20.25 \text{ MPa}$.

Due to permanent and transient loads (i.e. all dead loads and live loads), for load combination Service I:

For precast beam and transformed deck slab: $0.6\phi_w f'_c = 0.60(45) = -27.0 \text{ MPa}$

Note: Compressive stress in the deck slab at service loads never controls the design for typical applications. The calculations shown below are for illustration purposes and may not be necessary in most practical applications.

- Tension: [MA-100-D-V1/2 TABLE 5.11]

For components with bonded prestressing tendons:

For load combination Service III: $+0.45 \sqrt{f'_c}$

For precast beam and transformed deck slab: $+0.45 \sqrt{45} = +3.354 \text{ MPa}$.

$$f_b = -\frac{P_e}{A} - \frac{P_e e}{S_b} + \frac{M_g + M_s}{S_b} + \frac{M_{ws} + M_b + M_{sw}}{S_{bc}} + \frac{M_{LT} + M_{LL}}{S_{bc}}$$

$$f_t = -\frac{P_e}{A} + \frac{P_e e}{S_t} - \frac{M_g + M_s}{S_t} - \frac{M_{ws} + M_b + M_{sw}}{S_{tg}} - \frac{M_{LT} + M_{LL}}{S_{tg}}$$

$$f_{ts} = -\frac{M_{ws} + M_b + M_{sw}}{S_{tc}} - \frac{M_{LT} + M_{LL}}{S_{tc}} \text{ (top slab)}$$

Table 10.8-1 Detailing of top and bottom girder stresses after all losses all loads acting at selected points

Segment	Point	P_e kN	$f_{(t)}$ beam MPa	$f_{(b)}$ beam MPa
anchor	A	8788.273	-6.86	-6.86
A to 0	0	8795.531	-7.43	-5.09
0 to 1	1	8661.719	-9.41	-9.62
1 to 2	2	8540.986	-9.57	-8.54
2 to 3	3	8414.204	-9.59	-7.99
3 to 4	4	8342.384	-9.53	-7.85
4 to 5	5	8344.652	-9.43	-8.10

11-9- STRENGTH LIMIT STATE

Total ultimate bending moment for Strength I is:

$$M_u = 1.25(DC) + 1.5(DW) + 1.75(LT + LL)$$

Using the values of unfactored bending moment given in **Table 10.4-1**, the ultimate

bending moment at midspan is:

$$M_u = 1.25(3977.85 + 1678.64 + 416.33) + 1.5(266.45) + 1.75(2699.57 + 1424.51)$$

$$M_u = 15207.84 \text{ kN.m}$$

Average stress in prestressing steel when $f_{pe} \geq 0.5 f_{pu}$:

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - k \frac{c}{d_p} \right) \leq f_{py} \quad [\text{MA-100-D-V1/2 Eq. 5.16}]$$

Where:

f_{ps} = average stress in prestressing steel

f_{pu} = specified tensile strength of prestressing steel = 1862 MPa.

$$k = 2 \left(1.04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}} \right) = 2 \left(1.04 - \frac{0.9 f_{pu}}{f_{pu}} \right) \quad [\text{MA-100-D-V1/2 Eq. 5.17}]$$

$$= 0.28 \text{ for low-relaxation strand} \quad [\text{MA-100-D-V1/2 Table 5.6}]$$

d_p = distance from extreme compression fiber to the centroid of the prestressing tendons

$$= h_c - y_{bs} = 2100 - 216.67 = 1883.33 \text{ mm.}$$

c = distance between the neutral axis and the compressive face, mm.

To compute c , assume rectangular section behavior and check if the depth of

the equivalent compression stress block, c , is less than or equal to t_s :

where $a = \beta_1 c$

$$c = \frac{A_{ps}f_{pu} + A_s f_y - A'_s f'_y}{0.85 f'_c \beta_1 b + \kappa A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} \quad [\text{MA-100-D-V1/2 Eq. 5.19}]$$

Where

A_{ps} = area of prestressing steel = 54(140) = 7560 mm²

A_s = area of mild steel tension reinforcement = 0 mm²

A'_s = area of compression reinforcement = 0 mm².

f_c' = compressive stress of deck concrete = 28.0 MPa

f_y = yield strength of tension reinforcement, MPa

f'_y = yield strength of compression reinforcement, MPa

β_1 = stress factor of compression block [MA-100-D-V1/2 Art. 5.7.2.2]

= 0.85 for $f'_c \leq 28$ MPa

= 0.85 - 0.05 ($f'_c - 28$) / 7 ≥ 0.65; 28 MPa ≤ $f'_c \leq 56$ MPa

for $f'_c = 28$ MPa

$\beta_1 = 0.85$

Average flange thickness + deck slab = (100+200)/2 + 250 = 400mm.

b = effective width of compression flange = $n(1680)$ mm = 1325.2mm

$$c = \frac{7560 \times 1862}{0.85 \times 45 \times 0.85 \times 1680 + 0.28 \times 7560 \frac{1862}{1883.33}} = 390 \text{ mm} < t_{ave} = 400\text{mm}.$$

Therefore, the rectangular section behavior assumption is valid.

$a = \beta_1 c = 0.85 \times (390) = 331.5$ mm.

