الفصل الأول

المقدمة

1

1.1 المقدمة.

1.2 مشكلة المشروع.

1.3 أسباب اختيار المشروع.

1.4 أهداف المشروع.

1.5 المسلمات.

1.6 حدود مشكلة المشروع.

1.7 فصول المشروع.

1.8 إجراءات المشروع.

1.9 الجدول الزمني للمشروع.

١.١ المقدمة

إذا تناولنا بصفة عامة لوجدنا أن الهندسة هي الجسد الذي يجمع بين الأدوات التقنية المتاحة والأنشطة والمعرفة ، فهي النشاط الاحترافي الذي يستخدم التخيل والحكمة والذكاء في تطبيق العلوم والتكنولوجيا والرياضيات و الخبرة العملية لكي تستطيع ان تصمم وتنتج وتدير العمليات التي تتناسب واحتياجات البشرية، فالهندسة المدنية عموما هي الوسيلة الوحيدة التي تجعل من العالم مكانا انسب وأصلح للعيش فيه .

وهندسة المباني هي مجال هندسي يتعامل مع تصميم المنشآت التي تدعم أو تقاوم الأحمال .وعادة ما تعتبر هندسة المباني تخصصا داخل الهندسة المدنية، إلا أنه يمكن دراستها على حدة ,تعنى بدراسة التحليلات النظرية والتصاميم لكافة أنواع المنشآت وتطبيقاتها آخذين بنظر الاعتبار كافة التأثيرات الاستاتيكية والديناميكية وعلاقتها بكافة تأثيرات البيئة من رياح وزلازل وظروف الطقس المختلفة.

والمهندس المدني هو الذي يقوم بالتصميم والتنفيذ والإشراف على التنفيذ للمشروعات المختلفة ،ويكمن دوره الفعال في ارتباط عمله ارتباطا وثيقا بأرواح البشر . والمهندس هو من يصمم وينشئ الملاذ الآمن لرجل عائد إلى بيته بعد يوم طويل مرهق ومتعب وهو ذاته من يجمع الناس تحت سقف واحد في حدث موسيقي هنا وآخر رياضي هناك ، بكل اختصار المهندس هو من يظهر أو على الأقل من يحاول أن يظهر الجمال المدفون وراء وجه الطبيعة.

1.2 مشكلة المشروع

يدور البحث حول تصميم العناصر الإنشائية لمتحف في مدينة بيت لحم تحديدا في بلدة زعترة ,والذي تم اعتماده ليكون ميدانا لهذا البحث، حيث يتضمن التصميم الإنشائي مختلف العناصر من البلاطات و الجسور والأعمدة و الأساسات بما يتلاءم مع التوزيع الإنشائي لهذه العناصر وما لا يتعارض مع التصميم المعماري.

1.3 أسباب اختيار المشروع

تعود أهمية اختيار المشروع إلى عدة أمور من أهمها اكتساب المهارة في التصميم للعناصر الإنشائية بالإضافة إلى زيادة المعرفة للنظم الإنشائية المتبعة في بلادنا ,وكذلك اكتساب المعرفة العلمية والعملية المتبعة في تصميم وتنفيذ المشاريع الإنشائية والتي ستواجهنا بعد التخرج في سوق العمل إن شاء الله .

ومن الأمور التي دفعتنا إلى هذا البحث هو تقديم هذا المشروع إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا في جامعة بوليتكنك فلسطين لاستيفاء شروط التخرج والحصول على درجة البكالوريوس في الهندسة المدنية لتخصص هندسة المباني.

1.4 أهداف المشروع

نأمل من هذا البحث بعد إكماله أن نكون قد وصلنا إلى الأهداف التالية:

١. اكتساب المهارة في القدرة على اختيار النظام الإنشائي المناسب للمشاريع المختلفة وتوزيع عناصره الإنشائية على المخططات، بما يتناسب مع التخطيط المعماري له.
٢. القدرة على تصميم العناصر الإنشائية المختلفة.
٣. تطبيق وربط المعلومات التي تم دراستها في المساقات المختلفة.
٤. إتقان استخدام برامج التصميم الإنشائي.

1.5 المسلمات

١. اعتماد الكود الأمريكي في التصاميم الإنشائية المختلفة. (ACI-318-14)
٢. استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (Atir, Sap , safe , Etabs)
٣. برامج أخرى مثل .Microsoft office Word

1.6 حدود مشكلة المشروع

يقتصر العمل لهذا المشروع على الناحية الإنشائية فقط، حيث سيتم العمل خلال الفصلين الأول والثاني من السنة الدراسية 2016-2017 من خلال مقدمة مشروع التخرج في الفصل الأول و مشروع التخرج في الفصل الثاني.

يقع المبنى الذي اختير لتصميم عناصره الإنشائية في مدينة بيت لحم.

1.7 فصول المشروع

يحتوي هذا المشروع على خمسة فصول وهي:

١- الفصل الأول : يشمل المقدمة العامة ومشكلة البحث و أهدافه....
٢- الفصل الثاني : يشمل الوصف المعماري للمشروع.
٣- الفصل الثالث : يشمل وصف العناصر الإنشائية للمبنى.
٤- الفصل الرابع : التحليل والتصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية.
٥- الفصل الخامس : النتائج و التوصيات.

1.8 إجراءات المشروع

(1) دراسة المخططات المعمارية وذلك للتأكد من صحتها من النواحي المعمارية وتوافقها مع أهداف المشروع.

(2) دراسة العناصر الإنشائية المكونة للمبنى والآلية الأنسب لتوزيع هذه العناصر كالأعمدة والجسور والأعصاب بشكل لا يصطدم مع التصميم المعماري الموضوع ويحقق الجانب الاقتصادي و عامل الأمان .

(3) اختيار العناصر الإنشائية وتحديد الأحمال المؤثرة عليها .

(4) تصميم العناصر الإنشائية بناء على نتائج التحليل .

(5) التصميم عن طريق برامج التصميم المختلفة .

(6) إنجاز المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي سيتم تصميمها ليخرج المشروع بشكله النهائي المتكامل والقابل للتنفيذ.

1.9الجدول الزمني للمشروع

الجدول التالي يوضح تسلسل أعمال المشروع والزمن اللازم لكل نشاط.

جدول (1-1) الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية (2016\2017)

Week NO. / Task	١	٢	٣	٤	٥	٦	٧	٨	٩	١٠	١١	١٢	١٣	١٤	١٥	١٦	١٧	١٨	١٩	٢٠	٢١	٢٢	٢٣	٢٤	٢٥	٢٦	٢٧	٢٨	٢٩	٣٠	٣١	32
Select project																																
Inception report																																
Collect information about the project																																
Architectural study of the building																																
Structural study of the building																																
Prepare the introduction																																
Display the introduction																																
Structural analysis																																
Structural design																																
Prepare the project plans																																
Write the project																																
Project presentation																																

الفصل الثاني

الوصف المعماري للمشروع

2

2.1 مقدمة.

2.2 لمحة عن المشروع.

2.3 تحليل موقع المشروع.

2.4 تصميم المشروع.

2.5 وصف المساقط الأفقية للمبنى.

2.6 وصف الواجهات.

2.7 وصف الحركة.

2.1 مقدمة

إن الوصف المعماري لأي مبنى حاجة ماسة لنجاحه إذ يساعد في فهم وتحليل كافة الوظائف والفعاليات والحركات داخل المبنى حسب اختلاف نوعه والحاجة التي أنشا لأجلها ،ولأداء أي عمل لا بد أن يتم بمراحل عدة حتى يتم انجازه على أكمل وجه ، وكذلك لإقامة أي بناء لا بد أن يتم تصميمه على ناحيتين الناحية المعمارية والناحية الإنشائية ويبدأ ذلك بالتصميم المعماري الذي يحدد شكل المنشأ ، ويأخذ بعين الاعتبار تحقيق الوظائف والمتطلبات المختلفة إذ يجري التوزيع الأولي لمرافقه بهدف تحقيق الفراغات والأبعاد المطلوبة ويتم في هذه العملية دراسة الإنارة والعزل والتهوية والتنقل والحركة وغيرها من المتطلبات الوظيفية.

وبعد الانتهاء من عملية التصميم المعماري تبدأ عملية التصميم الإنشائي والتي تهدف إلى تحديد أبعاد العناصر الإنشائية وخصائصها ، وذلك اعتماد على الأحمال المختلفة التي تتعرض لها هذه العناصر التي تقوم بدورها بنقل الأحمال إلى الأساسات التي تنقل الأحمال بشكل كامل إلى التربة.

2.2 لمحة عن المشروع

تتلخص فكرة المشروع في التصميم الإنشائي لمتحف الكارثة في مدينة بيت لحم تحديدا في بلدة زعترة , وهذا المبنى هو جزء من مجموعة متاحف متكاملة لتشكل في نهايتها متحف ذاكرة الأرض الفلسطينية.

يتكون المتحف من خمسة طوابق تقدر مساحتها الكلية ب 13552متر مربع.

2.3 تحليل موقع المشروع

لتصميم أي مشروع فإنه ينبغي دراسة الموقع المراد تشييد المبنى فيه بعناية فائقة سواء تعلق ذلك بالموقع الجغرافي أم بتأثير القوى المناخية السائدة في المنطقة .بحيث تصان العناصر القائمة و علاقاتها بالتصميم المقترح في تآلف وتناغم لتحقيق التصميم الأمثل.

فلذلك يجب إعطاء فكرة عامة عن عناصر الموقع، من توضيح لمقاسات الأرض المقترحة للبناء، علاقة الموقع بالشوارع والخدمات المحيطة، ارتفاع المباني المحيطة، واتجاه الرياح السائدة والضجيج ومسار الشمس.

2.3.1 مطابقة الموقع للمعايير التخطيطية

من خلال دراسة المعايير التخطيطية للموقع نجد أن موقع قطعة الأرض المخصصة لإقامة المشروع مطابقة للمعايير التخطيطية وتقع قطعة الأرض الى الجنوب الشرقي لمدينة بيت لحم تحديدا بجوار جبل الهيروديون،حيث سيتم تحليل الموقع عمرانياً :الطرق والمواصلات والمعالم الرئيسية في المنطقة والمباني المحيطة والرؤية البصرية، من ثم تحليل الموقع بيئياً :سمات سطح الأرض ،حركة الشمس والرياح وتصريف مياه الأمطار.



الشكل :(2.1) يوضح موقع قطعة الأرض بالنسبة لمدينة بيت لحم.

2.3.2 التحليل العمراني

1.**الطرق والمواصلات** :تقع قطعة الأرض في منطقة جبل الهيروديون الذي يقع على احد أهم الشوارع الرئيسية في فلسطين والتي تربط جنوب الضفة بشمالها ، أي على الطريق الرابط بين الخليل ورام الله والبحر الميت ومدينة أريحا. ويقع هيروديون على بعد 12 كم

(7.5ميل)تقريبا جنوب القدس، و5كم جنوب شرق مدينة بيت لحم، والجبل ضمن حدود بلدية زعترة وملاصق لأراضي عرب التعامرة ، لذلك تسهُل حركة المواصلات من وإلى الموقع ويسهل الاستدلال عليه.

.



الشكل : (2.2)يوضح طريقة الوصول للموقع.

2. **المعالم الرئيسية في المنطقة وداخل الموقع :** يسهل الاستدلال على الموقع لوجود معالم واضحة تتمثل بجبل الهيروديون الشهير.



الشكل : (2.3)يوضح اهم المعالم المحيطة بالموقع.

3 . الرؤية البصرية:

تم توضيح تتابع الرؤية البصرية للقادم من شارع الخليل-رام الله إلى الموقع،لأهم المعالم التي يمر بها،ونظراً لأن قطعة الأرض شبه مستوية؛ فالإطلالة من داخل الموقع تولد استمرارية في الصورة البصرية من بداية وحتى نهاية قطعة الأرض تقريباً،كما وتظهر مرتبطة مع المحيط بإطلالة غربية على جبل هورديون،أما بالنسبة للإطلالة الشرقية على برية البحر الميت، ويحدها من الجنوب كفر الداد، وبعد تحليل إطلالات المشروع، وجد أن إطلالات المشروع الأفضل هي باتجاه الشرق والغرب؛ لذلك يمكن الاستفادة من هذه الإطلالات في توجيه المداخل والمرافق الأخرى.

2.3.3 التحليل البيئي:

.1**سمات سطح الأرض :**تمتد قطعة الأرض على مساحة 52000 متر مربع، وينخفض منسوب الأرض تدريجياً باتجاه الشرق على امتداد المساحة، حيث يبدأ من منسوب 223 فوق سطح الارض وينتهي بمنسوب 230 فوق سطح الارض.



الشكل :(2.4) يوضح سمات سطح الأرض في الموقع



الشكل :(2.5) يوضح لقطة منظورية لقطعة الأرض من الحدود الجنوبية الشرقية

يبين الشكل (2.6) لقطة منظورية تبين قطعة الأرض بالنسبة للبلدة حيث تظهر طريق الوصول للموقع من مدخل زعترة عبرطريق شارع القدس الرئيسي،مروراً بمركز بلدة زعترة ثم الوصول للموقع عن طريق الشارع الرئيسي المؤدي لبلدة زعترة ، ويبين المنظور أهم المعالم الحالية المقامة على قطعة الأرض المتمثلة بالمبنى الرئيسي) مبنى الكارثة (ومتحف التاريخ والتراث وحديقة الامل، أما بالنسبة لكنتور الأرض فيلاحظ أنه ينخفض كلما اتجهنا إلى الشرق.

2 .الشمس: يصل معدل الإشعاع السنوي في فلسطين الى 3400 ساعة في السنة , ويختلف هذا المعدل من منطقة الى أخرى في فلسطين , وكما يظهر على خارطة فلسطين أن منطقة بيت لحم تقع ما بين (195 -182) كيلو سعر حراري لكل سم 2في السنة.

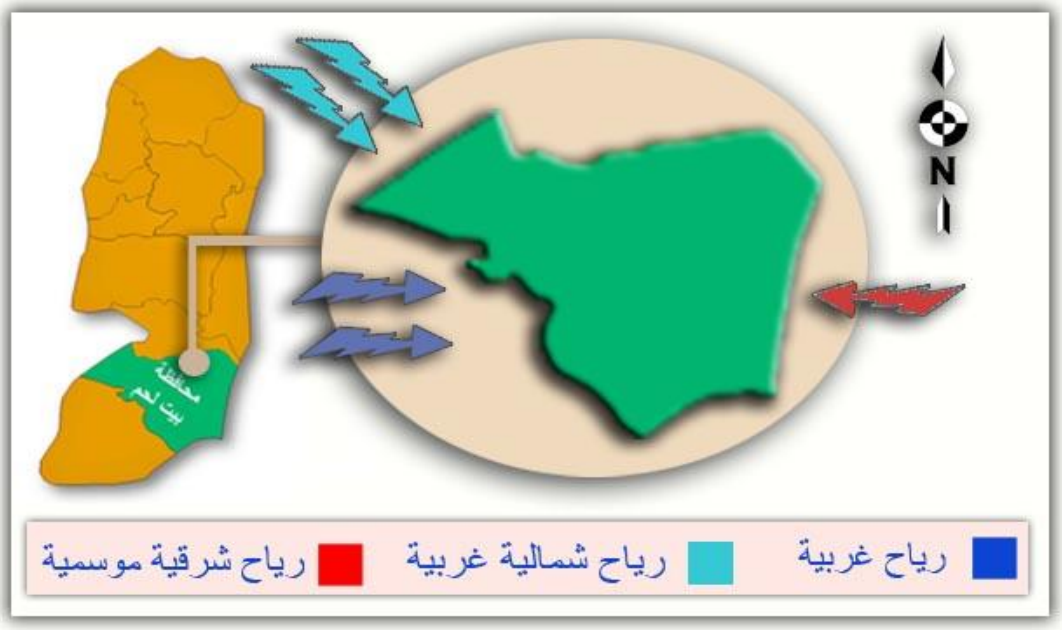


الشكل :(2.6) يوضح معدلات الحرارة السنوية بالدرجات

3 .الرياح : في فصل الشتاء الرياح الغربية وهي مصاحبة للمنخفضات الشتوية والرياح الشرقية الباردة.

أما في فصل الصيف فالرياح شمالية غربية ورياح شمالية شرقية جافة – حارة.

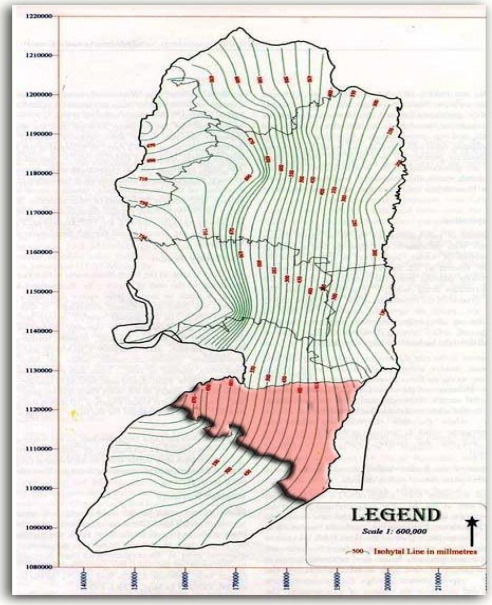
وتتميز الرياح الصيفية بانتظام هبوبها هناك نسيم الجبل والوادي كما تتأثر بيت لحم برياح الخماسين الجنوبية الشرقية الجافة والمحملة بالتراب وتهب في فصل الربيع.



الشكل: (2.7) يوضح الرياح المختلفة التي تهب على الموقع

4 . **تصريف مياه الأمطار:**معدل الأمطار السنوي في منطقة بيت لحم 650 مل سنويا.

متوسط عدد الأيام المطيرة فيها من 20 إلى 40 يوم في السنة الشكل (12-5) خارطة تبين معدل الأمطار السنوي..



الشكل :(2.8) يوضح تصريف المياه داخل الموقع

2.4تصميم المشروع:

2.4.1 الموقع العام

يتضمن الموقع العام عدد من المرافق التي تتمثل بحديقة الامل، ومنطقة الاصالة ,ومنطقة الكارثة ,والمناطق المفتوحة،والخدمات المتمثلة بغرف الكهرباء ومجمع المياه ومناطق الطعام والمرافق العامة .

- **الفكرة التصميمية**

تجلت فكرة المشروع الفلسفية في الحفاظ على البيئة ، وانسجام المشروع معها ، حيث شكلت حديقة الامل رئةً للمشروع وامتدت الفعاليات حولها مشكلة نسيجاً عمرانياً مترابطاً يعتمد على إيجاد مسار رئيسي للزائرين يصل جميع فعاليات المشروع مروراً بعدة ساحات تنوعت في مساحاتها و تصميمها وأشكال تغطيتها ، كما وكان شكل وترتيب هذه الساحات نابعاً من شكل الموقع وانعكاساً لمسار الحركة فيه ، كما وتم توظيف مواد البناء المحلية والعمارة غير التقليدية التي تمتاز بها فكرة المشروع فجاءت المباني معبرة عن التاريخ والتعمق في الفكرة.



الشكل :(2.9) مقاطع توضح الفكرة التصميمية



الشكل : (2.10) يوضح الفكرة التصميمية وانسجام الموقع بما حوله ويوضح مسار الحركة الذي تتخلله الساحات الرئيسية

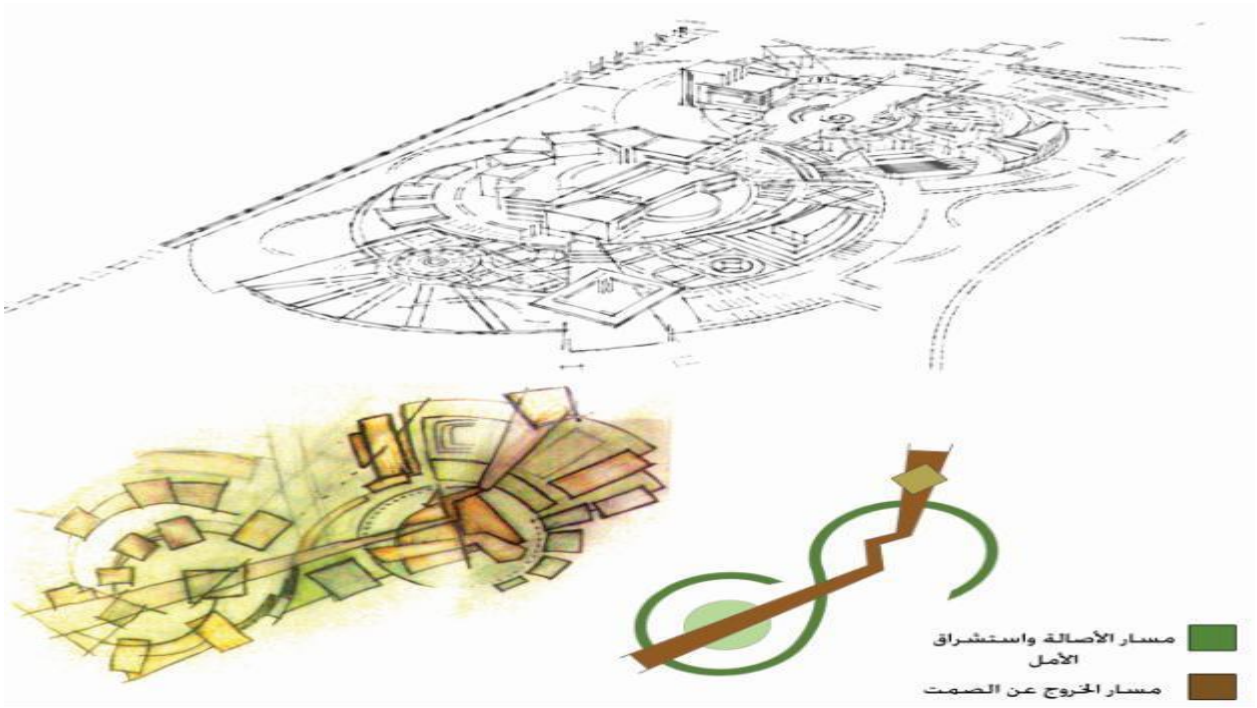


الشكل : (2.11) يوضح بداية الفكرة التصميمية وكيفية ربط الساحات والمدرجات بالمباني

2.4.2 تصميم مبنى الكارثة:

- **الفكرة التصميمية**

تمدت الفكرة التصميمية على تجسيد صورة الارض ولاانسان ، والتاريخ ,وتوفير اكبر قدر من الإضاءة الطبيعية للغرف مع منع أشعة الشمس المباشرة الدخول من خلال تكسية اغلب الواجهات بالواح من الزجاج المنفذ للضوء بشكل جزئي ، وإضاءة الممرات وتهويتها من خلال الإضاءة السماوية المائلة باتجاه الشمال بحيث تمنع دخول أشعة الشمس المباشرة وتسمح بحركة الهواء ودخول الإضاءة.