The average stress in prestressing steel is:

$$f_{ps} = 1862 \left(1 - 0.28 \frac{331.5}{1883.33}\right) = 1770 \text{ MPa}$$

Nominal flexural resistance:

$$M_n = A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2}\right) + A_s f_s \left(d_s - \frac{a}{2}\right) - A'_s f'_s \left(d'_s - \frac{a}{2}\right) \quad [\text{MA-100-D-V1/2 Eq.5.27}]$$

$$M_n = 7560 \times 1770 \times \left(1883.33 - \frac{331.5}{2}\right) = 22983 \text{ kN.m}$$

Factored flexural resistance:

$$M_r = \phi M_n \quad [\text{MA-100-D-V1/2 Eq. 5.25}]$$

Where

$$\phi = \text{resistance factor} \quad [\text{MA-100-D-V1/2 Art. 5.5.4.2}]$$

=1.00, for flexure and tension of prestressed concrete

$$M_r = 22983 > M_u = 15207.84 \text{ kN.m} \quad \text{O.K.}$$

11-10- LIMITS OF REINFORCEMENT

[MA-100-D-V1/2 Art. 5.7.3.3]

11-10-1- Maximum Reinforcement

[MA-100-D-V1/2 Art. 5.7.3.3.1]

The amount of prestressed and nonprestressed reinforcement should be such that

$$c/d_e \leq 0.42$$

[MA-100-D-V1/2 Eq.5.28]

$$d_e = \frac{A_{ps}f_{ps}d_p + A_{sfy}d_s}{A_{ps}f_{ps} + A_{sfy}}$$

[MA-100-D-V1/2 Eq.5.29]

$$d_e = d_p$$

$$331.5/1883.33 = 0.176 \leq 0.42 \quad \text{O.K.}$$

11-10-2- Minimum Reinforcement

[MA-100-D-V1/2 Art. 5.7.3.3.2]

At any section, the amount of prestressed and nonprestressed tensile reinforcement should be adequate to developed a factored flexural resistance, M_r , equal at least:

$$M_r = 1.2M_{cre}$$

[MA-100-D-V1/2 Eq.5.30]

where M_{cre} may be taken as:

$$M_{cre} = S_c (f_r + f_{cpe}) - M_{dnc} \left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \geq S_c f_r$$

where:

M_{cre} = moment causing flexural cracking at section due to externally applied loads (N-mm)

f_r = modulus of rupture of concrete specified in MA-100-D-V1/2 Art. 5.4.2.6.
 $= 0.97 \sqrt{f_c'} = 0.97 \sqrt{45} = 6.5 \text{ MPa.}$

f_{cpe} = compressive stress in concrete due to effective prestress forces only (after allowance for all prestress losses) at extreme fiber of section where tensile stress is caused by externally applied loads (MPa)

$$= -\frac{P_{se}}{A} - \frac{P_{se}e_c}{S_{nc}} = -\frac{8344652}{991000} - \frac{8344652 \times 797.3}{395463510.8} = 8.42 + 16.82 = 25.24 \text{ MPa}$$

P_{se} = effective prestress forces (after allowance for all prestress losses) (N)
 $= P_e$ in Table 10.8-1.

A = area of cross section of beam (mm^2)

e_c = distance from the centroid of prestressing steel to the neutral axis of the non-composite beam (mm)

M_{dnc} = total un-factored dead load moment acting on the monolithic or non-composite section (N-mm)

$$= M_g + M_s = 39778.85 \times 106 + 1678.64 \times 106 = 41457.49 \times 106 \text{ N.mm. Table 10.4-1.}$$

S_c = section modulus for the extreme fiber of the composite section where tensile stress is caused by externally applied loads (mm^3)

$$= S_{bc} = 503987241 \text{ mm}^3. \text{ Article 10-3-3-3-1.}$$

S_{nc} = section modulus for the extreme fiber of the monolithic or non-composite section where tensile stress is caused by externally applied loads (mm^3)

$$= S_b = 395463510.8 \text{ mm}^3 \text{ in Article 10-3-2.}$$

$$M_{cre} = 503987241(6.5 + 25.24) - 41457.49 \times 10^6 \left(\frac{503987241}{395463510.8} - 1 \right)$$

$$= 4619.72 \text{ kN.m} \geq S_c f_r = 3275.9 \dots \text{OK}$$

$$M_r = 22983 > 1.2 M_{cre} \dots \text{OK}$$

11-11- SHEAR DESIGN

The area and spacing of shear reinforcement must be determined at regular intervals along the entire length of the beam. In this design example, transverse shear design procedures are demonstrated below by determining these values at the critical section near the supports.

Transverse shear reinforcement is provided when:

$$V_u > 0.5\phi(V_c + V_p) \quad [\text{MA-100-D-V1/2 Eq. 5.65}]$$

where

V_u = total factored shear force, N

V_c = shear strength provided by concrete, N

V_p = component of effective prestressing force in the direction of the applied shear, N

$$\phi = \text{resistance factor} = 0.75 \quad [\text{MA-100-D-V1/2 Art. 5.5.4.2.1}]$$

11-11-1- Critical section

MA-100-D-V1/2 Art.5.8.1.3

Where the reaction force introduces compression into the end region of a component, the critical for shear near the support shall be located at a distance of d_v from the face of the support.

Otherwise, the design section shall be taken at the internal face of the support.

thus: the critical sections is at the internal face of the support. $x=500\text{mm}$.

11-11-2- Design of Sections Subjected to Shear

11-11-2-1- Consideration of Shear

1- Determination of V_u

for strength limit state:

$$\begin{aligned} V_u &= 1.25(DC) + 1.5(DW) + 1.75(TL + LL) \\ &= 1.25(455.68+183.96+45.63)+1.5(29.2)+1.75(463.35+228)=2110.25 \text{ kN}. \end{aligned}$$

2- Determination of V_c

There are tow methods:

a-Determination of V_c by V_{ci} and V_{cw} .

b-Determination of V_c by β and θ .