الشكل : (2.12) يوضح الفكرة التصميمية لمتحف الكارثة



الشكل : (2.13) يوضح لقطة منظورية لمتحف الكارثة

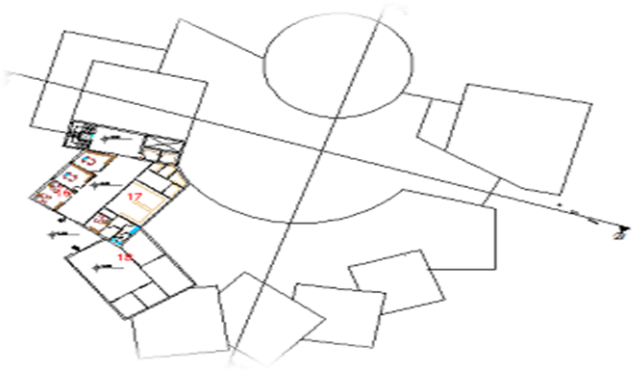


الشكل : (2.14) يوضح لقطة للمدخل الرئيسي للمتحف

2.5 وصف المساقط الأفقية

تقدر مساحة المتحف ب 13525 متر مربع مقسمة بين خمسة طوابق كما يلي:

2.5.1 طابق التسوية:



الشكل (2.15) مسقط طابق التسوية

تقدر مساحة طابق التسوية ب 320 متر مربع مقسمة بين غرف ميكانيكية وغرف خدمات ومخازن , تتم الحركة بين الطوابق من خلال مصاعد كهربائية , بالإضافة لأدراج تربط بين طابق التسوية والطابق الأرضي , منسوب هذا الطابق -3.3 م

2.5.2 الطابق الأرضي:



الشكل (2.16) مسقط الطابق الأرضي

الداخل لهذا الطابق لا يجد صعوبة في قراءته فالتقسيم الفراغي الذي يتضمنه يشتمل على ممرات سهلة الحركة تتميز بطولها .
منسوب هذا الطابق 0.0 وتبلغ المساحة المقترحة لهذا الطابق 3342متر مربع ,وتتوزع هذه المساحة على الفراغات التالية :

- **المدخل والاستقبال:**

يحتوي هذا الطابق على قاعة لاستقبال الزائرين موزعة وتعرفيهم باجزاء المتحف.

- **صيانة ومعالجة:**

تشمتمل على غرف واجهزة وموظفين مخصصين لمتابعة كل ما يخص الصيانة في المتحف.

- **قاعات ومعارض:**

يتوزع في الطابق الارضي عدد من القاعت التي تحتوي على معارض متعلقة بالارض والتاريخ.

- **مسرح:**

يرتبط بالطابق الارضي مسرح قبوي يشتمل على مدرج ومنصة فيها شاشة عرض كبيرة واسفلها غرف خدمات عامة.

- **قاعة المخرج:**

في نهاري المعارض تأتي القاعة التي تحتوي على استراحة ومن ثم المخرج.

2.5.3 الطابق الأول:



الشكل (2.17)مسقط الطابق الأول

تبلغ المساحة المقترحة لهذا الطابق 2435 متر مربع , الطابق مختلف المناسيب بين 0.0 و +4.5 م , ويمتاز كسابقه بسهولة الحركة بين فراغاته المختلفة، فضلاً عن الملائمة بين وظائف الفراغات الموجودة في هذا الطابق والموزعة بشكل يضمن سهولة الحركة بين هذه الفراغات والتي تشمل الآتي:

- **غرف محاضرات:**

اول ما قد يواجه الزائر في هذا الطابق هو غرفة المحاضرات التي يتم فيه التعرف بتاريخ هذه الارض واهداف المعرض.

- **غرفة ميديا:**

يشتمل هذا الطابق على غرفة صوتيات بتقنيات تحاكي الواقع.

- **معارض:**

كذلك يحتوي هذا الطابق على قاعات عرض مكملة للمعارض في الطابق الارضي.

2.5.4 الطابق الثاني:



الشكل (2.18)مسقط الطابق الثاني

- **منطقة استراحة:**

قاعة استراحة وكافيتريا كبيرة.

- **منطقة تعريف بالمتحف:**

قاعة كبيرة لتعرف الزوار بفكرة التصميم والاهداف للمتحف.

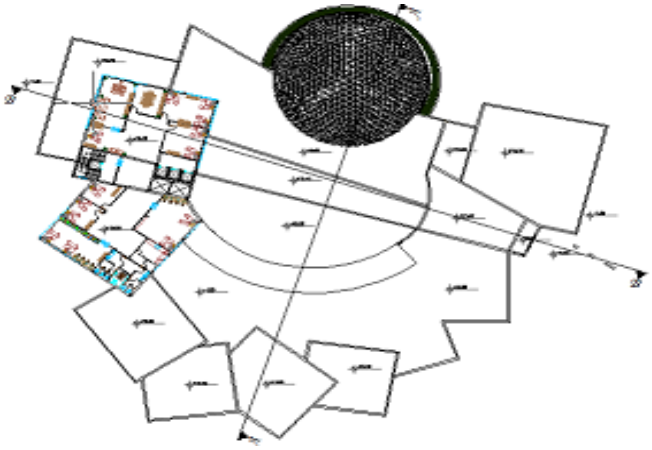
- **معارض:**

كذلك يحتوي هذا الطابق على قاعات عرض مكملة للمعارض في الطابق الاول.

- **فوتوجراف وجرافيك:**

كذلك توجد قاعة لعرض الصور المعمارية المتعلقة بالمتحف.

2.5.5 الطابق الثالث:



الشكل (2.19) مسقط الطابق الثالث

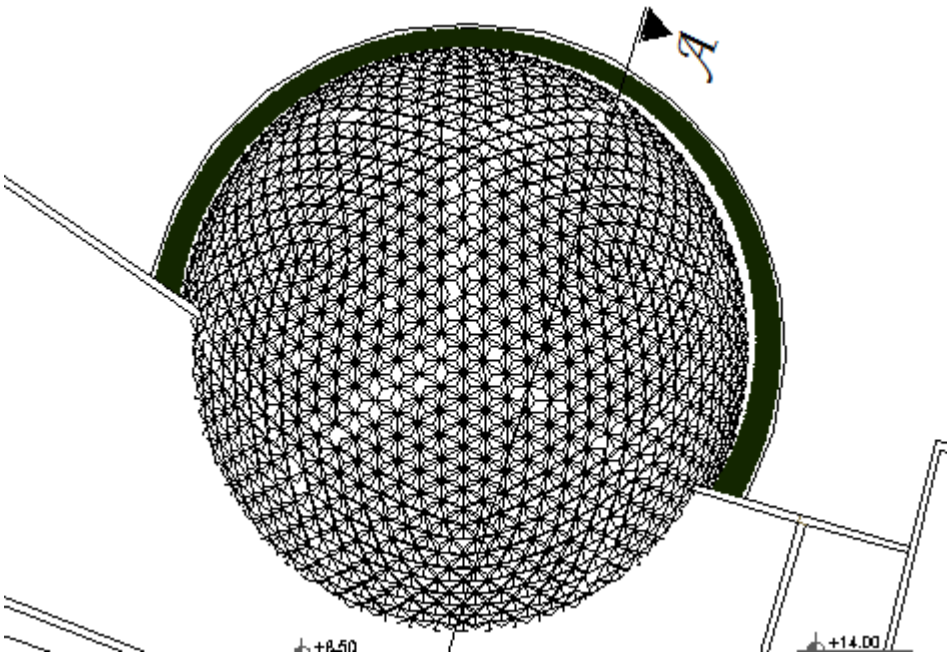
يمتاز هذا الطابق بوجود تراجع كبير في المساحة حيث تقدر مساحته ب 640 متر مربع مقسمة الى كتلتين تقسم كل كتلة احداهما يحتوي على الادارة المحتفية والاخرى لاغراض التجميع والبحث والتوثيق.

بالاضافة لهذه التقسيمات يوجد في كل طابق من طوابق الفندق مخرجي طوارئ , وعدد من المصاعد الكهربائية والأدراج لربط الحركة العمودية بين الطوابق

ولا بد لنا في هذا القسم من إضافة بعض المعلومات عن القبة التي تم استخدامها في البناء

القبة عنصر إنشائي كروي الشكل (قطاع من كرة) وهو عنصر إنشائي مثالي لتغطية الفراغات الكبيرة عن طريق تحويل الأحمال الأفقية مثل الرياح الى أحمال شاقولية (نظامها الإنشائي عكس العزم المتولد في العنصر مما يؤدي الى إلغاء العزم وتحويله الى ضغط صافي) مما يقلل من السماكة دون الحاجة لوجود مساند داخل فراغ القبة المغطى وجدير بالذكر أنه في حال عدم تعرضها للأحمال الجانبية فإن جميع عناصرها عناصر انضغاط .

وتعتبر القبة من أهم فنون العمارة عبر التاريخ حيث توصلت العمارة الى تصميم وتنفيذ فراغات كبيرة خالية من الأعمدة والركائز التي تستند اليها مما يسمح بحركة حرة للهواء واعتدال في درجات الحرارة لتحقيق راحة الانسان البصرية والجسدية .



الشكل (2.20) مسقط للقبة .

2.6 وصف الواجهات:

لا شك في أن الواجهات المنبثقة من أي تصميم تعطي الانطباع الأول عن المبنى ومدى علاقته مع البيئة المحيطة بل إنها تظهر اختلاف الوظيفة التي تؤديها الفراغات والتي تعكسها الواجهة؛ وهذا يتأتى من خلال نظام الفتحات التي تظهرها الواجهة والتي لا بد وأن تتناسب مع وظيفة هذا الفراغ، أو من خلال المناسيب وتفاوتها.



الشكل (2.21)الواجهة الغربية

تعد هذه الواجهة هي الواجهة الرئيسية وفيها يظهر المدخل الرئيسي للمتحف , ويظهر فيها استخدام أسلوب تكسية الواجهات الخارجية بالزجاج المعتم وذلك لكسر حدة أشعة الشمس المباشرة ، مع الإستفادة من الإضاءة الطبيعية.



الشكل (2.22)الواجهة الشمالية

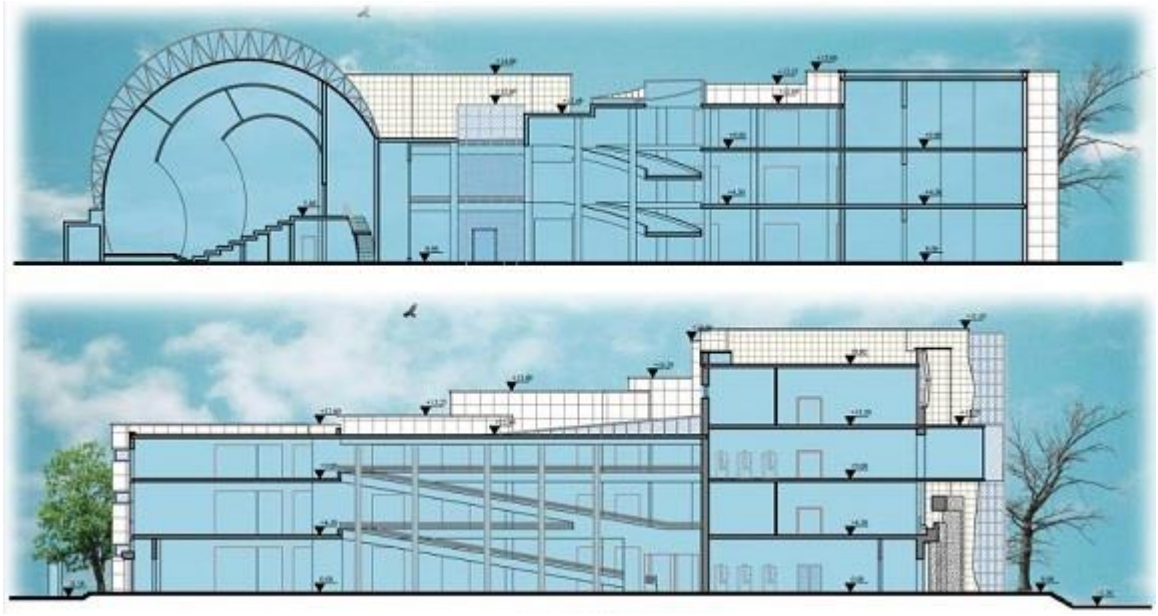
يلاحظ الناظر لهذه الواجهة تداخل الكتل الأفقية والرأسية ,والذي يعطي المبنى المنظر الجمالي الرائع فضلاً عن تعدد أنظمة الفتحات المستخدمة و استخدام أسلوب تكسية الواجهات الخارجية بالطوب الطيني وذلك لكسر حدة أشعة الشمس المباشرة, كما تبدو هذه الواجهة وكأنها تتحرك لأعلى من خلال اختلاف المناسيب والتراجعات في أجزاء وطبقات المبنى.

2.7 وصف الحركة:

تأخذ الحركة أشكالاً عدة سواءً من خارج المبنى باتجاه الداخل، أو الحركة داخل الكليّة نفسها؛ فالحركة من خارج الكليّة إلى داخلها تتم بشكل سلس نظرا لعدم وجود فرق كبير في المنسوب الخارجي للمبنى ومنسوبه الداخلي . إذ يمكن الدخول للمبنى من عدة أماكن وهذا بدوره يتيح حرية الدخول والخروج من وإلى المبنى . أما بالنسبة للحركة داخل المبنى فتقسم إلى حركة أفقية داخل الطابق الواحد وحركة رأسية ما بين الطوابق المختلفة .

فالحركة في الطابق الأرضي تأخذ شكل خطي في الممرات ولكن يوجد في هذا الطابق حركة عمودية تماشيا مع منسوب الأرض .وتظهر الحركة الخطية في باقي الطوابق لتتم بشكل سهل بين الفراغات المختلفة في هذه الطوابق .

وفيما يتعلق بالحركة الراسية بين الطوابق فإنها تتم من خلال الأدراج والمصاعد الكهربائية حيث أنها تأخذ أماكن متعددة في المبنى وهذا بدوره يسهل الحركة الأفقية داخل الطوابق والحركة الرأسية بينها



Section A-A & Section B-B الشكل (2.23)

الفصل الثالث

الوصف الإنشائي

3

3.1 المقدمة .

3.2 هدف التصميم الإنشائي .

3.3 الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى .

3.4 الاختبارات العملية .

3.5 العناصر الإنشائية .

3.6 فواصل التمدد .

3.1 مقدمة :

إن أي عملية وصف لا تقتصر على جانب معين من جوانبه ,و إنما يكون بالوصف و التعمق في جميع تفاصيله الداخلية التي تعتبر جزء لا يتجزأ منه .فبعد التجوال الموجز في الجانب المعماري للمشروع , و التعرف على مقتضياته الجمالية ,كان لابد من توجيه الدراسة للتعرف على جانبه الإنشائي ,ليصبح بالإمكان تشغليه مع مراعاة السلامة و الأمان .إذ يعتمد التصميم الإنشائي بشكل أساسي علىتصميم كافه العناصر الإنشائية بحيث تقاوم كافة الأحمال التي تؤثر عليها و بالتالي يجب وصف كافة هذه العناصر وصفاً دقيقاً يلبي متطلبات الحسابات الهندسية لهذا المشروع بالإضافة للحفاظ على التصميم المعماري وعدم تغييره .

3.2 هدف التصميم الإنشائي

يهدف التصميم الإنشائي بشكل أساسي الى إنتاج منشأ متقن ومتزن من جميع النواحي الهندسية والإنشائية ومقاوم لجميع المؤثرات الخارجية من أحمال ميتة وحية وأيضا أحمال بيئية من تأثير الزلازل والرياح والثلوج .وبالتالي يتم تحديد العناصر الإنشائية بناء على:

- **الأمان (Safety)**: يتم تحقيقه عبر اختيار مقاطع للعناصر الإنشائية قادرة على تحمل القوى و الإجهادات الناتجة عنها.
- **التكلفة (Cost)**: يتم تحقيقها عن طريق مواد البناء ومقاطع مناسبة التكلفة و كافية للغرض الذي ستستخدم من أجله.
- **حدود صلاحية المبنى للتشغيل (Serviceability)** : من حيث تجنب أي هبوط زائد (Deflection) و تجنب التشققات (Cracks) التي تؤثر سلباً على المنظر المعماري المطلوب.
- **الشكل و النواحي الجمالية للمنشأ .**

3.3 الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى

تعتبر الدراسة النظرية جزء رئيسي ومهم يجب القيام به لإتمام عملية التحليل والتصميم، حيث أنه من خلالها يمكن الوصول إلى أفضل ما يكون من عمليات التحليل، لذلك يجب دراسة العناصر الإنشائية بشكل جيد وتحديد الأحمال الواقعة على كل عنصر للوصول إلى التصميم المتين والآمن وطريقة العمل المناسبة.

3.3.1 الأحمال

لابد للعناصر الإنشائية التي يتم تصميمها أن تكون قادرة على تحمل الأحمال الواقعة عليها دون حدوث إنهيار للمنشاة ومن هذه الأحمال : الأحمال الميتة، الأحمال الحية، والأحمال البيئية.

3.3.2 الأحمال الميتة

هي أحمال تنجم عن وزن المبنى الذاتي الذي يتكون من أوزان مواد البناء المستخدمة حيث تتضمن جميع العناصر الإنشائية و التجهيزات الثابتة فهي أحمال تلازم المبنى بشكل دائم، ثابتة المقدار والإتجاه.

وفيما يتعلق بالكثافة النوعية للمواد المستخدمة فهي كالتالي:

الجدول (3.1) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة

الرقم المتسلسل	المادة المستخدمة	الكثافة المستخدمة (KN/m^3)
1	البلاط	22
2	المونة	23
3	الخرسانة المسلحه	25
4	الطوب الخرساني (6*20*50) سم	15
5	القصارة	23
6	الرمل	17
7	طوب الايتولايت	9

3.3.3 الأحمال الحية

وهي الأحمال التي تتعرض لها الأبنية والإنشاءات بحكم استعمالاتها المختلفة ،أو استعمالات جزء منها ، بما في ذلك الأحمال الموزعة والمركزة، وهي تشمل :

١. أوزان الأشخاص مستعملي المنشأة.
٢. الأحمال الديناميكية، كالأجهزة التي ينشأ عنها اهتزازات تؤثر على المنشأة.
٣. الأحمال الساكنة، والتي يمكن تغيير أماكنها من وقت لآخر، كأثاث البيوت ، والأجهزة والآلات الاستاتيكية غير المثبتة ,والمواد المخزنة و الأثاث والأجهزة والمعدات، والجدول (3.2) بين قيمة الأحمال الحية اعتمادا على نوعية استخدام المبنى حسب الكود الأردني.

الجدول (3.2)الأحمال الحية

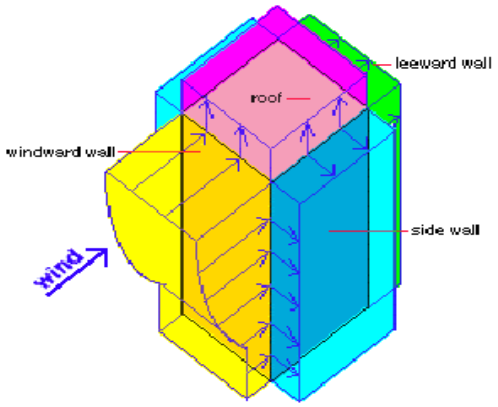
الرقم المتسلسل	طبيعة الاستخدام	الحمل الحي (KN/m^2)
1	المدارس	5.0
2	المستشفيات	5.0
3	الفنادق	2.5
4	المتاحف	5.0
5	المباني السكنية	2.5
6	مواقف السيارات	5.0
7	النوادي الرياضية	5.0

3.3.4 الأحمال البيئية

هي النوع الثالث من الأحمال التي يجب نأخذها بعين الاعتبار عند التصميم، وهذه الأحمال تتمثل في:

3.3.4.1 الرياح

عبارة عن قوى افقية تؤثر على المبنى ويظهر تأثيرها في المباني المرتفعة وهي القوى التي تؤثر بها الرياح على الأبنية أو المنشآت أو أجزائها، وتكون موجبة إذا كانت ناتجة عن ضغط وسالبة إذا كانت ناتجة عن شد، وتقاس بالكيلو نيوتن لكل متر مربع (kN/m^2). وتحدد أحمال الرياح حسب الكود الامريكي (UBC)اعتماداً على ارتفاع المبنى عن سطح الأرض، والموقع من حيث الإحاطة من مباني سواء كانت مرتفعة أو منخفضة .