We select the first one in this example.

a-Determination of V_c by V_{ci} and V_{cw}

V_{ci} = nominal shear resistance provided by concrete when inclined cracking results from combined shear and moment (kN)

V_{cw} = nominal shear resistance provided by concrete when inclined cracking results from excessive principal tensions in web (kN).

$$V_{ci} = 0.0525 \sqrt{f'_c} b_v d_v + V_d + \frac{V_i M_{cre}}{M_{max}} \geq 0.16 \sqrt{f'_c} b_v d_v \quad [\text{MA-100-D-V1/2 Art. 5.80}]$$

Where:

M_{max} = maximum factored moment at section due to externally applied load.(N)

From **Table (10-4-1)** the value of the moment and shear due to external loads at shear critical section is:

$$M_{max(TL)} = 156.68 \text{ kN.m}$$

$$M_{max(LL)} = 77 \text{ kN.m}$$

For strength I limit state:

$$M_{max} = 1.75(156.68+77) = 408.94 \text{ kN.m.}$$

V_i = factored shear force at section due to externally applied loads occurring simultaneously with M_{max} . (N)

From **Table (10-4-1)** the value of the moment and shear due to external loads at shear critical section is:

$$V_{i(TL)} = 463.35 \text{ kN.}$$

$$V_{i(LL)} = 228 \text{ kN.}$$

For strength I limit state:

$$V_i = 1.75(463.35+228) = 1209.86 \text{ kN.}$$

V_d = shear force at section due to unfactored dead load and includes both *DC* and *DW* (N).

$$V_d = (443.75+178.92+44.37+28.4)=695.44 \text{ kN.}$$

b_v = effective web width taken as the minimum web width within the depth d_v .(mm)

$$= 710 \text{ mm}$$

d_v = effective shear depth (mm) MA-100-D-V1/2 Eq.5.69

$$d_v = \frac{M_n}{A_s f_y + A_{ps} f_{ps}} = \frac{22983}{0 + 7560 \times 1770} = 2.46m = 2460mm$$

$$0.9d_e = 0.9 \times 1883.33 = 1695 \text{ mm.}$$

$$0.72h = 0.72 \times 2100 = 1512 \text{ mm.}$$

d_v will be less than the greater of $0.9d_e$ or $0.72h$, thus: $d_v = 1695\text{mm}$

$$V_{ci} = 0.0525 \sqrt{45} \times 710 \times 1695 + 695440 + \frac{1209860 \times 4619.72}{408.94}$$

$$= 14786837.87 \text{ N} > 0.16 \sqrt{f'_c} b_v d_v = 1291678.084 \text{ N} \dots \dots OK$$

.....

$$V_{cw} = (0.16 \sqrt{f'_c} + 0.30 f_{pc}) b_v d_v + V_p \quad [\text{MA-100-D-V1/2 Art. 5.81}]$$

With resuming $V_p=0$

$$V_{cw} = (0.16 \sqrt{f'_c} + 0.30 f_{pc}) b_v d_v$$

Where:

f_{pc} = compressive stress in concrete (after allowance for all prestress losses) at centroid of cross section resisting externally applied loads or at junction of web and flange when the centroid lies within the flange (MPa). In a composite member, f_{pc} is the resultant compressive stress at the centroid of the composite section, or at junction of web and flange, due to both prestresss and moments resisted by precast member acting alone.

$$f_{pc} = -\frac{P_e}{A} + \frac{P_e e_{pc}}{S_{tpc}} - \frac{M_g + M_s}{S_{tpc}}$$

$$P_e = 8795.531 \text{ kN}$$

Table 10-8-1

$$e_{pc} = m_i = \left(\frac{-4m_{max}}{L^2} x_i^2 + \frac{4m_{max}}{L} x_i \right) = \left(\frac{-4 \times 788.3}{37500^2} 500^2 + \frac{4 \times 788.3}{37500} 500 \right) = 41.48 \text{ mm}$$

$$y_{tpc} = y_{bc} - y_b = 1254 - 1005 = 249 \text{ mm.}$$

$$S_{tpc} = \frac{I}{y_{tpc}} = \frac{632 \times 10^9}{249} = 2538152610 \text{ mm}^3$$

A = area of composite section at shear critical section (mm^2).

$$f_{pc} = -\frac{8795531}{(145000 + 250 \times 1325)} + \frac{8795531 \times 41.48}{2538152610} - \frac{227.16 \times 10^6 + 90.72 \times 10^6}{2538152610}$$

$$= 18.47 + 0.144 - 0.125 = 18.49 N/mm^2$$

$$V_{cw} = (0.16 \sqrt{45} + 0.30(18.49))(710)(1695) = 7967215.234 N$$

.....

$$V_c = \min\left\{\frac{V_{ci}}{V_{cw}}\right\} \dots \dots \dots V_c = V_{ci} = 1291678.084 N$$

.....

$$V_u > 0.5\phi(V_c + V_p) \dots \dots \dots \text{OK}$$

The section needs to transverse reinforcement:

3- Determination of V_s

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d_v}{s} (\cot \theta - \cot \alpha) \sin \alpha \quad \text{MA-100-D-V1/2 Eq.5.84}$$

d_v = effective shear depth.

$$d_v = 1695 \text{ mm}$$

A_v = area of shear reinforcement within a distance s (mm^2)

Assume the transverse reinforcement is (6Φ16), $A_v = 6 \times 201 = 1206 \text{ mm}^2$.

f_{yt} = yield strength of transverse reinforcement (MPa)

$$f_{yt} = 413.7 \text{ MPa}$$

θ = angle of inclination of diagonal compressive stresses. ($^\circ$)

$$V_{ci} < V_{cw} \dots \dots \text{OK}$$

$$\cot \theta = 1.0$$

MA-100-D-V1/2 Eq.5.82

α = angle of inclination of transverse reinforcement to longitudinal axis ($^\circ$) = 90°

s = spacing of stirrups (mm)

assume $s = 150 \text{ mm}$.

$$V_s = \frac{1206 \times 413.7 \times 1695}{150} (1 - 0) \times 1 = 5637820.86 \text{ N.}$$

.....

4- Determination of V_n

$$V_n = \min \left\{ \frac{V_c + V_s + V_p}{0.66 \sqrt{f_c} b_v d_v + V_p} \right\} \quad \text{MA-100-D-V1/2 Eq.5.72}$$

$b_v = 710 \text{ mm at the end of the span}$

$$V_n = \min \left\{ \begin{array}{l} 1291678.084 + 5637820.86 + 0 = 6929498.94N \\ 0.66\sqrt{45} \times 710 \times 1695 + 0 = 5328172.095N \end{array} \right.$$

$$V_n = 5328172.095N$$

.....

$$V_r = \Phi V_n = 0.75 \times 5328172.095 = 3996129.071 \text{ N} > 2110250 \text{ N} \dots \text{OK}$$

.....

5- Maximum Spacing of Transverse Shear Reinforcement

MA-100-D-V1/2 Art.5.8.5.2

$$\nu_u = \frac{|V_u - V_p|}{\phi b_v d_v} = \frac{2110250}{0.75 \times 710 \times 1695} = 2.338 \text{ N/mm}^2 < 0.125 f'_c \dots \text{OK}$$

$$0.8 d_v \leq 600 \text{ mm} \dots s_{max} = 600 \text{ mm} > 150 \text{ mm} \dots \text{OK}$$

.....

6- Minimum Amount of Transverse Reinforcement

The area of transverse reinforcement should not be less than: [MA-100-D-V1/2 Eq. 5.96]

$$A_v = 1/12 \sqrt{f'_c} \frac{b_v s}{f_y} = 1/12 \sqrt{45} \frac{710 \times 150}{413.7} = 143.909 \text{ mm}^2 / 150 \text{ mm} < A_v \text{ provided O.K.}$$

.....

IMPORTANT NOTE:

in this example we checked the critical section for shear at the interface of support, but in this position the cross section of the beam is too big because it is rectangular at this point. therefore, the designer must check ,with the same procedures shown above, other critical section which locate at the point at which the section becomes bulb tee. that point far about 3000 mm from the axis of support.

.....

11-12- DEFLECTION AND CAMBER

[MA-100-D-V1/2 Art. 5.7.3.6.2]

In the absence of a more comprehensive analysis, instantaneous deflections and rotation may be computed using the modulus of elasticity for concrete as specified in MA-100-D-

V1/2 Art.5.4.2.4 and the effective moment of inertia, I_e , given by MA-100-D-V1/2 Eq.(5.38), but not greater than I_g .

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr} \leq I_g$$

where:

M_{cr} = cracking moment (N-mm)

$$M_{cr} = f_r \frac{I_g}{y_t} \quad \text{MA-100-D-V1/2 Eq.5.39}$$

where:

$$f_r = 0.63\sqrt{f'_c} = 0.63\sqrt{40} = 3.98 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{at transfer}$$

f_r = modulus of rupture of concrete (MPa)

y_t = distance from the neutral axis to the extreme tension fiber (mm)

M_a = maximum moment in a component at the stage for which deformation is computed (N-mm)

I_g = gross moment of inertia of concrete .

I_{cr} = the moment of inertia of the cracked transformed section about the neutral axis (mm^4) calculated approximately from the following equation:

$$I_{cr} = \frac{1}{3} b y_t^3 - \frac{1}{3} (b - b_w) (y_t - h_f)^3$$

Where:

b = width of the flange (mm)

b_w = width of the web (mm)

h_f = thickness of the flange (mm)

$$I_{cr} = \frac{1}{3} \times 1660 \times 836^3 - \frac{1}{3} (1660 - 350)(836 - 100)^3 = 1.49206 \times 10^{11} \text{ mm}^4$$

11-12-1- Deflection before slab hardened

11-12-1-1- Deflection Due to Prestressing Force at transfer

$$I_{cr} = \frac{1}{3} \times 1660 \times 836^3 - \frac{1}{3} (1660 - 350)(836 - 100)^3 = 1.49206 \times 10^{11} \text{ mm}^4$$

$$I_g = 401 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$M_{cr} = 3.98 \frac{401 \times 10^9}{836} = 1909.067 \text{ kN.m}$$

$$M_a = P_i \cdot e = 10557.54 \times 797.3 = 8417.526 \text{ kN.m}$$

$$I_e = \left(\frac{1909.067}{84170.526} \right)^3 \times 401 \times 10^9 + \left[1 - \left(\frac{1909.067}{84170.526} \right)^3 \right] \times 1.49206 \times 10^{11} = 1.492 \times 10^{11} > \dots \dots \dots I_e = I_g = 401 \times 10^9$$

$$\Delta P_e = \frac{5P_e el^2}{48E_{ci}I} = \frac{5 \times 10557.54 \times 10^3 \times 797.3 \times 36500^2}{48 \times 27579.29 \times 401 \times 10^9} = 105.626 \text{ mm}(\uparrow)$$

11-12-1-2- Deflection Due to Beam Self-Weight

$$\Delta DL_{beam} = \frac{5w_{DL}l^4}{384E_cI_c} = \frac{5 \times 25.240 \times 36500^4}{384 \times 27579.29 \times 401 \times 10^9} = 52.75 \text{ mm}(\downarrow)$$

11-12-1-3- Deflection Due to Slab Weight

$$\Delta DL_{slab} = \frac{5w_{DL}l^4}{384E_cI_c} = \frac{5 \times 10.080 \times 36500^4}{384 \times 27579.29 \times 401 \times 10^9} = 21 \text{ mm}(\downarrow).$$

11-12-1-4- Deflection Summary

$$\Delta f_1 = -105.626 + 52.75 + 21 = -31.876 \text{ mm (Camber)}$$

11-12-2- Deflection after slab hardened

11-12-2-1- Deflection Due to Prestressing Force After Simultaneously Losses

$$\Delta P_e = \frac{5P_e el^2}{48E_cI_c} = \frac{5 \times 10283.57 \times 10^3 \times 797.3 \times 36500^2}{48 \times 28806.1 \times 632 \times 10^9} = 62.5 \text{ mm}(\uparrow)$$

11-12-2-2- Deflection Due to Beam Self-Weight

$$\Delta DL_{beam} = \frac{5w_{DL}l^4}{384E_cI_c} = \frac{5 \times 25.240 \times 36500^4}{384 \times 28806.1 \times 632 \times 10^9} = 32 \text{ mm}(\downarrow)$$