الشكل : (3.1) يوضح حمل الرياح على المبنى

3.3.4.2 الثلوج

هي الأحمال التي يمكن أن يتعرض لها المنشأ بفعل تراكم الثلوج، ويمكن تقييم أحمال الثلوج اعتماداً على الأسس التالية:

- ارتفاع المنشأة عن سطح البحر.
- ميلان السطح المعرض لتساقط الثلوج.

و الجدول التالي يبين قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر حسب الكود الأردني.



الشكل : (3.2) يوضح حمل الثلوج على المبنى

الجدول (3.3): قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر.

أحمال الثلوج (KN /M²)	علو المنشأ عن سطح الأرض (H) (بالمتر)
0	h < 250
800 / (h-250)	500 > h > 250
(h-400) / 400	1500 > h > 500
(h – 812.5)/ 250	2500 > h > 1500

حمل الثلج على سقف المبنى

يحدد حمل الثلج So على سقف المبنى (KN /m²) بضرب حمل الثلج المقدر على أرض الموقع في معامل الشكل لحمل الثلج (So) طبقًا للمعادلة التالية:

$$Sd = \mu i \, So$$

حيث:

S_o = حمل الثلج الموقعي على الأرض (KN /m²)

μ_i = معامل الشكل لحمل الثلج

3.3.4.3 الزلازل

من أهم الأحمال البيئية التي تؤثر على المبنى و هي عبارة عن قوى أفقية و رأسية يتولد عنها عزوم منها عزم الإلتواء وعزم الإنقلاب، ويمكن مقاومتها باستخدام جدران القص المصممة بسماكات و تسليح كافي يضمن سلامة المبنى عند تعرضه لمثل هذه الأحمال التى يجب

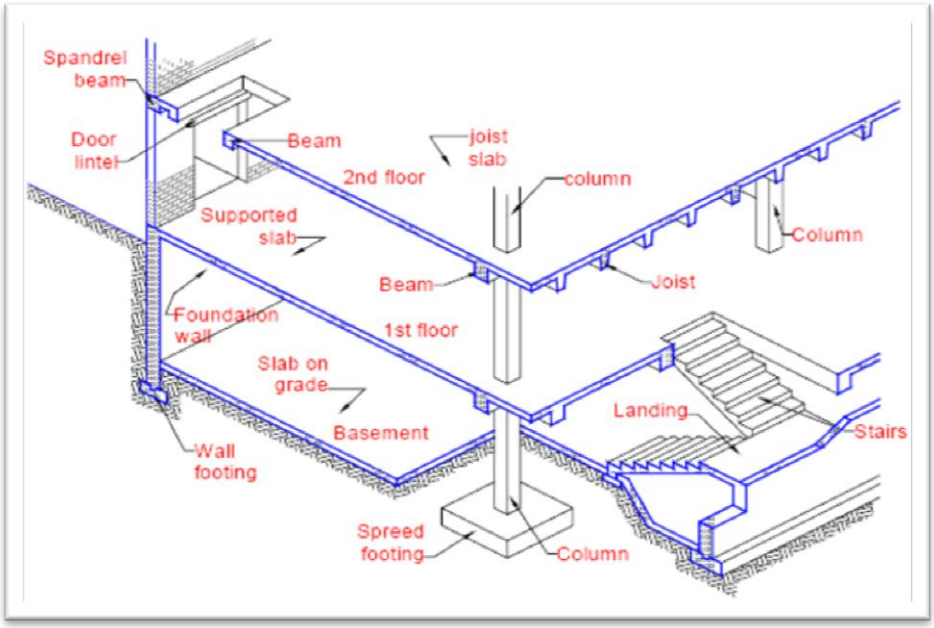
مراعاتها في عملية التصميم لتقليل الخطورة والمحافظة على أداء المبنى لوظيفته أثناء الزلازل، ويتم تحديد أحمال الزلازل وقوى القص اعتماداً ورجوعا إلى الكود الامريكي (UBC).

3.4 الاختبارات العملية :

يسبق الدراسة الإنشائية لأي مبنى ,عمل الدراسات الجيوتقنية للموقع، ويعنى بهاجميع الأعمال التي لها علاقة باستكشاف الموقع ودراسة التربة والصخور والمياه الجوفية ,وتحليل المعلومات وترجمتها للتنبؤ بطريقة تصرف التربة ,عند البناء عليها ,وأكثر ما يهتم به المهندس الإنشائي هو الحصول على قوة تحمل التربة (Bearing Capacity)اللازمة لتصميم أساسات المبنى وكانت قوة تحمل التربه للموقع تساوي 150كيلو نيوتن لكل متر مربع .

3.5 العناصر الإنشائية المكونة للمبنى :

تتكون جميع المباني عادة من مجموعة من العناصر الإنشائية التي تتكاتف لكي تحافظ على استمرارية وجود المبنى وصلاحيته للاستخدام البشري، ومن أهم هذه العناصر، العقدات والجسور والأعمدة والجدران الحاملة والأساسات والقبة وغيرها.



الشكل (3.3) يوضح بعض العناصر الإنشائية في المبنى

ويحتوي المشروع العناصر التالية:

3.5.1 العقدات

هي عبارة عن العناصر الإنشائية القادرة على نقل القوى الرأسية بسبب الأحمال المؤثرة عليها إلى العناصر الإنشائية الحاملة في المبنى مثل الجسور والجدران والأعمدة، دون تعرضها إلى تشوهات.

توجد أنواع مختلفة وعديدة شائعة الاستعمال من العقدات الخرسانية المسلحة ، منها البلاطات المصمتة ذات الاتجاه الواحد والاتجاهين والبلاطات المفرغة ذات الاتجاه الواحد والاتجاهين ,وقد تم استخدام البلاطات المفرغة ذات الاتجاه الواحد والاتجاهين في المشروع وفي مايلي وصفها:

1.البلاطات المفرغة (Ribbed Slabs) وتقسم إلى :

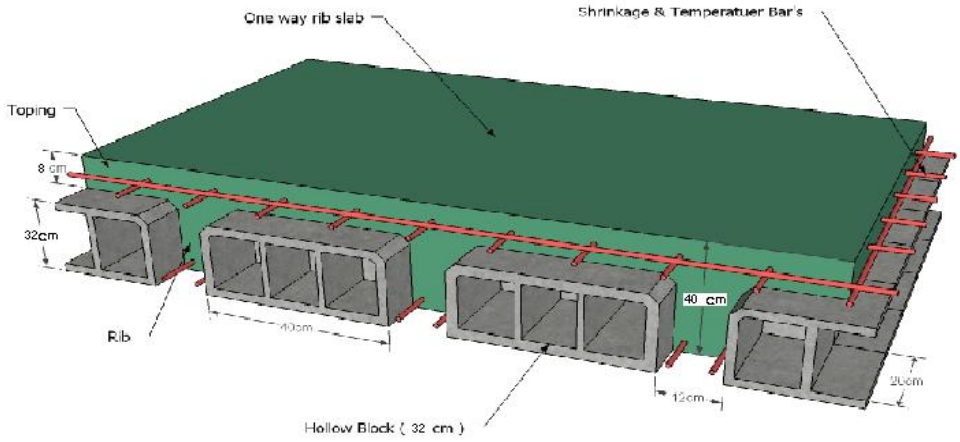
- عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab) .
- عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab).

2.البلاطات المصمتة (Solid Slabs) وتقسم إلى :

- العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد (One way solid slab)
- العقدات المصمتة ذات الاتجاهين (Two way solid slab).

3.5.1.1 عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab):

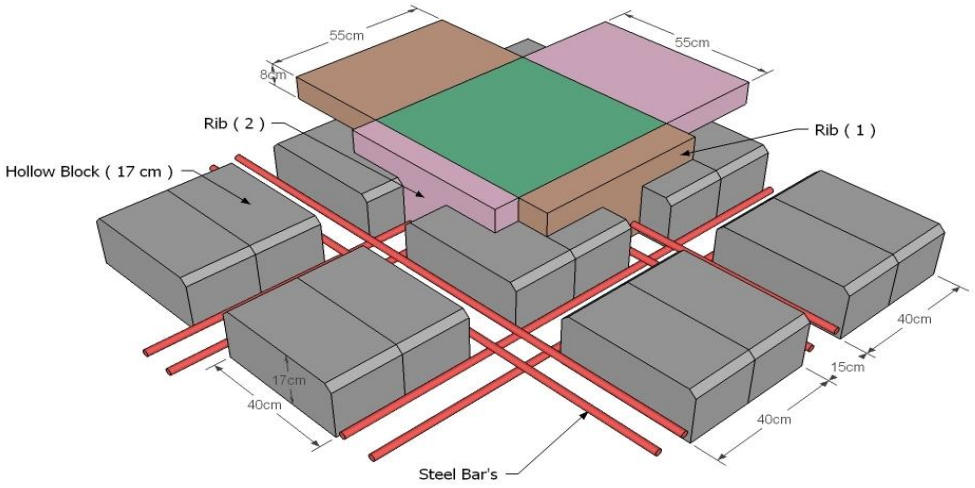
إحدى أشهر الطرق المستخدمة في تصميم العقدات في هذه البلاد وتتكون من صف من الطوب يليه العصب ,ويكون التسليح باتجاه واحد كما هو مبين في الشكل (3.4).



الشكل :(3.4)عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد.

3.5.1.2 عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab):

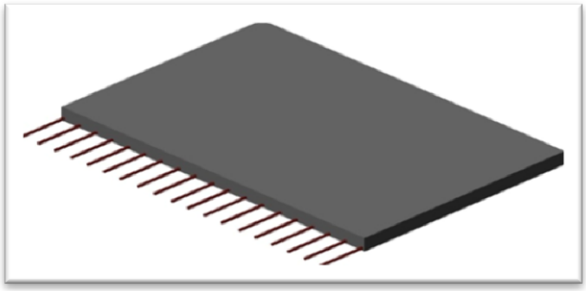
تشبه السابقة من حيث المكونات ولكنها تختلف من حيث كون التسليح باتجاهين ويتم توزيع الحمل في جميع الاتجاهات، ويراعى عند حساب وزنها طوبتين وعصب في الاتجاهين، كما يظهر في الشكل (3.5) .



الشكل :(3.5) عقدات العصب ذات الاتجاهين.

3.5.1.3 العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد (One way solid slab):

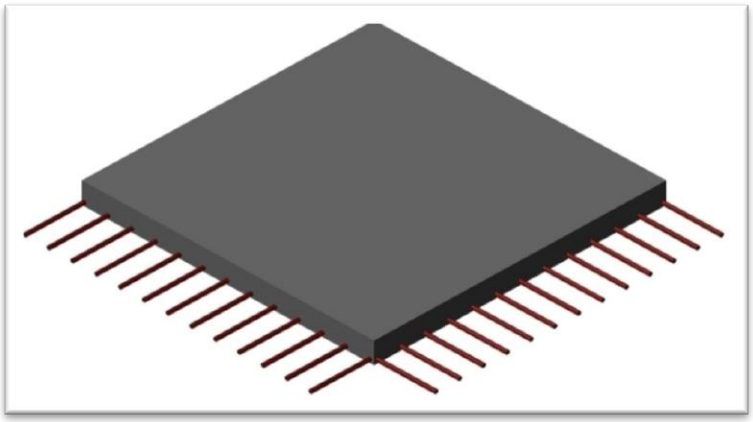
تستخدم في المناطق التي تتعرض كثيرا للأحمال الحية، وذلك تجنباً لحدوث اهتزاز نظرا للسماكة المنخفضة ,وتم استخدامها في عقدة اخر طابق في بيت الدرج كما في الشكل (3.6) :



الشكل :(3.6) العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد.

3.5.1.4 العقدات المصمتة ذات الاتجاهين (Two way solid slab):

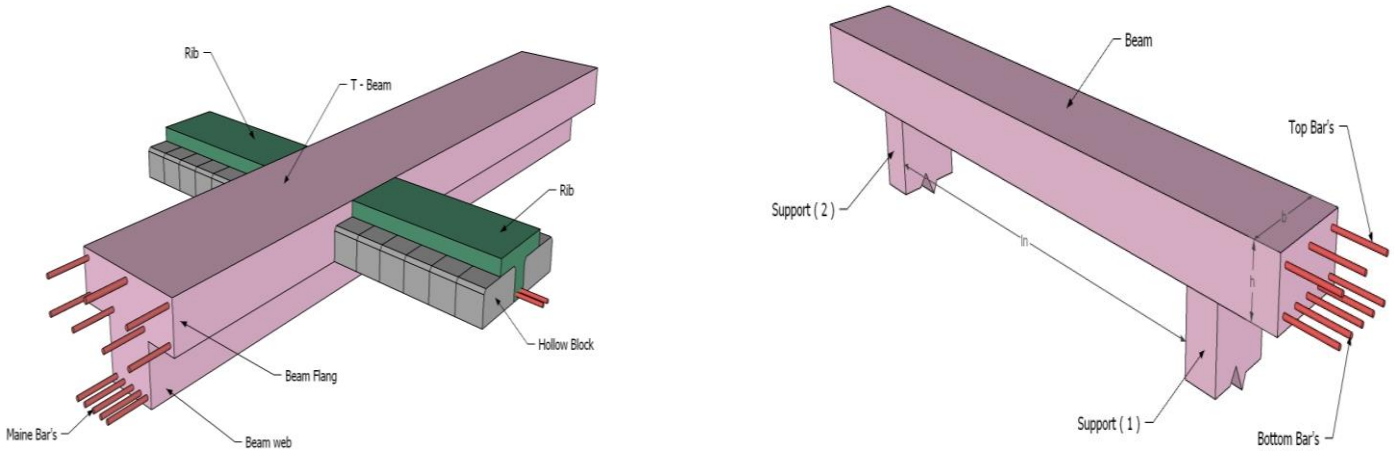
تستخدم في حال كانت الأحمال المؤثرة أكبر من المقدار الذي تستطيع العقدة المصمتة ذات الاتجاه الواحد مقاومتها، وعند ذلك يتم اللجوء إلى تصميم هذا النوع من العقدات و ذلك لأنها تستطيع مقاومة الأحمال بشكل أكبر حيث يوزع التسليحالرئيسي فيها باتجاهين موضحه في الشكل .(3.7)



الشكل :(3.7) العقدات المصمتة ذات الاتجاهين.

3.5.2 الجسور:

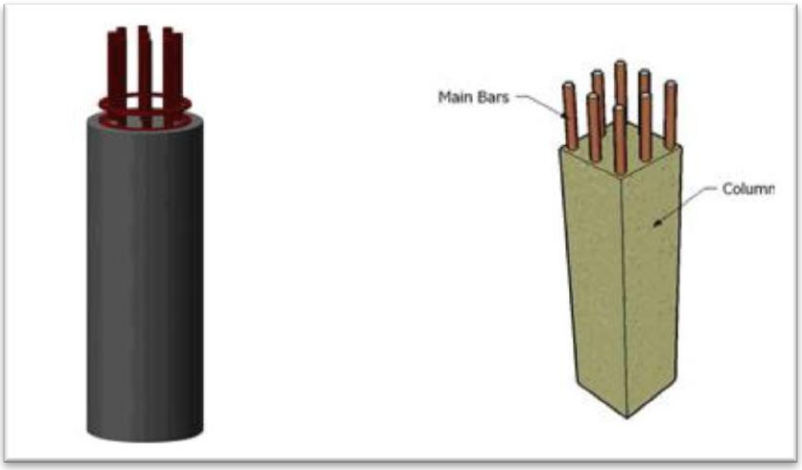
وهي عناصر إنشائية أساسية في نقل الأحمال من الأعصاب داخل العقدة إلى الأعمدة ،وهي نوعين ,جسور مسحورة) مخفية داخل العقدات(والجسور المدلاة "Dropped Beams"وهي التي تبرز عن العقدة من الأسفل، ونظرا للمسافات المختلفه بين الأعمدة في المبنى المراد تصميمه في هذا المشروع ،فضلاً عن الأحمال الواقعة،فإن الجسور التي سوف تستخدم في العقدة ستكون جسور مسحورة وأخرى مدلاة تقوم بنقل أحمال الأعصاب إليها.



الشكل (3.8)أشكال الجسور المدلاة و المسحورة.

3.5.3 الأعمدة:

تعتبر الأعمدة العضو الرئيس في نقل الأحمال من العقدات والجسور إلى الأساسات، وبذلك فهي عنصر إنشائي ضروري لنقل الأحمال وثبات المبنى .لذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على حمل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها ،و هي متنوعة من حيث المقطع وطريقة العمل.

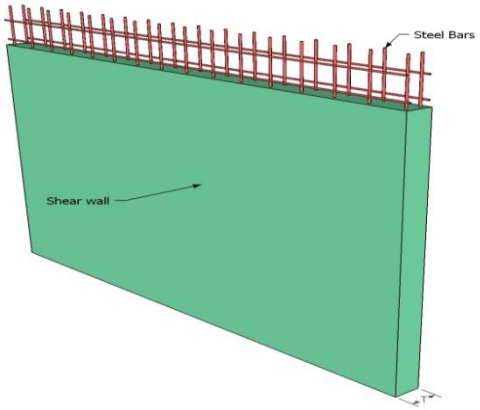


الشكل :(3.9) أحد أشكال الأعمدة.

3.5.4 الجدران الحاملة (جدران القص):

وهي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى العمودية والأفقية الواقعة عليها وتستخدم بشكل أساسي لمقاومة الأحمال الأفقية مثل قوى الرياح والزلازل وتسمى جدران القص (shear wall) وهذه الجدران تسلح بطبقتين من الحديد حتى تزيد من كفاءتها على مقاومة القوى الأفقية.

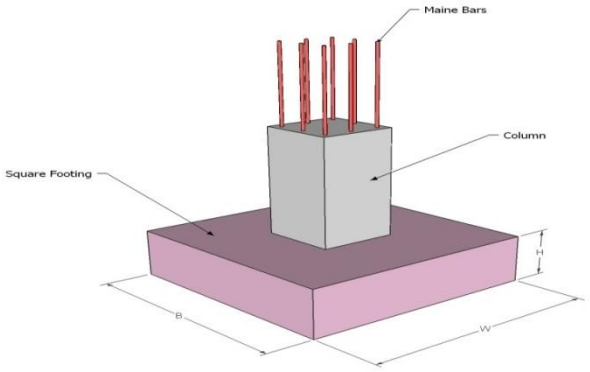
وقد تم تحديد الجدران الحاملة في المبنى وتوزيعها المبنى ، وتتمثل الجدران الحاملة بجدران بيت الدرج، وجدران المصاعد، والجدران الأخرى التي تبدأ من أساسات المبنى، وتعمل على تحمل الأوزان الرأسية المنقولة إليها كما تعمل كجدران قص تقاوم القوى الأفقية التي يتعرض لها المنشأ، ويجب توفرها في الاتجاهين مع مراعاة أن تكون المسافة بين مركز المقاومة الذي تشكله جدران القص في كل اتجاه ومركز الثقل للمبنى أقل ما يمكن .وان تكون هذه الجدران كافية لمنع أو تقليل تولد عزوم اللي وآثاره على جدران المبنى المقاومة للقوى الأفقية .



الشكل :(3.10) جدار القص.

3.5.5 الأساسات:

بالرغم من أن الأساسات هي أول ما يبدأ بتنفيذها عند بناء المنشأ، إلا أن تصميمها يتم بعد الإنتهاء من تصميم كافة العناصر الإنشائية في المبنى.

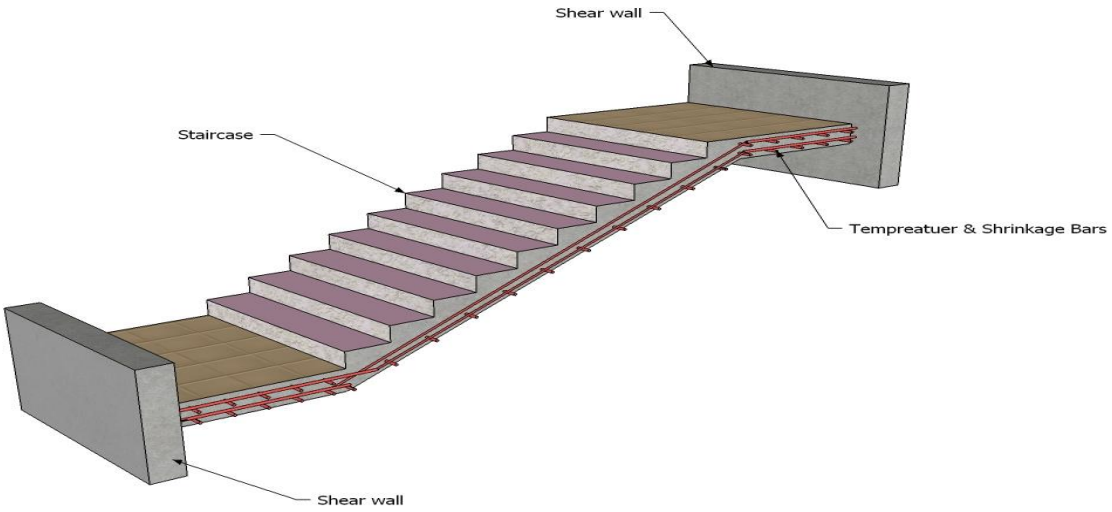


الشكل : (3.11) الأساس المنفرد

ولمعرفة الأوزان والأحمال الواقعة عليها، فإن الأحمال الواقعة على العقدة تنتقل إلى الجسور ثم إلى الأعمدة وأخيرا إلى الأساسات ،وتكون هذه الأحمال هي الأحمال التصميمية للأساسات، و بناءا على الأحمال الواقعة عليها وطبيعة الموقع يتم تحديد نوع الأساسات المستخدمة ،ومن المتوقع استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعا لقوة تحمل التربة والأحمال الواقعة على كل أساس و نظرا لما يتخذه هيكل المنشأ من شكل متدرج ليتلاءم وطبوغرافية الأرض.

3.5.6 الأدراج:

عبارة عن عناصر معمارية تستخدم للانتقال الرأسي بين المستويات المختلفة المناسيب، وتم استخدامها في مشروعنا بشكل واضح والشكل (3.12) يبين مقطع عام للدرج.



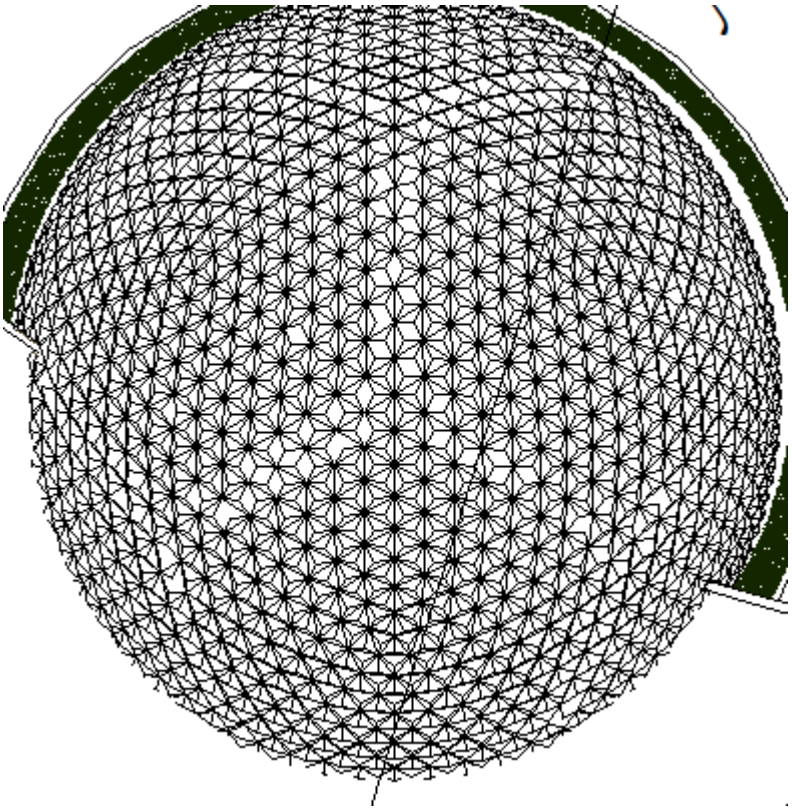
الشكل :(3.12) الدرج .

3.5.7 القبة:

القبة المستخدمة في المشروع هي قبة فولاذية (steel dome) تتكون من طبقة واحدة تسمح بفراغات تصل الى أقل من 40 متر ، وهي مكونة من مادتين رئيسيتين : الفولاذ الصلب ذو مقاطع مفرغة من نوع Hollw structural system (HSS) التي تتميز بقوتها ومتانتها وقدرتها على مقاومة اللي ، والغطاء المعدني المصنوع من مادة الألمنيوم الخفيف وتم استخدام قبة من نوع القبة ذات الأعصاب Trimmed Ribbed Dome لسهولة تنفيذها في الموقع ونظرا لتحقيقها معايير التصميم المثالي بتوفير الوقت والجهد والمال وخفة الوزن والمتكونة من عدد متقاطع من الأعصاب (Ribs) وحلقات (Rings) .

وال Ribsعبارة عن مجموعة من العناصر تمتد من رأس القبة الى مسندها على شكل إطار (Frame) كنظام أساسي يقوم بنقل الأحمال الى المسند والذي قد يكون عمود أو جسر أو جدار وفي حالتنا هو جسر والحلقات عبارة عن مجموعة من العناصر الداعمة للإطار الناقل للحمل وهي تكون أفقية ترتبط ارتباط متصلب مع الإطار (pinned) وتصبح بمثابة Bracing لل Ribs بحيث تصبح مستقرة stable.

وتتعرض القبة لعدة أحمال مثل الرياح والثلوج ووزنها الذاتي مع وزن الغطاء المعدني الألمنيوم ، وفي القبة المستخدمة في المشروع تم إهمال الثلوج نظراً للميل الذي تجاوز % 60

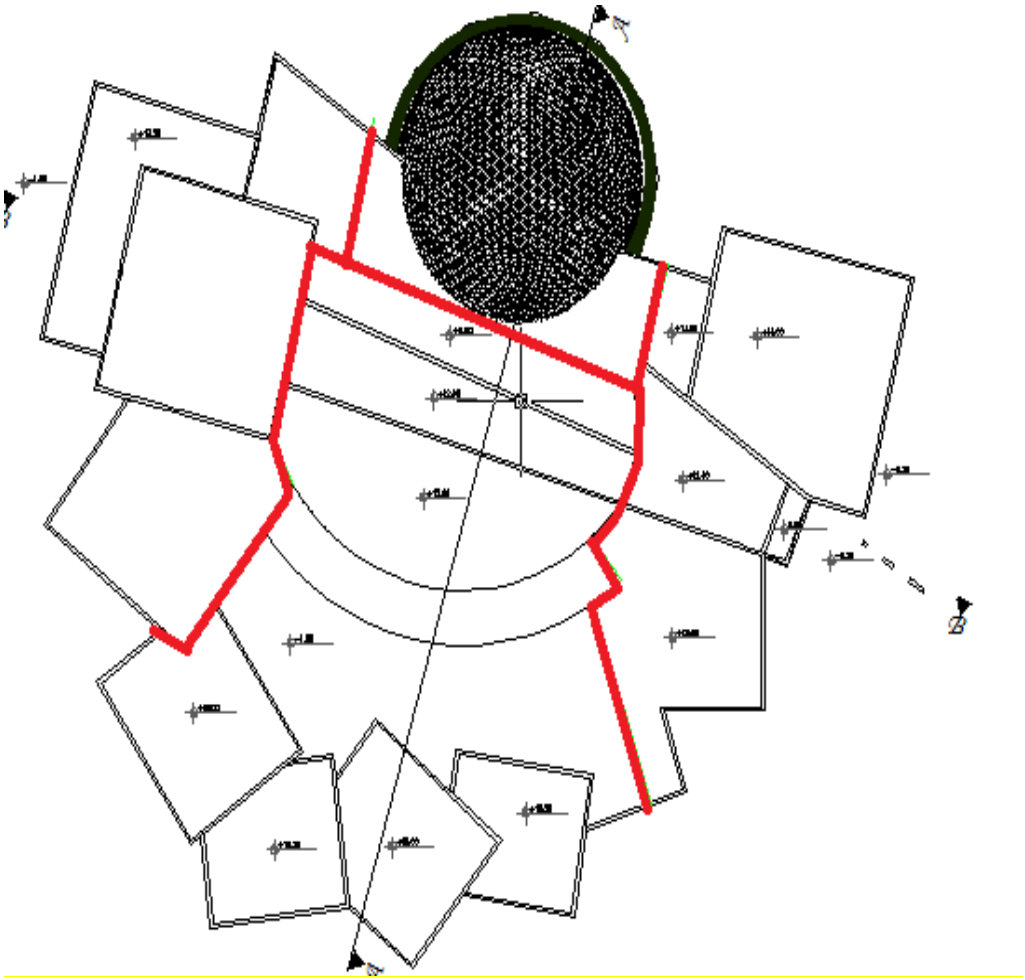


الشكل :(3.13) القبة .

3.6 فواصل التمدد (Expansions Joints):

يمكن تحديد المسافة القصوى بين فواصل التمدد للمنشات العادية كما يلي:

- من 40 إلى 45م في المناطق المعتدلة كما هو الحال في فلسطين .
- من 30 إلى 35م في المناطق الحارة .
- و يمكن زيادة هذه المسافات بشرط الأخذ بعين الاعتبار تأثير عوامل الانكماش و التمدد و الزحف .
- و في حالة أعمال الخرسانة الكتلية كالحوائط الأستنادية و الأسوار يجب تقليل المسافات بين الفواصل وأخذ الاحتياطات اللازمة لمنع تسرب المياه من خلال فواصل التمدد .



الشكل (3.14) فواصل التمدد بالمبنى.

الفصل الرابع

Structural Analysis and Design

4

4.1 Introduction.

4.2 Factored Loads.

4.3 Design for Museum

4.3.1 Determination of thickness.

4.3.2 Load Calculation.

4.3.3 Design of Topping.

4.3.4 Design of one way rib RB-2

4.3.5 Design of Beam BG-8

4.3.6 Design of one way solid slab

4.3.7 Design of column C20

4.3.8 Design of stair

4.3.9 Design of basement wall

4.3.10 Design of shear wall

4.3.11 Design of isolated footing

4.3.12 Design of combined footing

4.3.13 Design of the steel dome

4.1 Introduction

The project consists of several structural elements that will be designed according to the (ACI_318) code. In This Project, the following types of slabs are used:

one –way ribbed slab , one –way solid slab .They would be analyzed and designed by using the finite element method using much computer software such as "ATIR" to find the internal forces, deflections and moments for the all structural element in order to design it .Then hand calculation would be made to find the required reinforcement area for selected members.

4 .2 Factored Loads

The factored loads on which the structural analysis and design is based for structural members, is determined as follows:

$q_u = 1.2DL + 1.6L.L$, *ACI – 318 - 11*

Where:

DL: Dead Load.

LL: Live Load.

4.3 Design for museum

4.3.1 Determination of thickness.

Determination of Thickness for One Way Rib Slab:

The structure may be exposed to different loads such as dead and live loads. The value of the load depends on the structure type and the intended use.

The overall depth must satisfy ACI Table (9.5.a):

The maximum span for one –end continuous is L= 4.42

$$\frac{L}{18.5} = \frac{4.42}{18.5} = 0.238m \quad \textit{ACI-318-11}$$

The maximum span for two - end continuous is L= 4.3 m

$$\frac{L}{21} = \frac{4.3}{21} = 0.20\ m$$

Take h = 32 cm.

Select 24 cm block + 8 cm topping = 32 cm

4.3.2 Load Calculation.

One - way ribbed slab.

For the one-way ribbed slabs, the total dead load to be used in the analysis and design is calculated as follows:

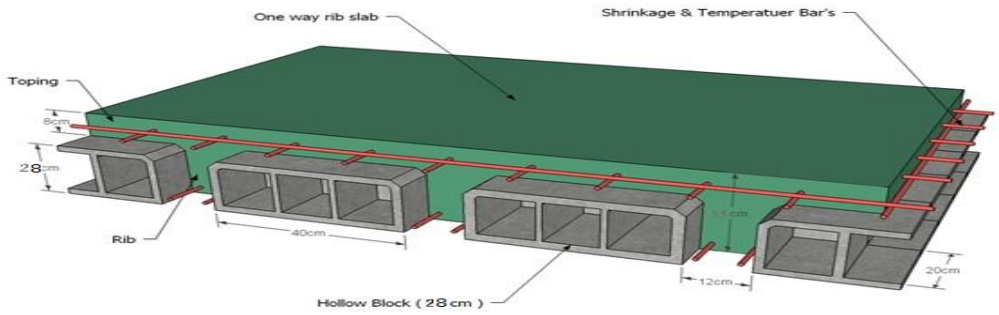
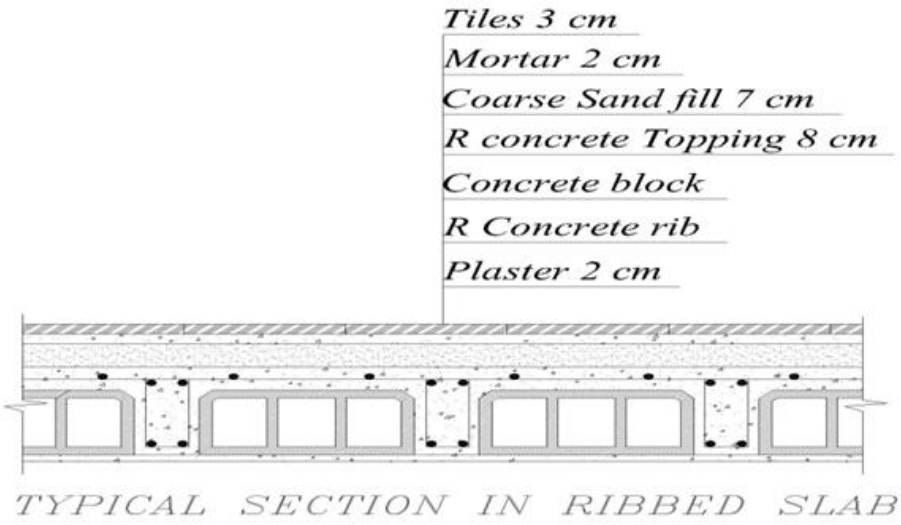


Figure (4.1) One way rib slab

Calculation of the total dead load for one way rib slab is shown in the following table:



TYPICAL SECTION IN RIBBED SLAB

Table (4.1) Calculation of the total dead load for one way rib slab.

No.	Parts of Rib	Calculation	Load
1	Rib	0.12*0.24*25 =	0. 72 KN/m
2	Topping	=0.08*0.52*25	1.04 KN/m
3	Plaster	0.02*0.52*22 =	0.23 KN/m
4	Block	0.24*0.4*15 =	1.44 KN/m
5	Sand Fill	0.07*0. 52*16=	0.58 KN/m
6	Tile	0.03*0. 52*23 =	0.36KN/m
7	Partitions	2.3*0.52 =	1.2 KN/m
8	Mortar	0.02*0. 52*22 =	0.23KN/m
			Sum=5.8KN/m

Nominal Total Dead Load:

D.L. $_{total}$ = 0.72 + 1.04 + 0.23 + 1.44 + 0.58+ 0.36 + 1.2+0.23 = 5.8 KN/m of rib

L.L. $_{total}$= 5 * 0.52= 2.6KN/m of rib

4.3.3 Design of Topping.

Table (4.2) Calculation of the total dead load for Topping:

No.	Parts of Topping	Calculation	
1	Topping	=0.08*1*25	2KN/m
2	Sand Fill	0.07*1*16=	1.12 KN/m
3	Tile	0.03*1*23 =	0.69KN/m
4	Mortar	0.02*1*22 =	0.44KN/m
5	Partitions	1*2.3 =	2.3KN/m
			Sum =6.55KN/m

Design of Topping for Ribbed Slab as a Plain Concrete Section :-

q_u = (1.2 * 6.55) + (1.6 * 5)
= 15.86KN/m

→ For a one meter strip q_u = 15.86 KN/m

Assume slab fixed at supported points (ribs):

$$Mu = \frac{qu * l^2}{12}$$

$$Mu = \frac{15.86 * 0.4^2}{12} = 0.21 KN.m/m$$

$$Vu = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{15.86 \times 0.4}{2} = 3.172kN$$

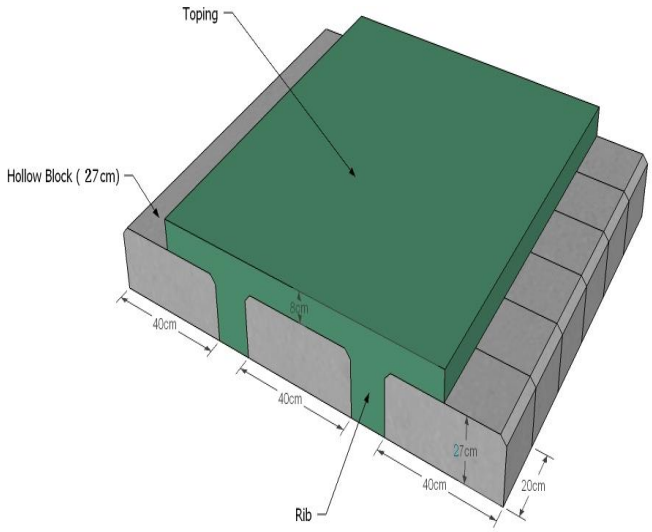


Figure (4.2) Topping of slab

Design of shear:

Used fy = 420 MPa& fc' = 24MPa

$$\Phi * V_c = 0.75 \times \sqrt{24} \times \frac{1}{6} \times 1000 \times 80 = 49KN >> 3.172kN$$

No shear reinforcement is required.

Design of Moment:

$$Mn = 0.42 \times \sqrt{24} \times \frac{1000 * 80^2}{6} \times 10^{-6} = 2.19 kN.m$$

$$\phi \times Mn = 0.55 * 2.19 = 1.207 kN.m.$$

$$\phi \times Mn = 1.207 kN.m > Mu = 0.21 kN.m.$$

No structural reinforcement is required.
The strength of plain concrete section > loaded section.

The plain concrete section is safe; however, minimum reinforcement for shrinkage and temperature to control the cracks should be used.

ρ =0.0018 , *ACI-318-11*

As = ρ * b * h = 0.0018 * 1000 * 80 = 144 mm^2/ m

Use Φ 8 @15 cm

$As = 335.1 mm^2 / m > As_{\min} = 144 mm^2 / m$ *Ok*

4.3.4 Design of rib2 BF



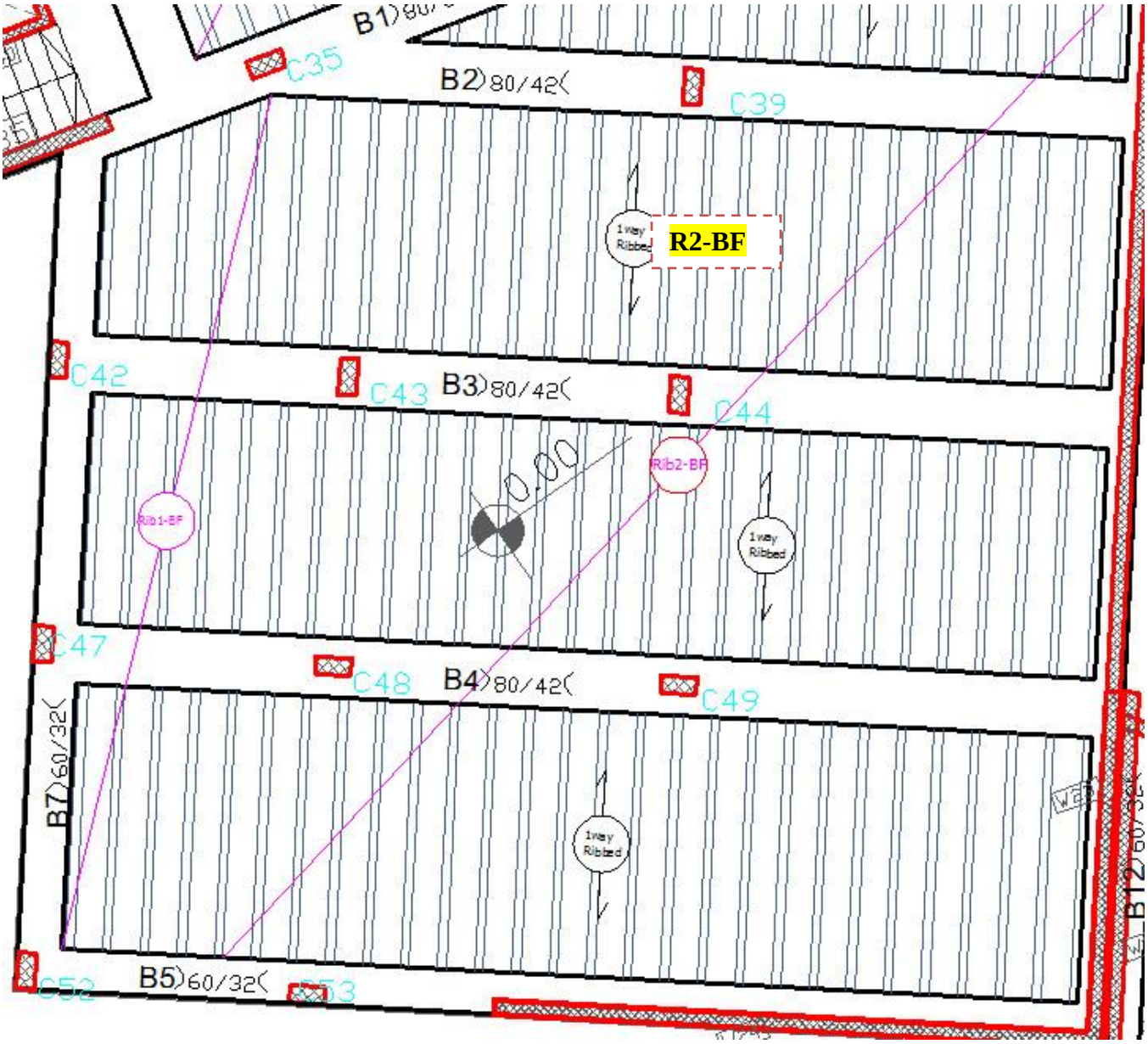


Figure (4.3) Rib location in Basement floor slab.