11-12-2-3- Deflection Due to Slab Weight

$$\Delta DL_{slab} = \frac{5w_{DL}l^4}{384E_cI_c} = \frac{5 \times 10.080 \times 36500^4}{384 \times 28806.1 \times 632 \times 10^9} = 12.8 \text{ mm}(\downarrow).$$

11-12-3- Deflection Due to Barrier, Side Walk and Future Wearing Surface Weights

$$\Delta DL_{b+sw+ws} = \frac{5w_{DL}l^4}{384E_cI_c} = \frac{5 \times 4.1 \times 36500^4}{384 \times 28806.1 \times 632 \times 10^9} = 5.2 \text{ mm}(\downarrow).$$

11-12-4- Deflection and Camber Summary

$$\text{At transfer, } (\Delta P_e - \Delta DL) = -62.5 + 32 + 12.8 + 5.2 = -12.5 \text{ mm}(\uparrow)$$

11-12-5- Deflection Due to Live Load and Impact

Live load deflection limit (optional) = Span/800 [MA-100-D-V1/2 Art. 2.5.2.6.2]

$$= 36500/800 = 45.625 \text{ mm.}$$

If the owner invokes the optional live load deflection criteria specified in MA-100-D-V1/2 Art.2.5.2.6.2, the deflection is the greater of:

- That resulting from the design truck alone, or

- That resulting from 25% of the design truck taken together with the design lane load.

The LRFD Specifications state that all the beams should be assumed to deflect equally under the applied live load and impact. [MA-100-D-V1/2 Art. 2.5.2.6.2]

Therefore, the distribution factor for deflection, DFD, is calculated as follows:

$$DFD = (\text{number of lanes}/\text{number of beams})$$

$$= 3/8 = 0.375 \text{ lanes/beam}$$

However, it is more conservative to use the distribution factor for moment, DFM. Deflection due to lane load Design lane load, $w \times (DFM)$ = $20 \times (0.4277) = 8.55 \text{ kN/m/beam}$

$$\Delta LL_{lane} = \frac{5w_{LL}^4}{384E_c I_c} = \frac{5 \times 8.55 \times 36500^4}{384 \times 28806.1 \times 632 \times 10^9} = 10.85 \text{ mm. (↓).}$$

Deflection due to Design Truck Load and Impact:

To obtain maximum moment and deflection at midspan due to the truck load, let the centerline of the beam coincide with the middle point of the distance between the inner 260kN axle and the resultant of the truck load, as shown in **Figure 10.12.6-1**

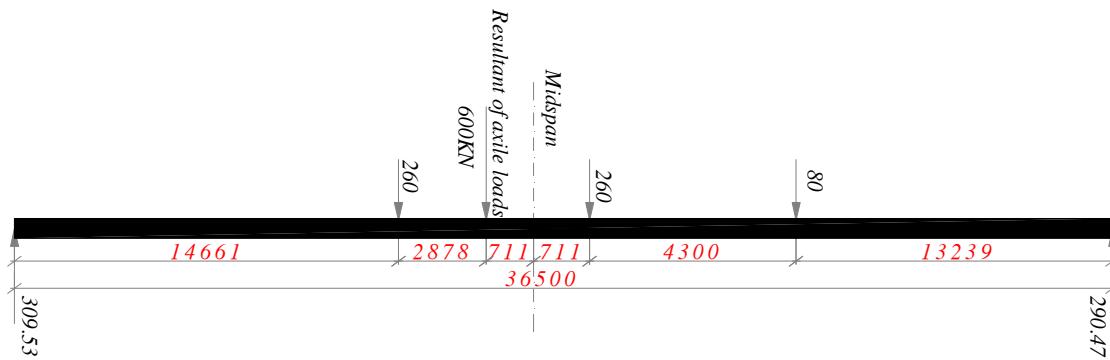


Figure 10.12.6-1 Design Truck Axle Load Position for Maximum Bending Moment

Using the elastic moment area or influence lines, deflection at midspan is:

$$\Delta LT = (27.2) (IM) (DFM) = (27.2) (1.33) (0.4277) = 15.47 \text{ mm (↓).}$$

Therefore, live load deflection is the greater of:

$$\Delta LL = 15.47 \text{ mm. (Controls)}$$

$$0.25\Delta LT + \Delta LL = 0.25 (15.47) + 10.85 = 14.7 \text{ mm.}$$

Therefore, live load deflection = 15.47 mm. < allowable deflection = 45.625 mm. O.K.

١٢ - الملحق ٣: تصميم جسر بلاطة من الخرسانة المسلحة

12-1- SOLID SLAB BRIDGE DESIGN

Given

A simple span concrete slab bridge with clear span length (S) of **9150** mm is shown in **Figure 11.1**.

The total width (W) is **10,700** mm, and the roadway is **9640** wide (W_R) with **75** mm (d_W) of future wearing surface.

The material properties are as follows: Density of wearing surface $\rho_w = 2250 \text{ kg/m}^3$; concrete density $\rho_c = 2400 \text{ kg/m}^3$; concrete strength = 28 MPa, $E_c = 26,750 \text{ MPa}$; reinforcement $f_y = 420 \text{ MPa}$, $E_s = 200,000 \text{ MPa}$; $n = 8$.

Requirements

Design the slab reinforcement base on **MA100-D-V1/2 & V2/2** Strength I and Service I (cracks) Limit States.