By using **ATIR** program we get the envelope moment and shear force diagram as the follows:-

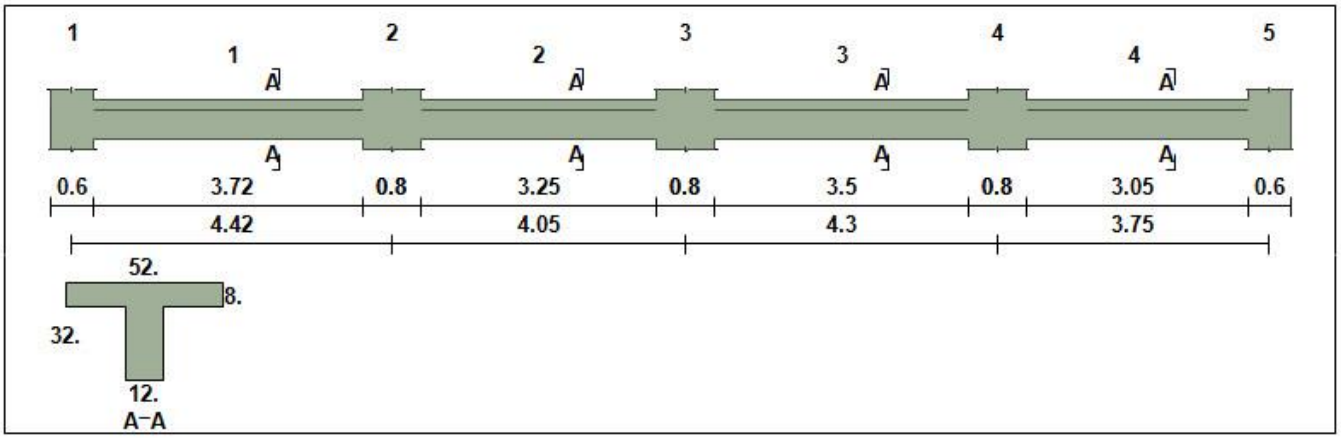


Figure (4.4) Geometry of rib R2-BF

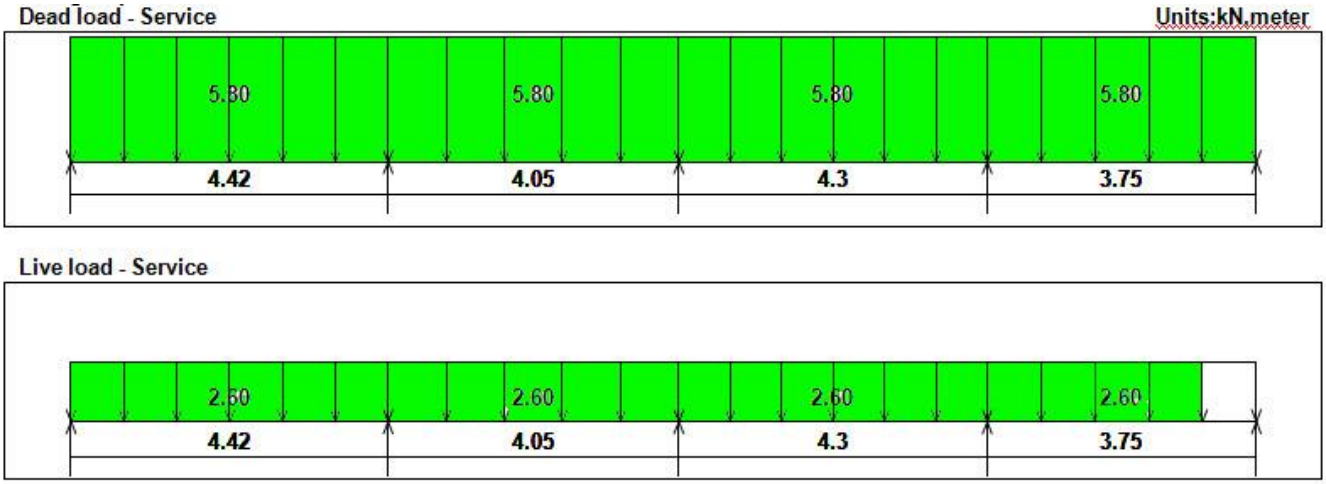


Figure (4.5) Loading of rib R2-BF (KN/m).

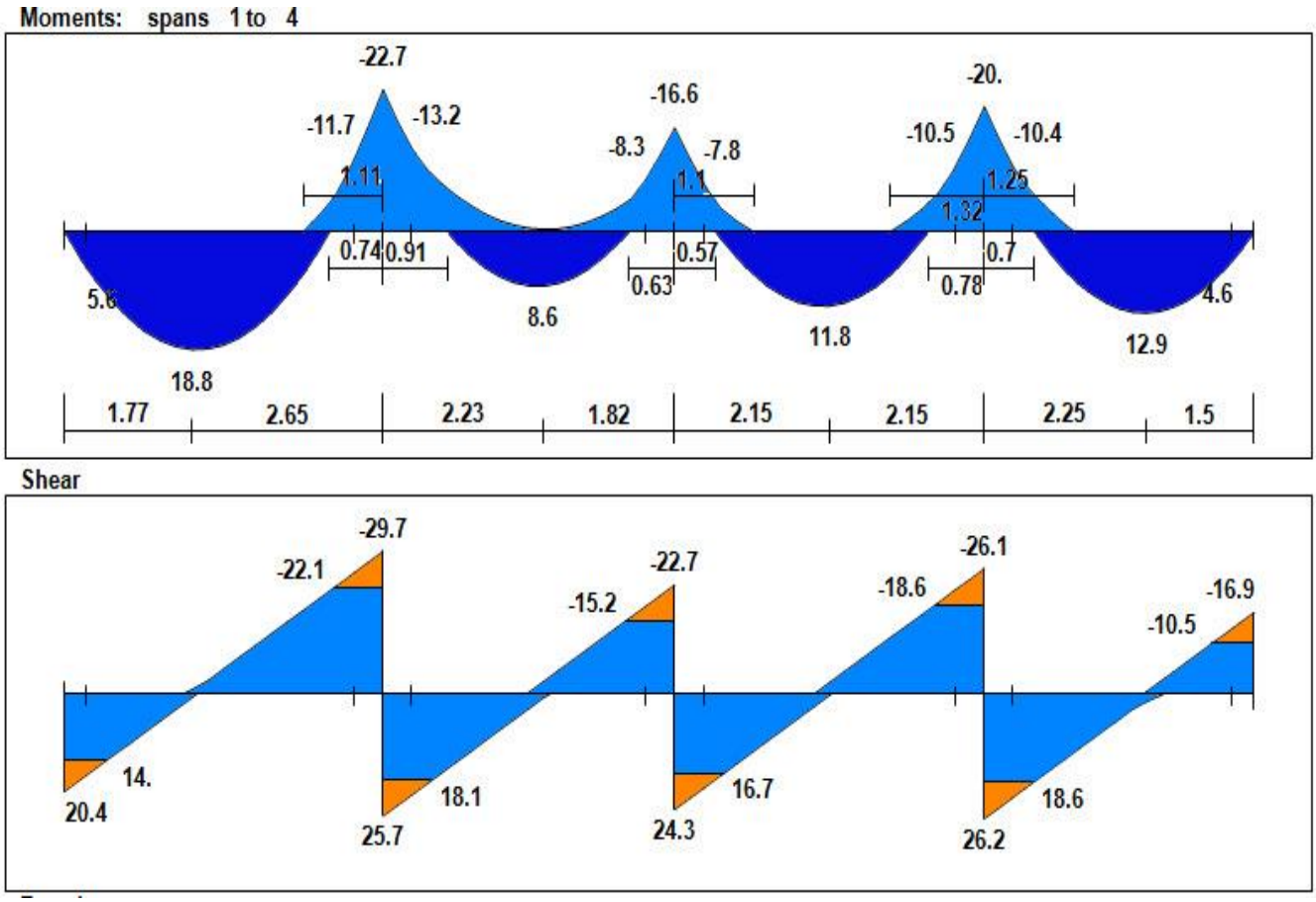


Figure (4.6) Moment and Shear Envelop for rib R2-BF

4.3.4.1 Design of shear for rib BF-2:

Categories for shear design:

Vu = 22.1 KN

Use Φ8 with two legs

d=320-20-10-16/2 =282

1. Region I :

$1.1\Phi Vc \geq Vu$

$$1.1\Phi\ \mathrm{Vc} = 1.1\Phi \frac{\sqrt{fc'}}{6} \times \mathrm{b_w} \times \mathrm{d}$$

$$1.1\Phi\ \mathrm{Vc} = 1.1 \times 0.75 \times \frac{\sqrt{24}}{6} \times 120 \times 282$$

= 22.8KN > Vu =22.1 KN

No need shear reinforcement

Use Φ8, @ 40 cm

(2Legs).

4.3.4.2 Design of Positive Moment:

Effective Flange width (b_E) , *ACI-318-11*

b_E For T- section is:

b_E = 520 mm

»Use M_u max positive for span 1 = 18.8 kN.m

» Determine whether the rib will act as rectangular or T – section:

For hf = 0.08 m

~ Assume bar diameter Φ12 for main positive reinforcement.

d = 320 – 20 – 10–8= 282 mm

Φ*Mn =0.9*0.85* fc'*b*hf* (d- hf/2)

= 0.9*0.85*24*0.52*0.08*(0.282-0.08/2)= 184.3 KN.m

Φ*Mn= 184.3 KN.m>> M_u = 18.8 KN.m

The section will be designed as a rectangular section with b_E = 520mm

$$A_s\ \min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) >= A_s\ \min = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)\ ACI\text{-}318\text{-}05$$

$$A_s\ \min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(282) = 100 mm^2$$

$$A_s\ \min = \frac{1.4}{420}(120)(282) = 113 mm^2 \sim \underline{\text{control}}$$

$$m = \frac{fy}{0.85 fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.6$$

$$Kn = \frac{Mu}{\Phi b d^2} = \frac{18.8 * 10^6}{(0.9)(520)(282)^2} = 0.5 Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*m*kn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.6*0.5}{420}}\right) = 0.0012$$

A_s = 0.0012 (520) (282) = 176 mm^2 > A_s min = 113 mm^2

# of bars = A_s / $A_{s\ bar}$ = 176/113= 1.6 * Note $A_{\Phi 12}$= 113mm^2

Select bottom bars 2Φ12

Total $As_{(provide)}$ =226 mm^2 > 176mm^2

* Check Strain for the magnitude of under strength factor Φ:

Tension = Compression

$$A_s \times fy = 0.85 \times f_c' \times b \times a$$

$$226 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a$$

$$a = 8.95mm$$

$$x = \frac{a}{0.85} = \frac{8.95}{0.85} = 10.53mm$$

$$\varepsilon_s = 0.077 > 0.005$$

Ok…….

»Use M_u max positive for span 2 = 8.6 kN.m

» Determine whether the rib will act as rectangular or T – section:

For hf = 0.08 m

~ Assume bar diameter Φ10 for main positive reinforcement.

d = 320 – 20 – 10 – 8 = 282 mm

ΦMn =0.9*0.85* fc'*b*hf* (d- hf/2)

= 0.9*0.85*24*0.52*0.08*(0.282-0.08/2)=184.83 KN.m

ΦMn = 184.83 KN.m >> M_u = 8.6 KN.m

The section will be designed as a rectangular section with b_E = 520mm

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) >= A_s \text{ min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)\ ACI\text{-}318\text{-}05$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(282) = 100mm^2$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{420}(120)(282) = 113mm^2 \sim \underline{\text{control}}$$

$$m = \frac{fy}{0.85fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.6$$

$$Kn = \frac{Mu}{\Phi bd^2} = \frac{8.6*10^6}{(0.9)(520)(282)^2} = 0.23Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mkn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.6*0.23}{420}}\right) = 0.00055$$

A_s = 0.00055 (520) (282) = 80 mm^2 < A_s min = 113 mm^2

A_s = 113 mm^2

# of bars = A_s / $A_{s\,bar}$ = 113 / 78.5 = 1.43 * Note $A_{\Phi 10}$ = 78.5 mm^2

Select bottom bars 2Φ10

Total $As_{(provide)}$=157 mm^2 > 113 mm^2

* Check Strain for the magnitude of under strength factor Φ:

Tension = Compression

$$A_s \times fy = 0.85 \times f_c' \times b \times a$$

$$157 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a$$

$$a = 6.26mm$$

$$x = \frac{a}{0.85} = \frac{6.26}{0.85} = 7.4\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.11 > 0.005$$

Ok…….

»Use M_u max positive for span 3 = 11.8 kN.m

» Determine whether the rib will act as rectangular or T – section:

For hf = 0.08 m

~ Assume bar diameter Φ10 for main positive reinforcement.

d = 320 – 20 – 10 – 8 = 282 mm

ΦMn =0.9*0.85* fc'*b*hf* (d- hf/2)

= 0.9*0.85*24*0.52*0.08*(0.247-0.08/2)=184.83 KN.m

ΦMn = 184.83 KN.m >> M_u = 11.8 KN.m

The section will be designed as a rectangular section with b_E = 520mm

$$A_s\ \min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) >= A_s\ \min = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)\ ACI\text{-}318\text{-}05$$

$$A_s\ \min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(282) = 100 mm^2$$

$$A_s\ \min = \frac{1.4}{420}(120)(282) = 113 mm^2 \sim \underline{\text{control}}$$

$$m = \frac{fy}{0.85 fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.6$$

$$Kn = \frac{Mu}{\Phi b d^2} = \frac{11.8*10^6}{(0.9)(520)(282)^2} = 0.32 Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mkn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*20.6*0.32}{420}}\right) = 0.000768$$

A_s = 0.000768 (520) (282) = 113 mm^2 = $A_s\ \min$ = 113 mm^2

A_s = 113 mm^2

# of bars = A_s / $A_{s\ bar}$ = 113 / 78.5 = 1.43 * Note $A_{\Phi 10}$ = 78.5 mm^2

Select bottom bars 2Φ10

Total $As_{(provide)}$=157 mm^2> 113 mm^2

* Check Strain for the magnitude of under strength factor Φ:

Tension = Compression

$$A_s \times fy = 0.85 \times f_c' \times b \times a$$

$$157 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a$$

$$a = 6.26 mm$$

$$x = \frac{a}{0.85} = \frac{6.26}{0.85} = 7.4\ mm$$

$\varepsilon_s = 0.11 > 0.005$

Ok…….

»Use M_u max positive for span 4 = 12.9 kN.m

» Determine whether the rib will act as rectangular or T – section:

For hf = 0.08 m

~ Assume bar diameter Φ10 for main positive reinforcement.

d = 320 – 20 – 10 – 8 = 282 mm

ΦMn =0.9*0.85* fc'*b*hf* (d- hf/2)

= 0.9*0.85*24*0.52*0.08*(0.247-0.08/2)=184.83 KN.m

ΦMn = 184.83 KN.m >> M_u = 12.9 KN.m

The section will be designed as a rectangular section with b_E = 520mm

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) >= A_s \text{ min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) \; ACI\text{-}318\text{-}05$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(282) = 100 mm^2$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{420}(120)(282) = 113 mm^2 \sim \underline{\text{control}}$$

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.6$$

$$Kn = \frac{Mu}{\Phi bd^2} = \frac{12.9*10^6}{(0.9)(520)(282)^2} = 0.35 Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mkn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*20.6*0.35}{420}}\right) = 0.00084$$

A_s = 0.00084 (520) (282) = 123 mm^2 > A_s min = 113 mm^2

A_s = 123 mm^2

# of bars = A_s / $A_{s\,bar}$ = 123 / 78.5 = 1.37 * Note $A_{\Phi 10}$ = 78.5 mm^2

Select bottom bars 2Φ10

Total $As_{(provide)}$=157 mm^2> 123 mm^2

* Check Strain for the magnitude of under strength factor Φ:

Tension = Compression

$A_s \times fy = 0.85 \times f_c' \times b \times a$

$157 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a$

$a = 6.26mm$

$$x = \frac{a}{0.85} = \frac{6.26}{0.85} = 7.4\ mm$$

$\varepsilon_s = 0.11 > 0.005$

Ok…….

4.3.4.3 Design of Max Negative Moment for (Rib):

Mu = - 13.2 kN.m

The maximum negative moment from spans with support (2) is

Mn = 13.2 / 0.9 = 14.67 kN.m

~ Assume bar diameter Φ12 for main negative reinforcement.

d = 32. – 20 – 10–8= 282 mm

The section will be designed as a rectangular section with bw = 120 mm

$$\text{A}s\ \min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) >= \text{A}s\ \min = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)\ ACI\text{-}318\text{-}05$$

$$\text{A}s\ \min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(282) = 100mm^2$$

$$\text{A}s\ \min = \frac{1.4}{420}(120)(282) = 113mm^2 \sim \underline{\text{control}}$$

$$m = \frac{fy}{0.85fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.6$$

$$Kn = \frac{Mu}{\Phi bd^2} = \frac{13.2*10^6}{(0.9)(120)(282)^2} = 1.54Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*m*kn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*20.6*1.54}{420}}\right) = 0.00382$$

A_S = 0.00382(120) (282) = 130 mm^2 > $\text{A}s\ \min$ = 113 mm^2

# of bars = A_s / $A_{s\ bar}$ = 130/113= 1.15 * Note $A_{\Phi 12}$= 113mm^2

Select bottom bars 2Φ12

Total As $_{(provide)}$ =226 mm^2>130 mm^2

* Check Strain for the magnitude of under strength factor Φ:

Tension = Compression

$$A_s \times fy = 0.85 \times f_c' \times b \times a$$

$$226 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 120 \times a$$

$$a = 38.77mm$$

$$x = \frac{a}{0.85} = \frac{38.77}{0.85} = 45.51\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.0155 > 0.005$$

Ok…….

Mu = - 8.3 kN.m

The maximum negative moment from spans with support (3) is

Mn = 8.2/ 0.9 = 9.2 kN.m

~ Assume bar diameter Φ12 for main negative reinforcement.

d = 320 – 20 – 10–8 = 282 mm

The section will be designed as a rectangular section with b_w = 120mm

$$A_s\ \min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) >= A_s\ \min = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)\ ACI\text{-}318\text{-}05$$

$$A_s\ \min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(282) = 100mm^2$$

$$A_s\ \min = \frac{1.4}{420}(120)(282) = 113mm^2 \sim \underline{\text{control}}$$

$$m = \frac{fy}{0.85fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.6$$

$$Kn = \frac{Mu}{\Phi bd^2} = \frac{8.3*10^6}{(0.9)(120)(282)^2} = 0.97Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*m*kn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.6*0.97}{420}}\right) = 0.0024$$

A_s = 0.0024(120) (282) = 82 mm^2 < $A_{s\ min}$ = 113 mm^2

# of bars = A_s / $A_{s\ bar}$ = 113 /113= 1 * Note $A_{\Phi 12}$= 113 mm^2

Select bottom bars 2Φ12

Total $As_{(provide)}$ =226 mm^2> 113mm^2

* Check Strain for the magnitude of under strength factor Φ:

Tension = Compression

$$A_s \times fy = 0.85 \times f_c' \times b \times a$$

$$226 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 120 \times a$$

$$a = 38.77mm$$

$$x = \frac{a}{0.85} = \frac{38.77}{0.85} = 45.51\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.0155 > 0.005$$

Ok…….