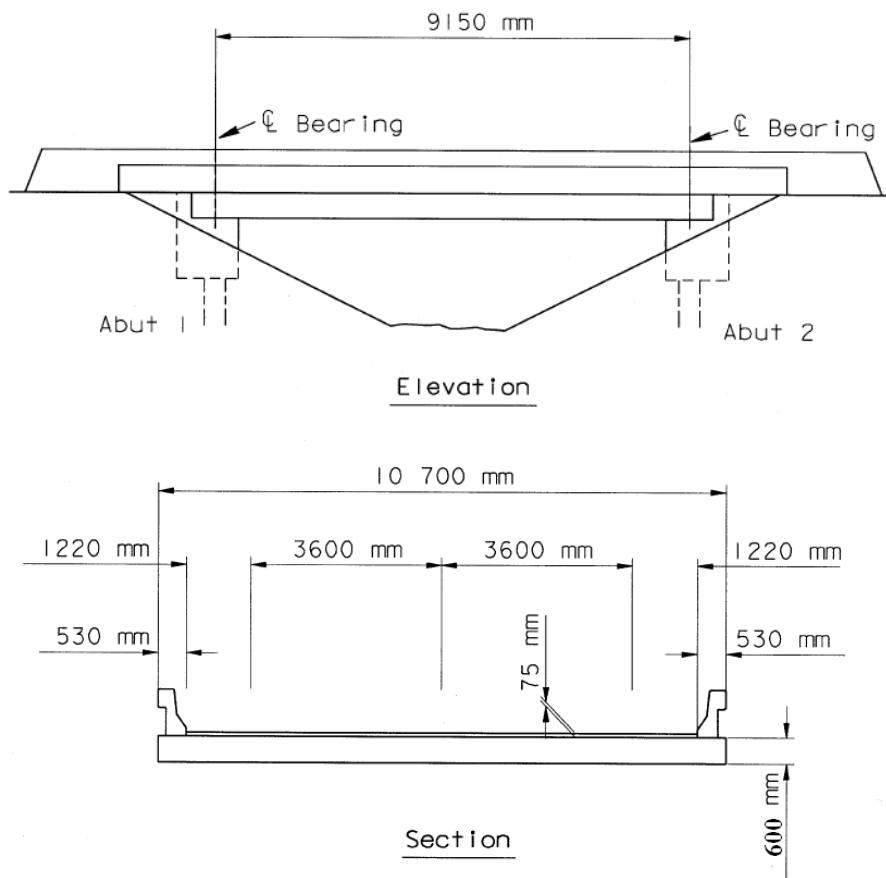


FIGURE 11.1: Solid slab bridge design example

Solution**1. Select Deck Thickness**

MA100-D-V1/2: Table 2.1

$$h_{\min} = 1.2 \left(\frac{S + 3000}{30} \right) = 1.2 \left(\frac{9150 + 3000}{30} \right) = 486 \text{ mm}$$

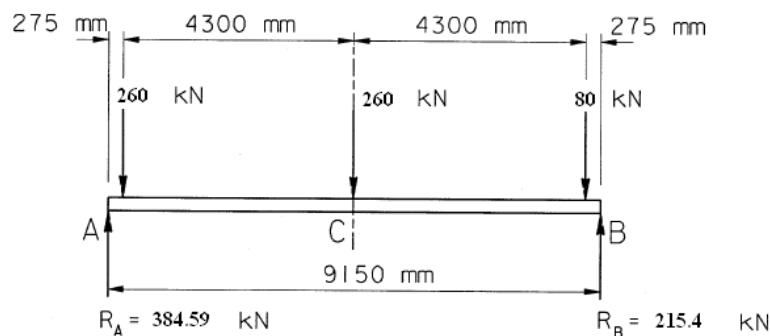
Use $h = 600 \text{ mm}$ **2. Determine Live Load Equivalent Strip Width (MA100-D-V1/2: Art. 4.6.2.3 and 4.6.2.1.4b)****2.a. Interior strip width:****2.a.1. Single-lane loaded:**

$$E_{\text{interior}} = 250 + 0.42 \sqrt{L_1 W_1} \quad \text{MA100-D-V1/2: Eq.4.18}$$

 L_1 = lesser of actual span length and 18,000 mm W_1 = lesser of actual width or 9000 mm for single lane loading or 18,000 mm

for multilane loading

$$E_{\text{interior}} = 250 + 0.42 \sqrt{(9150)(9000)} = 4061 \text{ mm}$$

**FIGURE 11.2: Position of design truck for maximum moment.****2.a.1. Multilane loaded:**

$$N_L = INT\left(\frac{W}{3600}\right) = INT\left(\frac{10,700}{3600}\right) = 2$$

$$\frac{W}{N_L} = \frac{10,700}{2} = 5350\text{mm}$$

$$E_{\text{interior}} = 2100 + \sqrt{9150 \times 10,700} = 3287\text{mm} < 5350\text{mm}$$

Use $E_{\text{interior}} = 3287\text{mm}$.

2.b. Edge strip width:

E_{edge} = the distance between the edge of the deck and the inside face of the barrier

+ 300 mm + ½ strip width < full strip or 1800 mm.

$$E_{\text{edge}} = 530 + 300 + \frac{3287}{2} = 2324\text{ mm} > 1800\text{ mm}$$

Use $E_{\text{edge}} = 1800\text{mm}$.

3. Dead Load

Slab: $W_{\text{slab}} = (0.6)(2400)(9.81)(10^{-3}) = 14.13\text{ kN/m}^2$.

Future wearing: $W_{\text{fw}} = (0.075)(2250)(9.81)(10^{-3}) = 1.66$

Assume 0.24 m^3 concrete per linear meter of concrete barrier

Concrete barrier: $W_{\text{barrier}} = (0.24)(2400)(9.81)(10^{-3}) = 5.65\text{ kN/m}^2$.

4. Calculate Live-Load Moments

Moment at midspan will control the design.

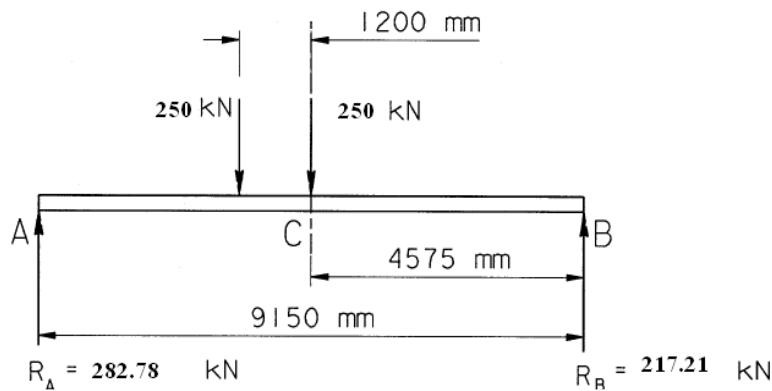
a. Moment due to the design truck (see Figure 11.2):

$$M_{\text{LL-Truck}} = (384.59)(4.575) - (260)(4.3) = 641.5\text{ kN.m}$$

b. Moment due to the design tandem (see Figure 11.3):

$$M_{\text{LL-Tandem}} = (217.21)(4.575) = 993.735\text{ kN.m.}$$

Design Tandem Controls

**FIGURE 11.3: Position of tandem for maximum moment****c. Moment due to lane load**

$$M_{LL\text{-Lane}} = \frac{20 \times 9.15^2}{8} = 209.3 kN \cdot m$$

5.Determine Load Factors and Load Combinations (MA100-D-V1/2 Table 3.1, 3.2)**a. Strength I Limit State load factors**

Weight of superstructure (DC): 1.25

Weight of wearing surface (DW): 1.50

Live Load (LL): 1.75

 $\eta_d = 0.95, \eta_R = 1.05, \eta_I = 0.95$

$$\eta = (0.95)(1.05)(0.95) = 0.948 \leq 0.95$$

Use $\eta = 0.95$ **b. Interior strip moment (1 m wide)**Dynamic load factor IM = 0.33 MA100-D-V1/2: Table 3.8

Lane load
$$M_{LL\text{-Lane}} = \frac{209.3}{3.287} = 63.675 kN \cdot m$$

Live load
$$M_{LL+I} = (1 + 0.33) \frac{993.735}{3.287} + 63.675 = 465.76 kN \cdot m$$

Future wearing
$$M_{DW} = \frac{W_{fw} L^2}{8} = \frac{(1.66)(9.15)^2}{8} = 17.37 kN \cdot m$$

Dead load
$$M_{DC} = \frac{W_{slab} L^2}{8} = \frac{(14.13)(9.15)^2}{8} = 147.87 kN \cdot m$$

Factored moment

$$\begin{aligned} M_U &= \eta [1.25(M_{DC}) + 1.50(M_{DW}) + 1.75(M_{LL+IM})] \\ &= (0.95)[1.25(147.87) + (1.50)(17.37) + (1.75)(465.76)] \\ &= 974.57 \text{kN.m.} \end{aligned}$$

c. Edge strip moment (1 m wide) (MA100-D-V1/2:Table 3.6.1.1.2-1)

End strip is limited to half lane width, use multiple presence factor 1.2 and half design

Lane load

$$M_{LL-Lane} = (1.2)\left(\frac{1}{2}\right)\left(\frac{209.3}{1.8}\right) = 69.77 \text{kN.m}$$

Live load

$$M_{LL+I} = (1+0.33)(1.2)\left(\frac{1}{2}\right)\left(\frac{993.735}{1.8}\right) + 69.77 = 510.326 \text{kN.m}$$

Dead load

$$M_{DC} = (14.13 + \frac{5.65}{1.8})\left(\frac{9.15^2}{8}\right) = 180.72 \text{kN.m}$$

Future wearing

$$M_{DW} = (1.66)\left(\frac{1.8 - 0.53}{1.8}\right)\left(\frac{9.15^2}{8}\right) = 12.25 \text{kN.m}$$

Factored moment

$$\begin{aligned} M_U &= \eta [1.25(M_{DC}) + 1.50(M_{DW}) + 1.75(M_{LL+IM})] \\ &= (0.95)[1.25(180.72) + (1.50)(12.25) + (1.75)(510.326)] \\ &= 1080.48 \text{kN.m.} \end{aligned}$$

6. Reinforcement Design

a. Interior strip:

Assume No. 36 bars, $d = 600 - 36 - (36/2) = 546 \text{mm}$.

Neglect the compression steel and set $b_w = b$ for sections without compression flange.

$$M_u = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \text{ and } a = c \beta_l = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b_w}$$

A_s can be solved by substituting a into M_u or

$$R_u = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{974.75 \times 10^6}{(0.9)(1000)(546)^2} = 3.63 \text{N/mm}$$

$$m = \frac{f_y}{(0.85)f_c} = \frac{420 \times 10^6}{(0.85)(28)} = 17.647$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_u}{f_y}} \right] = \frac{1}{17.647} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(17.647)(3.63)}{420}} \right] = 0.0094$$

Required reinforced steel $A_s = \rho bd = (0.0094)(1000)(546) = 5132.4 \text{ mm}^2/\text{m}$

Maximum allowed spacing of No. 36 bar = $1018/5132.4 = 0.198 \text{ m}$.

Try No. 36 bars at 150 mm.

i. Check limits for reinforcement:

$\beta_1 = 0.85$ for $f_c' = 28 \text{ MPa}$; see MOMRA Art 5.7.2.2

$$c = \frac{A_s f_y}{(0.85)\beta_1 f_c' b_w} = \frac{(1018)(420)}{0.85(0.85)(28)(150)} = 140.9 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{d} = \frac{140.9}{546} = 0.25 \leq 0.42 \dots OK \quad \text{MA100-D-V1/2: Eq.5.28}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1018}{(150)(546)} = 0.0124 \geq (0.03) \left(\frac{28}{420} \right) = 0.002 \dots OK$$

Where:

ρ_{\min} = minimum ratio of tension reinforcement to effective concrete area.

ii. Check crack control

Service load moment

$$M_{sa} = 1.0[1.0(M_{DC}) + 1.0(M_{DW}) + 1.0(M_{LL+IM})] = 1.0[147.87 + 17.37 + (465.76)] = 631 \text{ kN.m}$$

$$0.8f_r = 0.8 (0.63 \sqrt{f'_c}) = 0.8 (0.63) \sqrt{28} = 2.66 \text{ MPa}$$

$$f_c' = \frac{M_{sa}}{S} = \frac{631 \times 10^6}{\frac{1000}{6}(600)^2} = 10.5 \text{ MPa} \geq 0.8f_r, \text{ Section is cracked} \quad \text{MA100-D-}$$

V1/2 Art.5.7.3.4.