Mu = - 10.5 kN.m

The maximum negative moment from spans with support (4) is

Mn = 10.5/ 0.9 = 11.67 kN.m

~ Assume bar diameter Φ10 for main negative reinforcement.

d = 320 – 20 – 10–8= 282 mm

The section will be designed as a rectangular section with b_w = 120mm

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) >= A_{s\ min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)\ ACI\text{-}318\text{-}05$$

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(282) = 100mm^2$$

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{420}(120)(282) = 113mm^2 \sim \underline{\text{control}}$$

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.6$$

$$Kn = \frac{Mu}{\Phi bd^2} = \frac{10.5*10^6}{(0.9)(120)(282)^2} = 1.22Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*m*kn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.6*1.22}{420}}\right) = 0.00299$$

A_s = 0.00299(120) (282) = 102 mm^2 < A_s min = 113 mm^2

# of bars = A_s / $A_{s\,bar}$ = 113/113= 1 * Note $A_{\Phi 12}$= 113 mm^2

Select bottom bars 2Φ12

Total $As_{(provide)}$ =226 mm^2 > 113mm^2

* Check Strain for the magnitude of under strength factor Φ:

Tension = Compression

$$A_s \times fy = 0.85 \times f_c' \times b \times a$$

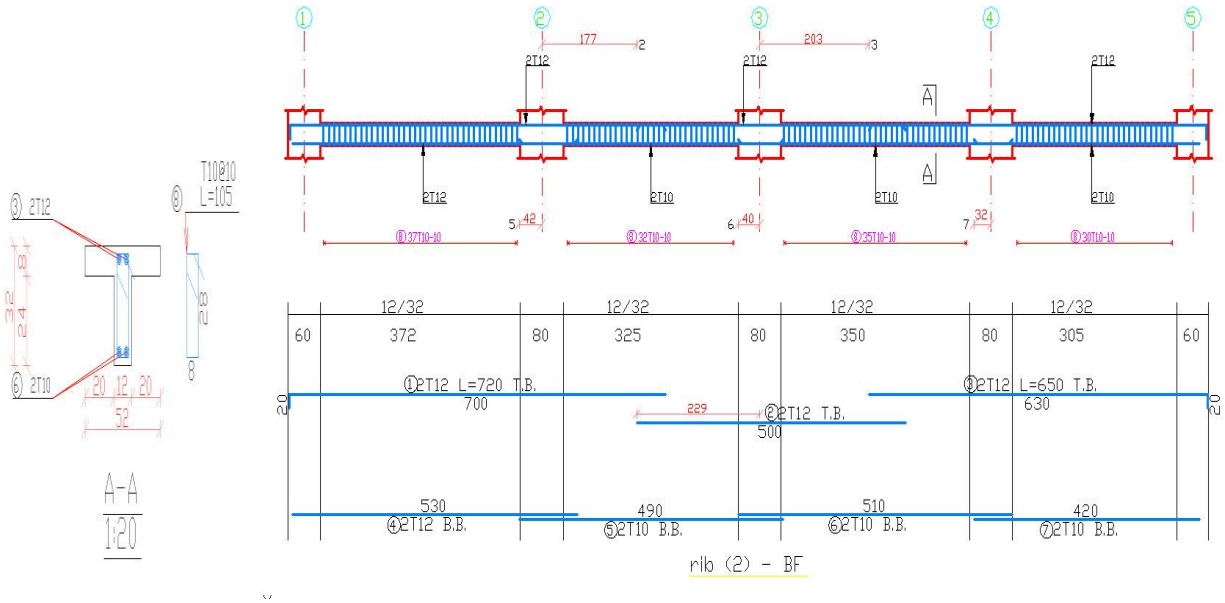
$$226 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 120 \times a$$

$$a = 38.77mm$$

$$x = \frac{a}{0.85} = \frac{38.77}{0.85} = 45.51\ mm$$

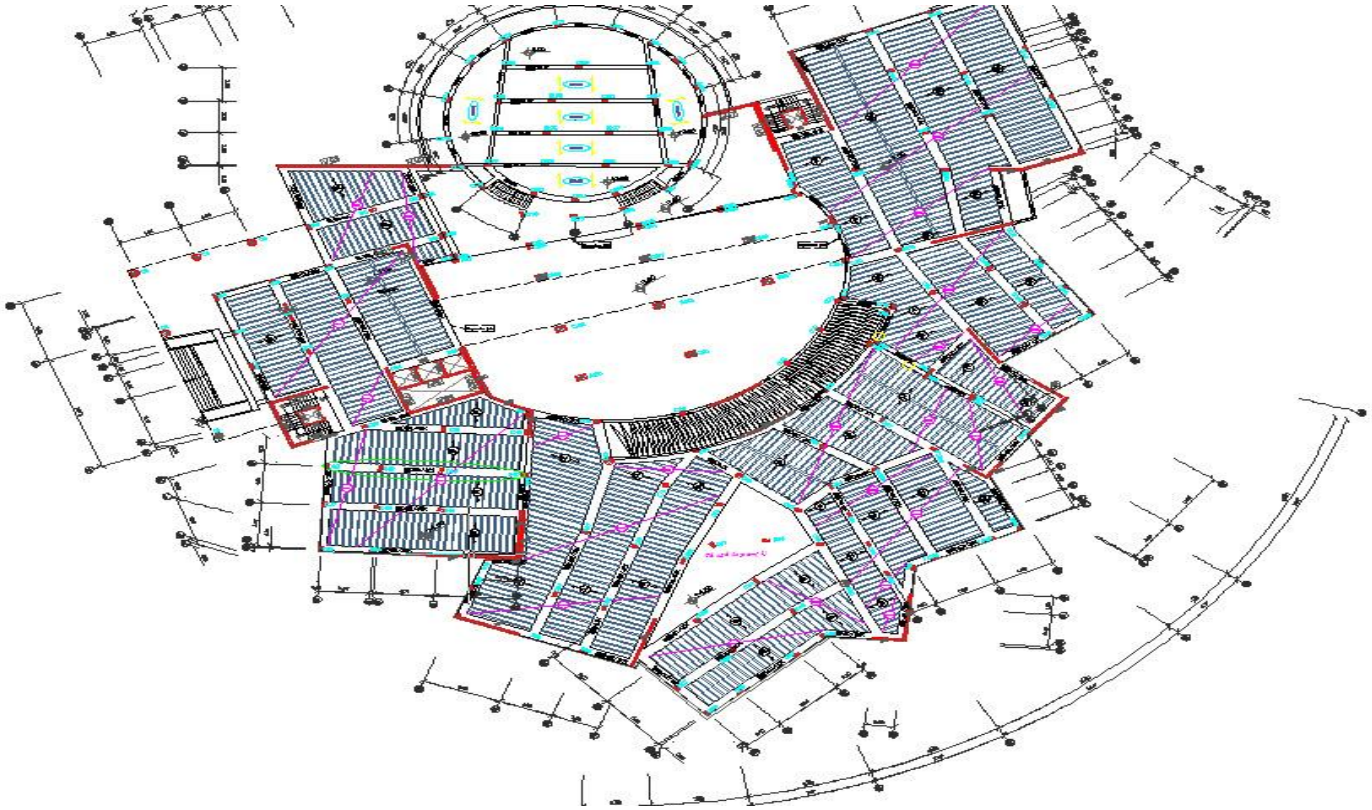
$$\varepsilon_s = 0.0155 > 0.005$$

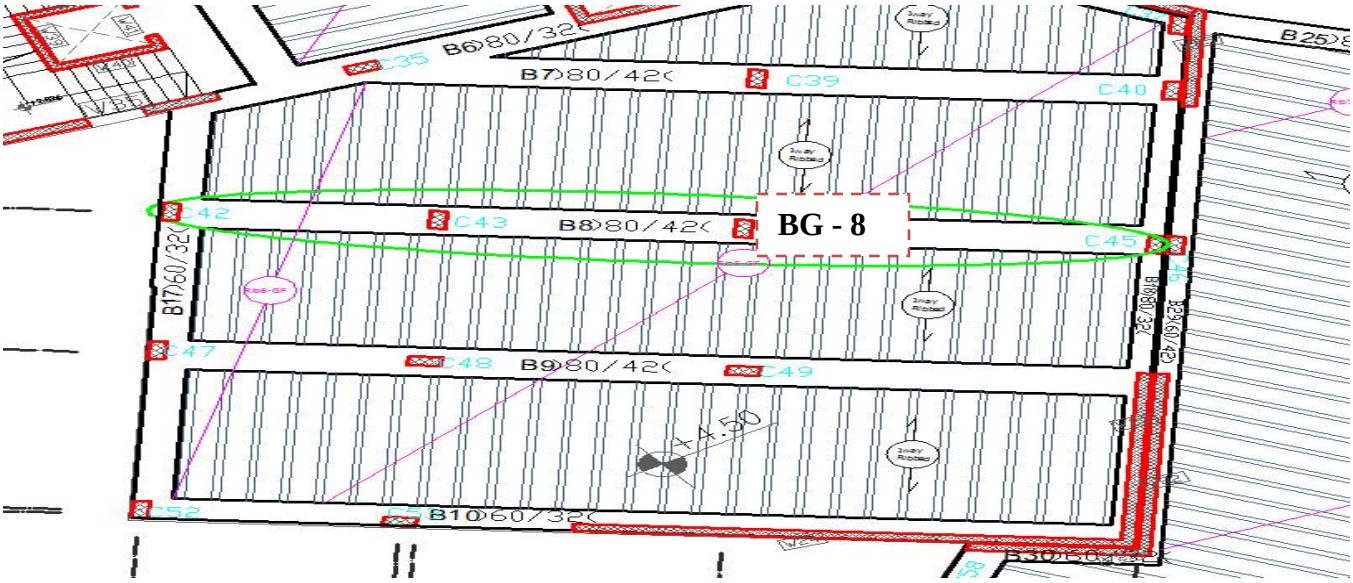
Ok…….



Figure(4.7) reinforcement of rib R2-BF

4.3.5 Design of Beam BG-8





Figure(4.8) Beam location in ground floor slab

Load calculations for Beam:

→ For span 2+3 for the beam :

The distributed Dead and Live loads acting upon the Beam **BG-8** can be defined from the support reactions of the rib **RG-5.**

Reactions

Factored

DeadR	11.67	31.51	25.58	28.58	8.08
LiveR	8.18	21.58	19.67	19.55	6.52
Max R	19.85	53.09	45.25	48.12	14.6
Min R	10.93	38.93	31.69	36.01	6.72
Service					
DeadR	9.73	26.26	22.64	23.81	6.74
LiveR	5.11	13.49	12.39	12.22	4.07
Max R	14.84	39.75	33.61	36.03	10.81
Min R	9.26	30.9	25.13	28.46	5.88

Figure(4.9)suppot reactions of the rib RG-5 (KN)

- The support reaction (service) from Dead loads of Rib (RB-5) upon beam (BG-8) is **(22.64)**. The distributed Dead load from Rib (RB-2) on Beam(BG-8):

$$DL_{from\ Rib}=\frac{22.64}{0.52}=43.54\ KN/m$$

- The support reaction (service) from Live loads of Rib (RG-5) upon beam (BG-8) is **(12.39 KN)**. The distributed Live load from Rib (RB-5) on Beam (BG-8):

$$LL_{from\ Rib}=\frac{12.39}{0.52}=23.83\ KN/m$$

→ For span 1 for the beam :

The distributed Dead and Live loads acting upon the Beam **BG-8** can be defined from the support reactions of the rib **RG-6.**

Reactions

Factored

DeadR	11.82	30.49	29.49	11.43
LiveR	8.24	21.35	20.9	8.04
Max R	20.06	51.84	50.39	19.47
Min R	11.11	37.59	36.48	10.67
Service				
DeadR	9.85	25.41	27.12	9.52
LiveR	5.15	13.34	13.34	5.02
Max R	15.	38.75	37.64	14.55
Min R	9.4	29.85	28.94	9.05

Figure(4.10)suppot reactions of the rib RG-6 (KN)

- The support reaction (service) from Dead loads of Rib (RG-6) upon beam (BG-8) is **(27.12)**. The distributed Dead load from Rib (RG-6) on Beam(BG-8):

$$DL_{from\ Rib}=\frac{27.12}{0.52}=52.15\ KN/m$$

- The support reaction (service) from Live loads of Rib (RB-2) upon beam (BG-8) is **(13.34 KN)**. The distributed Live load from Rib (RG-6) on Beam (BG-8):

$$LL_{from\ Rib}=\frac{13.34}{0.52}=25.65\ KN/m$$

By using **ATIR** program we get the envelope moment and shear diagram as the follows:-

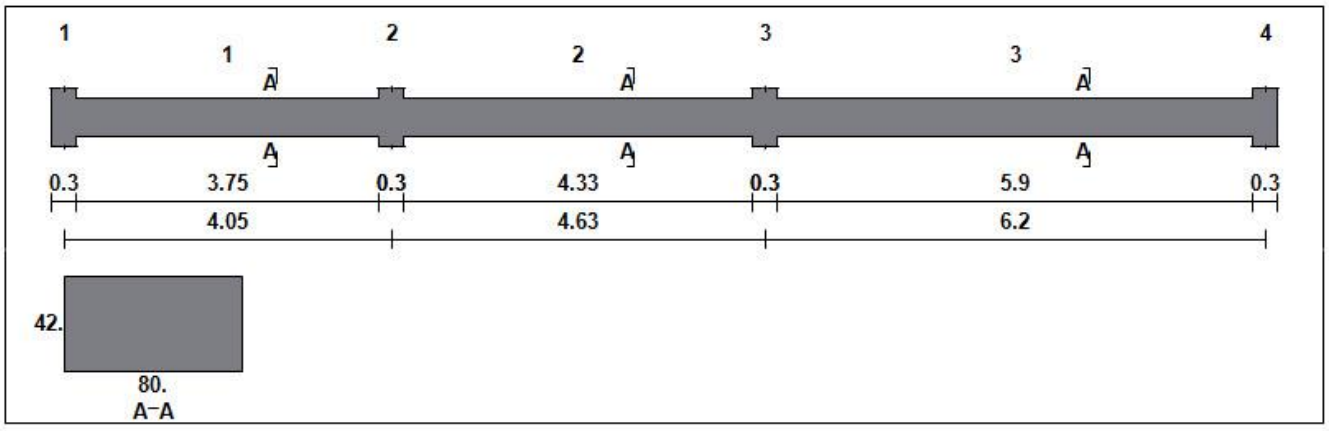


Figure (4.11) Geometry of Beam BG-8

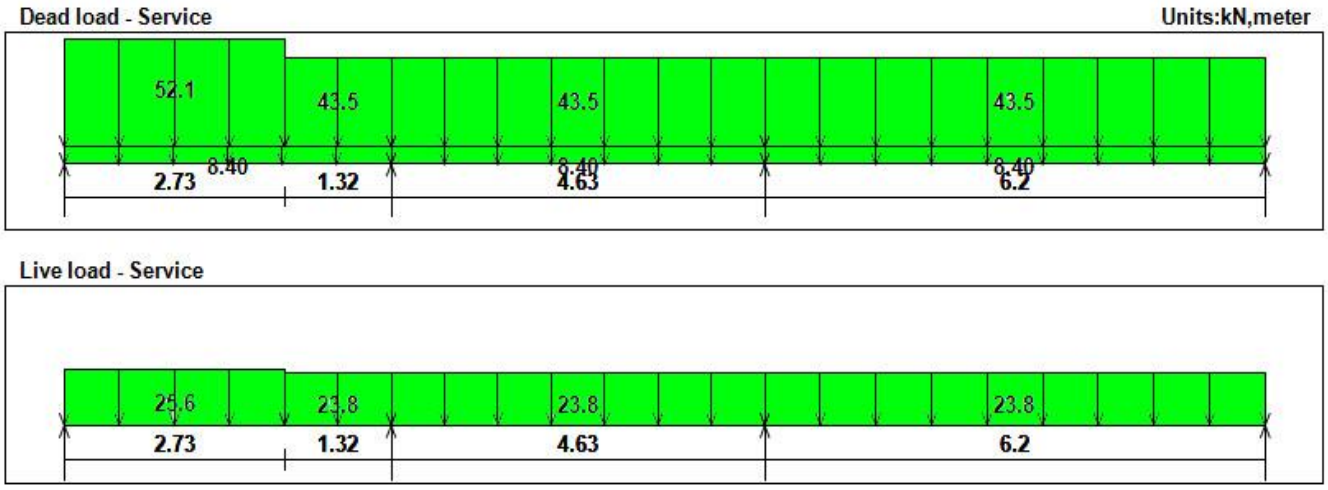


Figure (4.12) Loading of Beam-(KN/m).

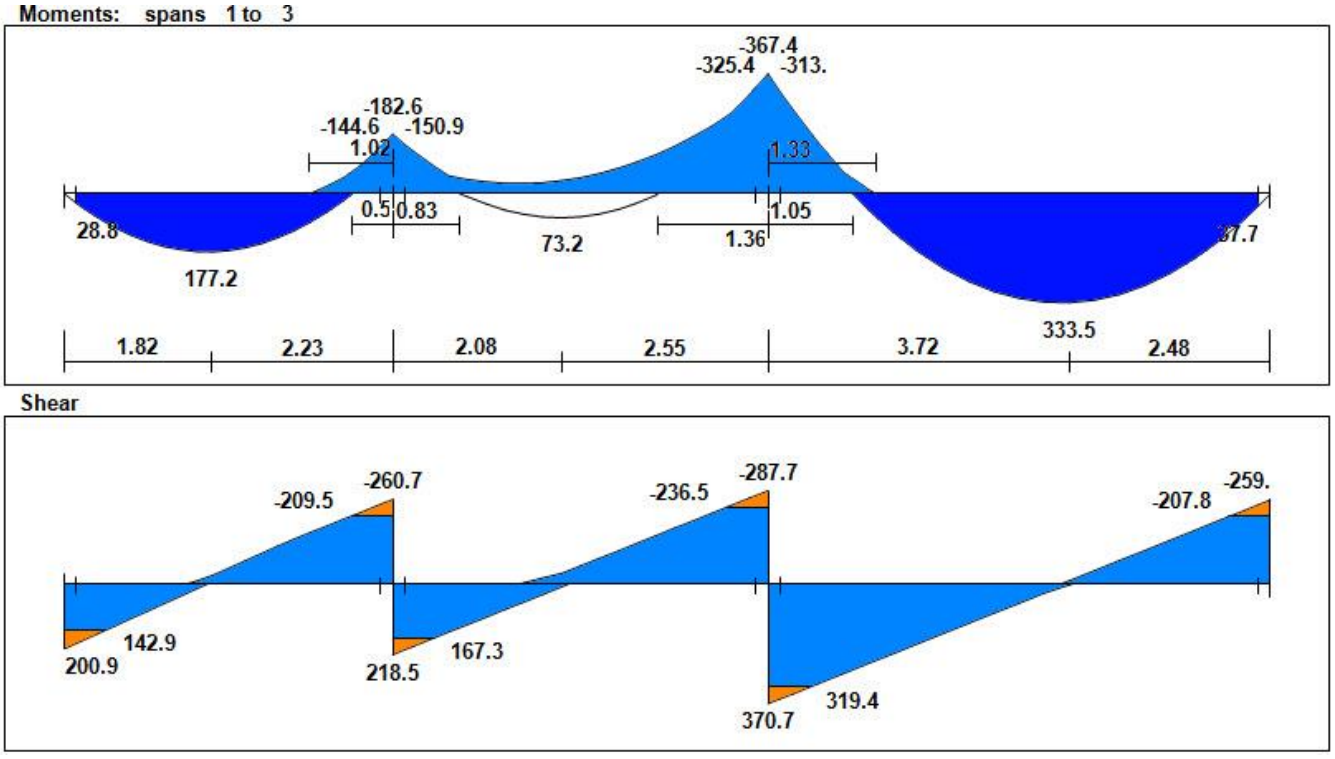


Figure (4.13) Moment and Shear envelop for Beam BG-8

Assume bar diameter Φ16 for main reinforcement.

Selected drop beam

$b = 80cm, h = 42cm$

$d = 420 - 40 - 10 - \frac{16}{2} = 362mm$

4.3.5.1 Design of shear for Beam :

ACI – 318 – Categories for shear design:

$Vu_{critical}$ = 322.9 KN

$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{fc'}b_w\ d$

$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{24} * 800 * 362$

V_c= 236.45 KN.

Φ V_c= 0.75*154.3 =177.34 KN

177.34 KN < Vu max = 322.9 KN

(shear reinforcement required)

$$v_{s,min} = \frac{1}{16}\sqrt{fc'}b_w\ d$$

$$v_{s,min} = \frac{1}{16}\sqrt{24} * 800 * 362$$

$$v_{s,min} = 88.67$$

$$v_{s,min} = \frac{1}{3}b_w\ d$$

$$v_{s,min} = \frac{1}{3} * 800 * 362$$

$$v_{s,min} = 96.53\ KN$$

Case IV minimum Shear reinforcement required .

$$\emptyset(v_c + v_{s,\min}) < v_u \leq 3\ \emptyset * v_c$$

0.75(236.45 + 96.53) =249.735 < 322.9 <3* 0.75*236.45 = 532.01 KN

So, shear reinforcement is required.

Use 4 leg Φ 10.

Av =314.16 mm^2.

$V_s = V_n - V_C = \frac{322.9}{0.75} - 236.45 = 194.08$ KN

$$S = \frac{A_v f_{yt}\, d}{v_s} = \frac{314.16 * 420 * 362}{194.08 * 1000} = 246.1\ mm$$

$$s_{max} \leq \frac{d}{2}\ or\ s_{max} \leq 600\ mm$$

$$S\ max = \frac{d}{2} = \frac{362}{2} = 181\ mm$$

Select 2 leg Φ10, @ 100 mm (2 Legs)

Select S=15 cm .

X=399/100.36 = 4 cm

28 Φ10 / 15 cm

4.3.5.2 Design of Beam of negative moment :

- **Mu =-325.4 KN.m at support (3).**

Mn= Mu/0.9

= 325.4/0.9 =361.5 KN.m

~ Assume bar diameter Φ20 for main negative reinforcement.

d = 420-40-10-10=360 mm

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6$$

$$Kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{325.4*10^6}{(0.9)(800)(360)^2} = 3.48Mpa$$

$$A_s\ min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(800)(360) = 839.82mm^2$$

$$A_s\ min = \frac{1.4}{420}(800)(360) = 960mm^2 \sim \text{control}$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mkn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*20.6*3.48}{420}}\right) = 0.00914$$

A_s = 0.00914 (800) (360) =2632.32 mm^2> $A_s\ min$ = 960 mm^2

# of bars = A_s / $A_{s\ bar}$ = 2632.32/314 = 8.38 * Note $A_{\Phi 20}$ = 314 mm^2

Select bar 9 Φ 20

Total $As_{(provide)}$ = 2826 mm^2> 2632.32 mm^2

* Check strain for the magnitude of under strength factor Φ:

Tension = Compression

$$A_s \times fy = 0.85 \times f_c' \times b \times a$$

$$2632.32 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 800 \times a$$

$$a = 67.7mm$$

$$X = \frac{a}{0.85} = \frac{67.7}{0.85} = 79.7mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{360 - 79.7}{79.7} \times 0.003 = 0.01$$

$$\varepsilon_s = 0.01 > 0.005$$

Ok…….

***Check for bar distance:**

$$S = \frac{800 - 2 \times 40 - 2 \times 10 - 9 * 20}{8} = 65mm > 25mm.....ok$$

- **Mu =-150.9 KN.m at support (2).**

Mn= Mu/0.9

= 150.9/0.9 =167.67 KN.m

~ Assume bar diameter Φ20 for main negative reinforcement.

d = 420-40-10-10 = 360 mm

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$$

$$Kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{150.9 * 10^6}{(0.9)(800)(360)^2} = 1.61Mpa$$

$$A_s \min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(800)(360) = 839.8mm^2$$

$$A_s \min = \frac{1.4}{420}(800)(360) = 960mm^2 \sim \text{control}$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mkn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 1.61}{420}}\right) = 0.004$$

A_s = 0.004 (800) (360) =1152 mm^2 > A_s min = 960 mm^2

# of bars = A_s / $A_{s\,bar}$ = 1152 /314 = 3.67 * Note $A_{\Phi 20}$ =314 mm^2

Select bar 5 Φ 20

Total $As_{(provide)}$ = 1570 mm^2>1152 mm^2

* Check strain for the magnitude of under strength factor Φ:

Tension = Compression

$$A_s \times fy = 0.85 \times f_c' \times b \times a$$

$$1570 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 800 \times a$$

$$a = 40.4mm$$

$$X = \frac{a}{0.85} = \frac{40.4}{0.85} = 47.53mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{360 - 47.53}{47.53} \times 0.003 = 0.019$$

$$\varepsilon_s = 0.019 > 0.005$$

Ok…….

***Check for bar distance:**

$$S = \frac{800 - 2 \times 40 - 2 \times 10 - 5 \times 20}{4} = 150mm > 25mm.....ok$$

4.3.5.3 Design of positive moment :

***Take Mu = 333.5 KN.m for span 3 .**

~ Assume bar diameter Φ20 for main positive reinforcement.

d = 420-40-10-10=360 mm

Check design case :

Φ*Mn =0.9*0.85* fc'*b*hf* (d- hf/2)

= 0.9*0.85*24*800*420*(360-420/2)= 925.34 KN.m

Φ*Mn= 925.34 KN.m>> M_u = 333.5 KN.m

The section will be designed as a rectangular section :

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$$

$$Kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{333.5*10^6}{(0.9)(800)(360)^2} = 3.57Mpa$$

$$A_s\ \min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(800)(360) = 839.82mm^2$$

$$A_s\ \min = \frac{1.4}{420}(800)(360) = 960mm^2 \sim \text{control}$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mkn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.6*3.57}{420}}\right) = 0.0094$$

A_s = 0.0094 (800) (360) =2714.2 mm^2 > $A_s\ \min$ = 960 mm^2

# of bars = A_s / $A_{s\ bar}$ = 2714.2 / 314 = 8.6 * Note $A_{\Phi 20}$ = 314 mm^2

Select bar 10 Φ 20

Total $As_{(provide)}$ = 3140 mm^2> 2714.2 mm^2

* Check strain for the magnitude of under strength factor Φ:

Tension = Compression

$$A_s \times fy = 0.85 \times f_c' \times b \times a$$

$$3140 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 800 \times a$$

$$a = 80.8mm$$

$$X = \frac{a}{0.85} = \frac{80.8}{0.85} = 95.07\ mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{360-95.07}{95.07} \times 0.003 = 0.008$$

$$\varepsilon_s = 0.008 > 0.005$$

Ok…….

***Check for bar distance:**

$$S = \frac{800-2\times40-2\times10-10\times20}{9} = 55.55mm > 25mm.....ok$$

***Take Mu = 177.2 KN.m at span (1).**

Check design case :

Φ*Mn =0.9*0.85* fc'*b*hf* (d- hf/2)

= 0.9*0.85*24*800*420*(360-420/2)= 925.34 KN.m

Φ*Mn= 925.34 KN.m>> M_u = 70.5 KN.m

The section will be designed as a rectangular section :

~ Assume bar diameter Φ16 for main positive reinforcement.

d = 420-40-10-8 = 362 mm

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6$$

$$Kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{177.2*10^6}{(0.9)(800)(362)^2} = 1.87Mpa$$

$$A_s\ min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(800)(362) = 844.49mm^2$$

$$A_s\ min = \frac{1.4}{420}(800)(362) = 965.3mm^2 \sim \text{control}$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mkn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.6*1.87}{420}}\right) = 0.0047$$

A_s = 0.0047 (800) (362) =1361.12 mm^2> $A_s\ min$ = 965.3 mm^2

# of bars = A_s / $A_{s\ bar}$ = 1361.12/201 = 6.77 * Note $A_{\Phi 16}$ = 201 mm^2

Select bar 8Φ 16

Total $As_{(provide)}$ = 1608 mm^2> 1361.12 mm^2

* Check strain for the magnitude of under strength factor Φ:

Tension = Compression

$$A_s \times fy = 0.85 \times f_c' \times b \times a$$

$$1608 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 800 \times a$$

$$a = 41.4mm$$

$$X = \frac{a}{0.85} = \frac{41.4}{0.85} = 48.7\ mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{362 - 48.7}{48.7} \times 0.003 = 0.019$$

$$\varepsilon_s = 0.019 > 0.005$$

Ok…….

***Check for bar distance:**

$$S = \frac{800 - 2\times 40 - 2\times 10 - 8\times 16}{7} = 81.7mm > 25mm.....ok$$

***Take Mu = 73.2 $_{\mathbf{KN.m}}$ at span (2).**

Take Φ=16

d=420-40-10-8 =362

Check design case :

Φ*Mn =0.9*0.85* fc'*b*hf* (d- hf/2)

= 0.9*0.85*24*800*420*(362-420/2)= 1439.4 KN.m

Φ*Mn= 937.68 KN.m>> M_u = 73.2 KN.m

The section will be designed as a rectangular section with b_E = 1000 mm

$$Kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{73.2*10^6}{(0.9)(800)(362)^2} = 0.77Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85fc'} = \frac{420}{0.85\times 24} = 20.6$$

$$A_s\ \min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(800)(362) = 844.49mm^2$$

$$A_s\ \min = \frac{1.4}{420}(800)(362) = 965.3mm^2 \sim \text{control}$$

$$\rho = \frac{1}{20.6}\ \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(0.77)}{420}}\ \right) = .0018$$

As =ρ* b*d= 0.0018 (800) (362) = 541.35mm² <As min =965.3 mm²

Of bars = $\frac{As_{req}}{As_{bar}} = \frac{965.3}{314} = 3.07$ Note $A_{\Phi 16}$ = 201 mm²

Select bars 4Φ16

Total As $_{(provide)}$ =804 mm^2

*** Check strain for Φ:**

Tension = Compression

$$A_s \times fy = 0.85 \times f_c' \times b \times a$$

$$804 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 800 \times a$$

$$a = 20.69mm$$

$$x = \frac{a}{\beta_1}$$

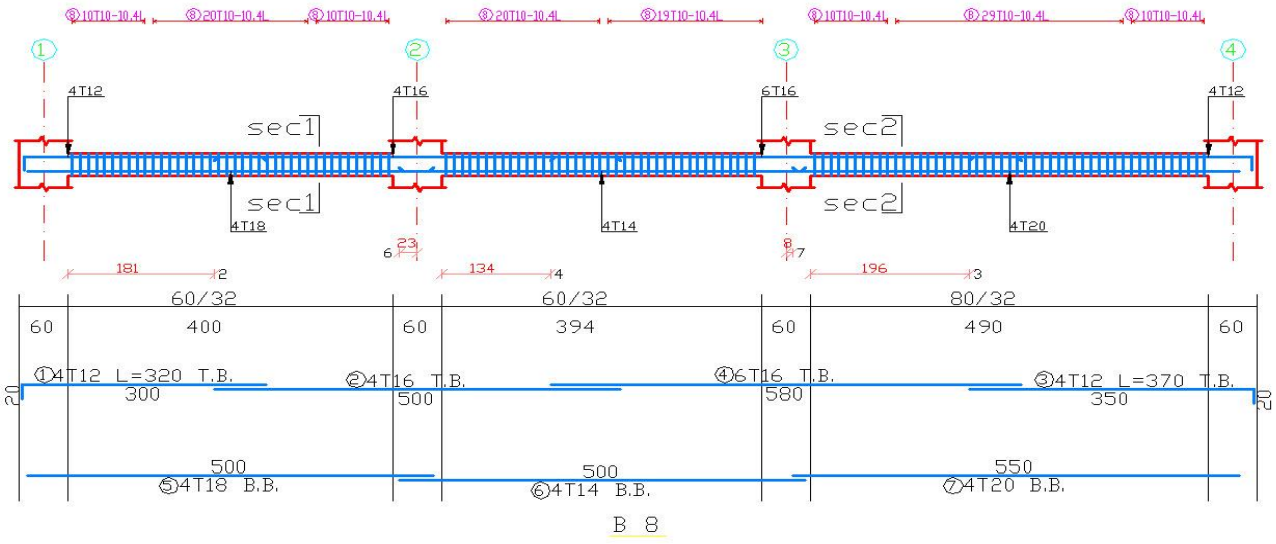
$$x = \frac{20.7}{0.85} = 24.34mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{362 - 24.34}{24.34} \times 0.003 = 0.04$$

$$\varepsilon_s = 0.04 >= 0.005 ..... .OK$$

***Check for bar distance:**

$$S = \frac{800 - 2 \times 40 - 2 \times 10 - 4 \times 16}{3} = 212mm > 25mm .....ok$$



B 8

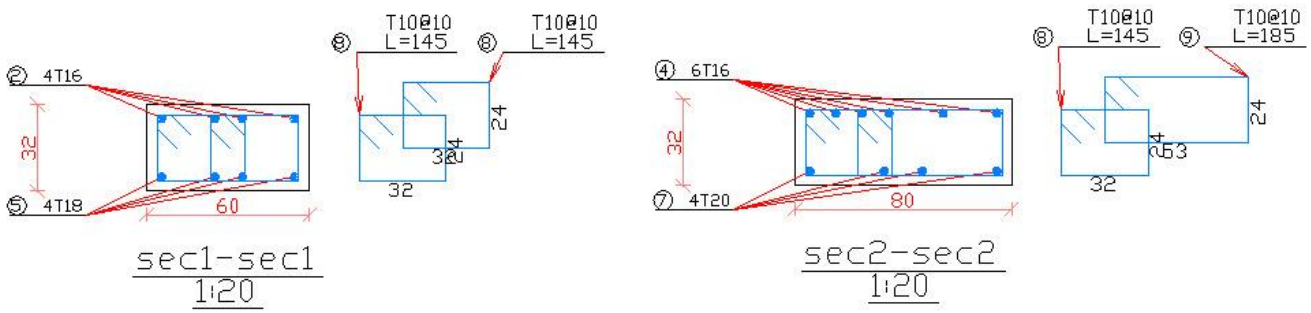


Figure (4.14) reinforcement for beam BG-8

4.3.6 Design of one way solid slab

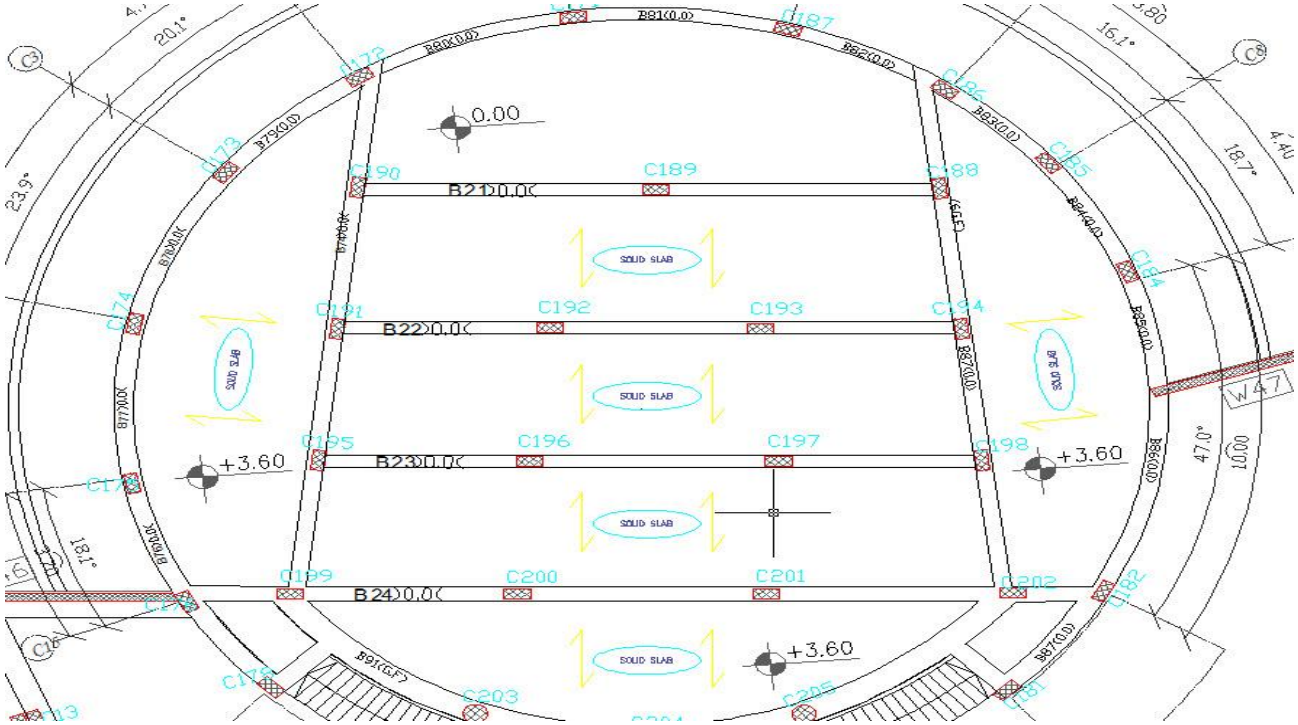


Figure (4.15) Location of Solid slab in ground floor

Material :-

concrete	B300	Fc' = 24 N/mm^2
Reinforcement Steel		fy = 420 N/mm^2

4.3.6.1 Minimum thickness (deflection requirements):

For two end continuous slab :

L=3.47 m

$h_{min}=\frac{l}{24}=\frac{3.47}{24}$=0.144m

Select h=20 cm

$$d = h - \text{cover} - \frac{db}{2} = 200 - 20 - \frac{12}{2} = 174 \text{ mm}$$

4.3.6.2 Load calculation:

for 1m

D= 11.2 KN\m
L= 5 KN\m

Factored loads:
qu = 1.2 D + 1.6 L = 1.2 *11.2 + 1.6 * 5 = 21.44 KN\m2

4.3.6.3 Analysis:

Now insert the load on Atir:
Envelope moment/shear diagram for solid slab :

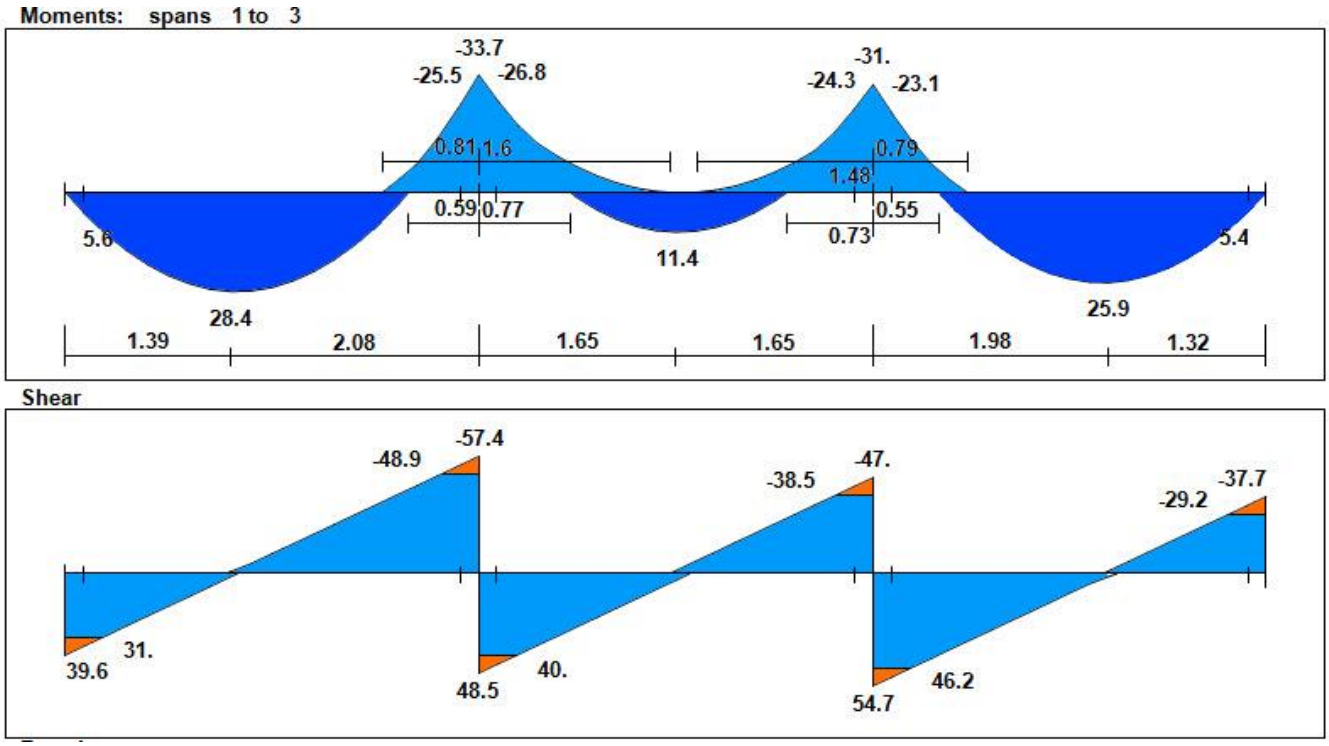


Figure (4.16) Envelope moment/shear diagram for solid slab

Critical section at distance d =174 mm from the face of support.

Au=Bu = 21.44* 4.54 / 2 =48.68 KN

Max Vu= 48.68 cos18.5= 46.1 KN

$$V_{u,max} = 46.1\ KN$$

$$\Phi * V_c = \frac{1}{6}\sqrt{f'_c} * b_w * d = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 1000 * 174 = 106.55\ \text{KN}$$

$$\Phi * V_c = 106.55\ \text{KN} > V_{u,max} = 46.1\ KN$$

The thickness of the slab is adequate enough

No shear reinforcement is required.

4.3.6.4 Design of max positive moment

$M_u = 28.4\ \text{KN.m}$

$$M_n = \frac{M_u}{\Phi} = \frac{28.4}{0.9} = 31.55\ \text{KN.m}$$

$m = \frac{f_y}{0.85\, f'_c} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6$

$kn = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{31.55*10^6}{1000*(174)^2} = 1.042$ MPa.

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*kn*m}{f_y}}\right)$

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*1.042*20.6}{420}}\right) = 0.00254$

$\rightarrow As_{req} = \rho \times b \times d = 0.00254 \times 1000 \times 174 = 441.96\ mm^2$.

$\rightarrow As_{min} = \rho \times b \times h = 0.0018 \times 1000 \times 200 = 360\ mm^2$.

$\rightarrow As_{req} = 441.96\ mm^2 > As_{min} = 360\ mm^2$

$\therefore As = 441.96\ mm^2$.

Φ12with As = 113.1 mm²

Number of Φ12 $= \frac{As_{req}}{A_{bar}} = \frac{441.96}{113.1} = 3.9 \rightarrow$ no. bars = 5 bars

Take 5Φ12 / m or Φ12@200mm

The step (s) is the smallest of

1-S=3*h =3*200=600mm

2- S=450 mm

3- $S=380\left(\frac{280}{fs}\right) - 2.5 * Cc = 380 * \left(\frac{280}{280}\right) - 2.5 * 20 = 330$ mm

But $S \leq 300*\left(\frac{280}{280}\right) = 300$ − control

$S=200 < S_{max} = 300\ mm ok$

Temperature and shrinkage :

$A_{s(temp)} = 0.0018 * b * h = 441.96$ mm2

Take 5Φ12/m or Φ12@200 mm

1-S=5*h =5*200=1000mm

2- S=450 mm -control

$S= 200 < S_{max} = 450\ mm \quad ok$

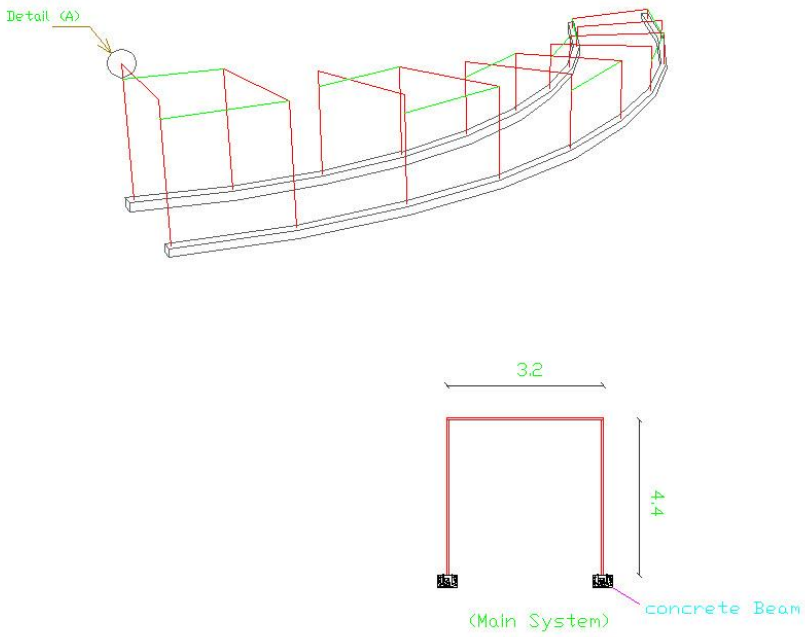


Figure (4.17) Ceiling cover for ramp

4.3.7 Design of column C20

$f_c' = 28$ MPa

$F_y = 420\ MPa$

The Column is an interior one.