Cracked moment of inertia can be calculated as following:

-Determination of the position of the neutral axis:

$$B = \frac{1}{b}(nA_s) = \frac{1}{150}(8)(1018) = 54.29$$

$$C = \frac{2}{b}(ndA_s) = \frac{2}{150}(8)(546)(1018) = 59288.32$$

$$x = \sqrt{B^2 + C} - B = \sqrt{(54.29)^2 + (59288.32)} - (54.29) = 195.18\text{mm}$$

-Calculation the moment of inertia of the cracked section.

$$I_{cr} = \frac{1}{3}bx^3 + nA_s(d-x)^2 = \frac{1}{3}(150)(195.18)^3 + (8)(1018)(546-195.18)^2 = 1374.091 \times 10^6 \text{mm}^4$$

Calculation the stress in the tension steel:

$$f_s = n \frac{\left(\frac{M_{sa} \times 150}{1000}\right)(d-x)}{I_{cr}} = (8) \frac{\left(\frac{631 \times 10^6 \times 150}{1000}\right) \times (546-195.18)}{1374.091 \times 10^6} = 193.32 \text{MPa}$$

Calculation the allowable stress :

$$f_{sa} = 0.5f_y \leq 210 \text{MPa.}$$

MA100-D-V1/2: Figure 5.16

$$f_s \leq f_{sa} \dots \dots \dots \text{OK}$$

Use No. 36 Bar @ 150 mm for interior strip

b. Edge strip:

By similar procedure, Edge Strip Use No. 36 Bar @ 125 mm.

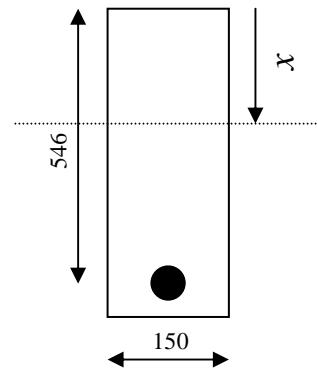
7. Determine Distribution Reinforcement (MOMRA Art. 5.18.4.1)

$$\frac{1750}{\sqrt{L}} \leq 50\%, \text{ that is, } \frac{1750}{\sqrt{9150}} = 18.3\% \leq 50\%$$

a. Interior strip:

Main reinforcement: No. 36 at 150 mm

$$A_s = \frac{1018}{150} = 6.79 \text{mm}^2 / \text{mm.}$$



Required transverse reinforcement = $(0.183)(6.79) = 1.243 \text{ mm}^2/\text{mm}$.

Use No. 20 @ 250 mm

$$A_s = \frac{314}{250} = 1.25 \text{ mm}^2 / \text{mm}.$$

b. End strip:

Main reinforcement: No. 25 at 125 mm,

$$A_s = \frac{1018}{125} = 8.144 \text{ mm}^2 / \text{mm}.$$

Required transverse reinforcement = $(0.183)(8.144) = 1.49 \text{ mm}^2/\text{mm}$.

Use No. 20 @ 200 mm

$$A_s = \frac{314}{200} = 1.57 \text{ mm}^2 / \text{mm}.$$

For construction consideration, Use No. 20 @ 200 mm across entire width of the bridge.

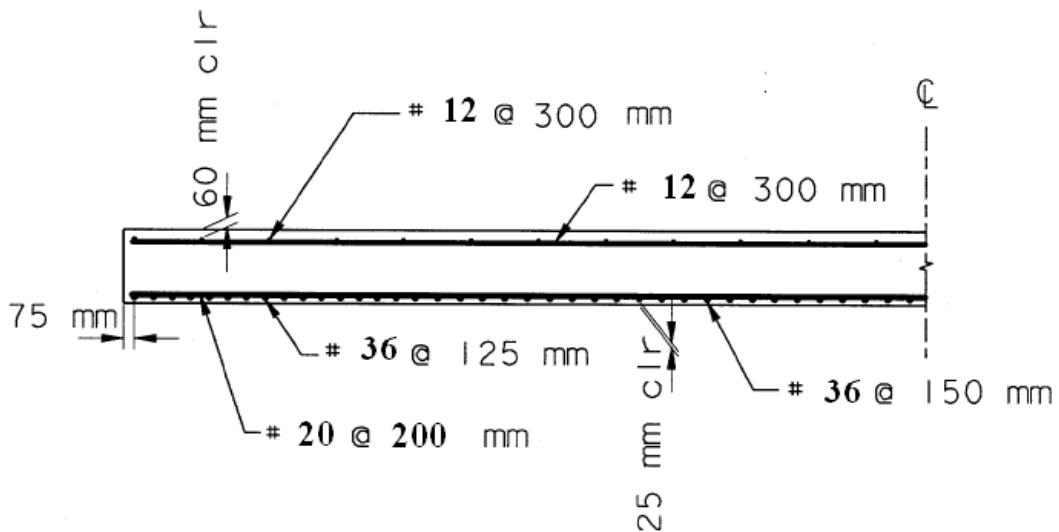
8. Determine Shrinkage and Temperature Reinforcement (MA100-D-V1/2 Art. 5.10.6)

$$A_s \geq \frac{750A_g}{P_h f_y} = \frac{750 \times (1000)(600)}{2(1000+600)(420)} / 1000 = 0.335 \text{ mm}^2 \text{ in each direction.}$$

Use No. 12 @ 300 mm in each direction at the top face of the slab in each direction.

9. Design Sketch

See Figure 11.4 for design sketch in transverse section.



10. Summary

To complete the design, loading combinations for all limit states need to be checked. Design practice should also give consideration to long-term deflection, cracking in the support area for longer or continuous spans. For large skew bridges, alteration in main rebar placement is essential.