DL = 826.4KN
LL = 355.59KN
Pu = 1.2DL+1.6LL

Pu = 1.2(826.4)+1.6(355.59)

Pu = 1560.624KN

1- Check for slenderness:-

$$\frac{k\ ln}{r} \leq 34 - 12(\frac{M_1}{M_2}) \leq 40$$

$*\frac{M_1}{M_2} = 1$braced frame with M_{min}

K=1 for column in non-sway frames.

$\frac{k\ ln}{r} \leq 34 - 12 = 22 \leq 40$

$\frac{k\ ln}{r_x} = \frac{1*3.88}{0.3*0.7} = 18.476 < 22$ Column is short about x-axis

$\frac{k\ ln}{r_y} = \frac{1*3.88}{0.3*0.4}$ =32.33 > 22 Column is long about y-axis

$Nominal\ axial\ strenght\ of\ column\ Pn = Pnx$

2- Calculate the minimum eccentricity $e_{min}$and the minimum moment M_{min}

ex_{min}= (15+0.03h) = 15+0.03*700 = 36 mm

$Pu_{factored}$ = 1560.624KN**.**

M_{min}= $Pu*ex_{min}$= 1560.624* $\frac{36}{1000}$ =56.18KN.

3- Compute EI

$I_g = \frac{bh^3}{12} = \frac{400 * 700^3}{12} = 1.143 * 10^{10} mm^4$

$\beta_{dns} = \frac{1.2\ D\ (sustaind)}{1.2D + 1.6L} = 1560.624 = 0.635$

EI =$\frac{0.7*4750\sqrt{fc'}\ Ig}{1+\beta_{dns}} = \frac{0.7*4750\sqrt{28'}*1.143*10\text{^}10}{1+0.635} = 123 MN/m^2$

4- Determine the Euler buckling load, P_c:

$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(kl_n)^2} = \frac{\pi^2 * 123}{(1 * 3.88)^2} = 80.638 MN$

5- Calculate the moment magnifier factor δ_{ns} :

$C_m = 0.6 + 0.4\frac{M_1}{M_2} = 0.6 + 0.4 * 1 = 1 > 0.4$

δ_{ns}= $\frac{C_m}{1-\frac{P_u}{0.75P_c}} = \frac{1}{1-\frac{1.560624}{0.75*80.638}} = 1.067$

1.4> 1.026 > 1…….ok

The magnified eccentricity and moment:

e $= e_{min} * \delta_{ns} = 36 * 1.026 = 36.936\ mm$

$M_{ux} = \delta_{ns} * M_{ux} = 1.026 * 56.18 = 57.64\ KN.m$

6- Select column reinforcement

We will use the tide column interaction diagrams

$$\frac{ey}{h} = \frac{36.936}{700} = 0.0527$$

Compute ratio γ

$$\gamma = \frac{d - d'}{h} = \frac{700 - 2 * 40 - 2 * 10 - 20}{700} = 0.828$$

$$\frac{\emptyset P_n}{A_g} = \frac{P_u}{A_g} = \frac{1560.624 * 10^{-3}}{0.7 * 0.4} = 5.57Mn/m\text{^}2$$

$\rho_g = 0.02$

∴select reinforcement

$A_{st} = \rho_g A_g = 0.02 * 700 * 400 = 2800mm^2$

$A_s \emptyset 20 = 314.16\ mm^2$

$$\frac{A_s}{A_s \emptyset 20} = 8.9$$

Use $18\emptyset 20 with A_s = 5654.88mm^2 > 2800mm^2$ ok

Select $20\emptyset 20$

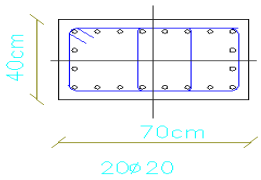


Figure (4.18): cross section in column C20

***Design of ties**

Use ties Ø10 with spacing of ties shall not exceed

1) 48 times the tie diameter , $48d_s = 48 * 10 = 480mm$
2) 16 times the longitudinal bar diameter $16d_b = 16 * 20 = 320mm$ …….. control
3) The lest dimension of column =40 mm

Use ties Ø10@ 200 mm

1-Check for clear spacing between longitudinal bars

Clear spacing =$\frac{700-40*2-10*2-10*20}{9} = 44.44 > 40\ mm$

$44.44 > 1.5 * 20 = 30$

4.3.8 Design of stair

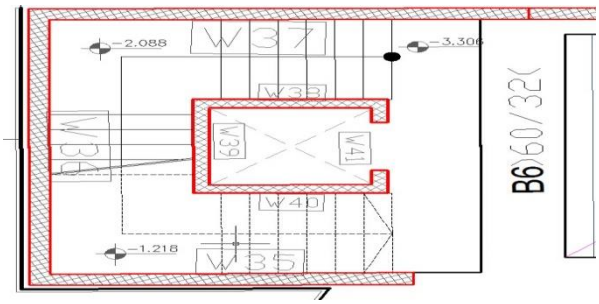


Figure 4.19 : Stair plan

4.3.8.1 Determination of Thickness:

Height = 4.5 m

Rise = 4.5 / 23 =0.195 m

Run = 27 cm

Live Load on Stair (Landing & Flight) =5 KN /m^2 (Horizontal projection)

According Jordanian code.

Minimum slab thickness for deflection is (for simply supported one way solid slab)

$$h_{min.} = \frac{l}{20} = \frac{4.6}{20} = 0.23 \text{ cm}$$

Use h = 30 cm

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{\text{Rise}}{\text{Run}}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{19.5}{27}\right) = 35.8°$$

4.3.8.2 Design of Flight 2 :

Load Calculations:

Dead load:

25cm flight : 25*0.25*1/cos 35.8 = 7.7KN/m

3cm plaster: 22*0.03*1/cos 35.8=0.813 KN/m

Horizontal mortar: 22*0.03*1=0.7KN/m

Horizontal tiles: 23*0.04*1*(33/27) =1.124KN/m

Vertical tiles: 23*.03*1*(19.5/27)=0.49KN/m

Vertical mortar: 22*0.03*1*(19.5/27) = 0.216KN/m

Triangle: 25*0.195*1/2=2.43KN/m

∑D=13.79KN/m

L=5*1=5KN/m

Factored load:

qu=1.2*D +1.6*L

qu=1.2*13.79 + 1.6*5 =24.55 KN/m

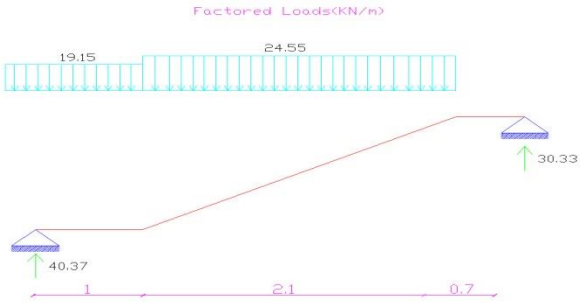


Figure (4.20) : structural system of flight 2

Au=Bu = 24.55* 2.1/2 =25.77 KN

Max Vu= 25.77 cos 35.8 =20.9 KN

Max Mu= 25.4 (0.4+$\frac{2.1}{2}$) – 24.55*$\frac{2.1}{2}$ *$\frac{2.1}{2*2}$ = 40 KN.m

design of shear :

Assume Ø14 for main reinforcement:

$$d = 300 - 20 - \frac{14}{2} = 273 \text{ mm}$$

$$V_u = 40.37\text{KN}$$

$$\emptyset V_c = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 1000 * 273 = 167.17 \text{ KN} > V_u = 20.9 \text{ KN}$$

The thickness is adequate enough.

No shear reinforcement is required.

design of moment :

$$M_u = 40 \text{ KN.m}$$

$$M_n = \frac{40}{0.9} = 44.44 \text{ KN.m/m}$$

$$K_n = \frac{M_n}{b.d^2} = \frac{44.44 * 10^6}{1000 * 273^2} = 0.596\text{MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,K_n\,m}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 0.596 * 20.6}{420}}\right) = 0.001441$$

$$A_s = \rho bd = 0.001441 * 1000 * 273 = 3.934\ mm^2$$

$$A_{s,min.} = 0.0018bh = 0.0018 * 1000 * 30 = 54\ mm^2$$

$$A_s = A_{s,min.} = 54\ mm^2$$

$$n = \frac{A_s}{A_{s,\emptyset 12}} = \frac{54}{113} = 3.98\,, \qquad S = \frac{1}{n} = \frac{1}{3.98} = 0.251\ m$$

Take $5\emptyset 12/m$ with $A_s = 565.48\ mm^2$ or $\emptyset 12@20\ cm$

Step (S) is the Smallest of:

1. $3h = 3 * 300 = 900\ mm.$
2. $450\ mm$
3. $s = 380\left(\frac{280}{f_s}\right) - 2.5C_c = 380\left(\frac{280}{(\frac{2}{3})*420}\right) - 2.5 * 20 = 330\ mm - \text{Control}$

$s = 251\ mm < s_{max.} = 330\ mm - OK$

Temperature & Shrinkage reinforcement:

$$A_s = A_{s,min.} = 450\ mm^2$$

$$n = \frac{A_s}{A_{s,\emptyset 12}} = \frac{450}{113} = 3.98\,, \qquad S = \frac{1}{n} = \frac{1}{3.98} = 0.251\ m$$

Take $5\emptyset 12/m$ with $A_s = 565\ mm^2$ or $\emptyset 12@20\ cm$

Step (S) is the Smallest of:

1. $5h = 5 * 250 = 1250\ mm.$
2. $450\ mm - control$

$s = 250mm < s_{max.} = 450\ mm - OK$

4.3.8.3 Design of flight 1:

Loads on landing:

Dead load:

25cm concrete 25*0.25*1=6.25 KN/m

7cm sand 16*0.07*1= 1.1 KN/m

2cm mortar 22*0.02*1 = 0.4 KN/m

3cm tiles 23*0.03*1 = 0.7 KN/m

2cm plaster 22*0.02*1 = 0.4 KN/m

∑D = 8.85 KN/m

L = 5KN/m

qu = 1.2*D +1.6*L +(Au or Bu from flight2) /1.0

qu = 1.2*D +1.6*L +(Au or Bu from flight2) /1.0

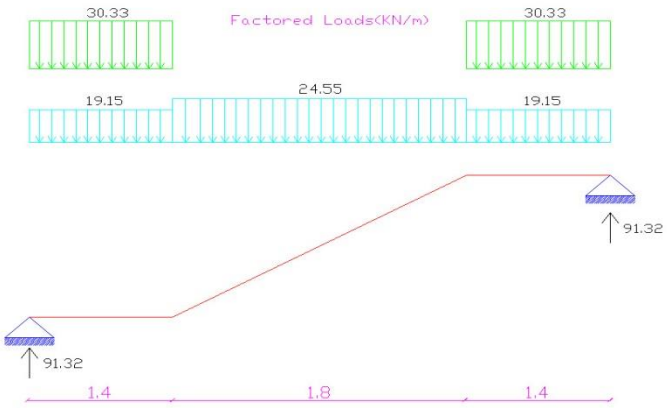


Figure (4.21) : structural system of flight 1

Support reaction:

∑MA=0

$40*1.3*\frac{1.3}{2} + 24.55*2.4*(1.3+\frac{1.89}{2}) - Bu*4.28 = 0$

Bu = 49.12 KN

∑MB=0

$24.55 * 1.89 * (0.4 + \frac{1.89}{2}) + 40 * 1.3 * (2.9 + \frac{1.3}{2}) - Au * 4.28 = 0$

Au = 57.7 KN

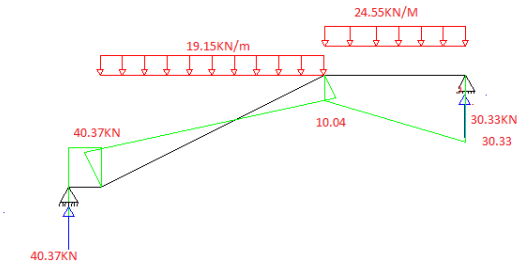


Figure 4.22:shear diagram of flight 2

Design of shear:

Max Vu = 57.7 KN

$$\emptyset V_c = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 1000 * 273 = 167.17 \text{ KN} > Vu = 57.7 \text{ KN}$$

The thickness is adequate enough.

No shear reinforcement is required.

design of moment :

Max M_u at zero shear force at distance X :

X =0.86 m

$M_u = 46.7 * 2.64 - 20.84 * \frac{2.24^2}{2} = 71$ KN.m

$$M_u = 71 \text{ KN.m}$$

$$M_n = \frac{71}{0.9} = 78.9 \text{ KN.m/m}$$

$$K_n = \frac{M_n}{b.d^2} = \frac{78.9 * 10^6}{1000 * 224^2} = 1.57 \text{MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,K_n\,m}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 1.57 * 20.6}{420}}\right) = 0.004$$

$$A_s = \rho bd = 0.004 * 1000 * 224 = 896\ mm^2$$

$$A_{s,min.} = 0.0018bh = 0.0018 * 1000 * 250 = 450\ mm^2$$

$$A_s = 896\ mm^2 > A_{s,min.} = 450\ mm^2$$

$$n = \frac{A_s}{A_{s,\emptyset 14}} = \frac{896}{154} = 5.8\ , \qquad S = \frac{1}{n} = \frac{1}{5.8} = 0.17\ m$$

$Take\ \emptyset 14@15\ cm\ with\ As = 1027\ mm^2$

Step (S) is the Smallest of:

1. $3h = 3 * 250 = 750\ mm.$
2. $450\ mm$
3. $s = 380\left(\frac{280}{f_s}\right) - 2.5C_c = 380\left(\frac{280}{(\frac{2}{3}) * 420}\right) - 2.5 * 20 = 330\ mm - Control$

$$s = 150mm < s_{max.} = 330\ mm - OK$$

Temperature & Shrinkage reinforcement:

$$A_s = A_{s,min.} = 450\ mm^2$$

$$n = \frac{A_s}{A_{s,\emptyset 12}} = \frac{450}{113} = 3.98\ , \qquad S = \frac{1}{n} = \frac{1}{3.98} = 0.251\ m$$

Take $4\emptyset 12/m$ with $A_s = 452\ mm^2$ or $\emptyset 12@25\ cm$

Step (S) is the Smallest of:

1. $5h = 5 * 250 = 1250\ mm.$
2. $450\ mm - control$

$s = 250mm < s_{max.} = 450\ mm - OK$

NOTE :Design of flight 3 is the same as flight 1 .

4.3.9 Design of basement wall

4.3.9.1 Load calculation:

fc	**Fy**	ϒs	qall	φ
24 MPa	420 MPa	18 KN/m^3	200 KN/m^2	30

$K_O = 1 - \sin\varphi = 1 - \sin 30 = 0.5$

$e_o = K_O * h * \gamma = 0.5 * 3.46 * 18 = 31.05$ KN/m

E_O = 0.5 * 31.05 * 3.46 = 53.7165 KN

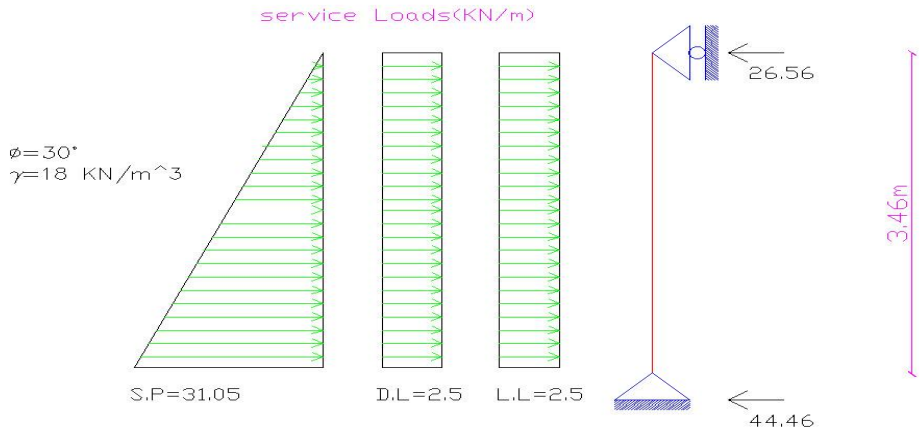


Figure (4.23): Loads on Basement wall (BW1).

4.3.9.2 Support reaction:

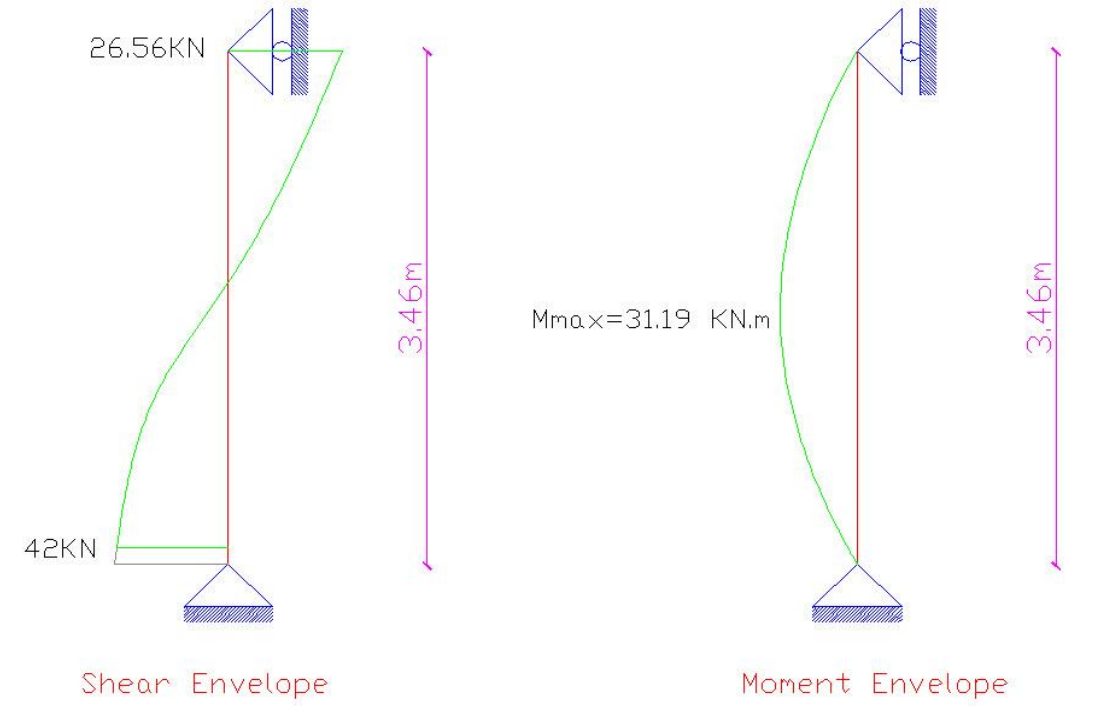


Figure (4.24): Envelope diagram of Basement Wall.

MR B =0

53.7165 * 3.46 /3 – B*3.46 = 0

A= 26.56 KN

MRA=0

53.7165 * 3.46*2 /3 – A*3.46 = 0

B= 44.46 KN

Max V = 44.9KN

Max M at V=0

V=0 at Y= ?

31.05/3.46 = P(Y) /Y

P(Y) = 8.9739

V=0

8.9739*Y*(Y/2)+5Y -8.9739*Y*(Y/2) =0

Equation second degree (general equation)

Y=1.938 m P(Y) = 17.39

Max M = 26.55 * 1.938 – 0.5 * 5*1.938 * 1.938 – 17.39 * 1.938 * 1.938/6 = 31.1883 KN.m

Pu= is relative low

Design as a slab with b=1m

Vu =1.6*44.46=71.136 KN

Mu= 1.6*31.188=49.9 KN.m

4.3.9.3 Design of Shear:

Let h=30cm

d= 300-20-14 =266 mm

Vu max =71.136 KN

$$\Phi \text{ Vc} = 0.75 \times \frac{\sqrt{24}}{6} \times 1000 \times 266 = 162.89 \text{KN} > \text{Vu max} = 71.136 \text{KN}$$

NOTE : Vu is not measured at the critical section.

4.3.9.4 Design of Bending Moment:

***Tension face:**

$M_u = 49.9 \text{ KN.m/m}$

$$k_n = \frac{Mn}{b \cdot d^2}$$

$$k_n = \frac{49.9 * 10^6}{0.9 * 1000 * 266^2} = 0.7836 MPa \ .$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f'_c} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mk_n}{f_y}}\right) = 20.6\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.6*0.7836}{420}}\right) = 0.001903$$

As_{req} = 0.001903*100*26.6 = 5.06cm^2/m

$A_{s\ min}$ = 0.0012 *100*30=3.6 cm^2/m

Use Φ12@20cm, with $A_{s,provided}$ =5.65 cm^2/m

***Vertical reinforcement of compression face :**

$A_{s\ min}$ = As_{req}/3 =9.96/3= 3.32 cm^2/m

Use Φ12 @20 cm, with $A_{s,provided}$ = 5.65cm^2/m

∗ **horizontal reinforcement:**

for two layers … $A_{s\ min}$ = 0.002bh = 0.002 ∗ 300 ∗ 1000 = 600 mm^2/m.

for one layer … $A_{s\ req}$ = 600/2 = 300 mm^2/m.

Use Φ10 @20cm, with $A_{s,provided}$ = 322.5mm^2/m … in both sides.

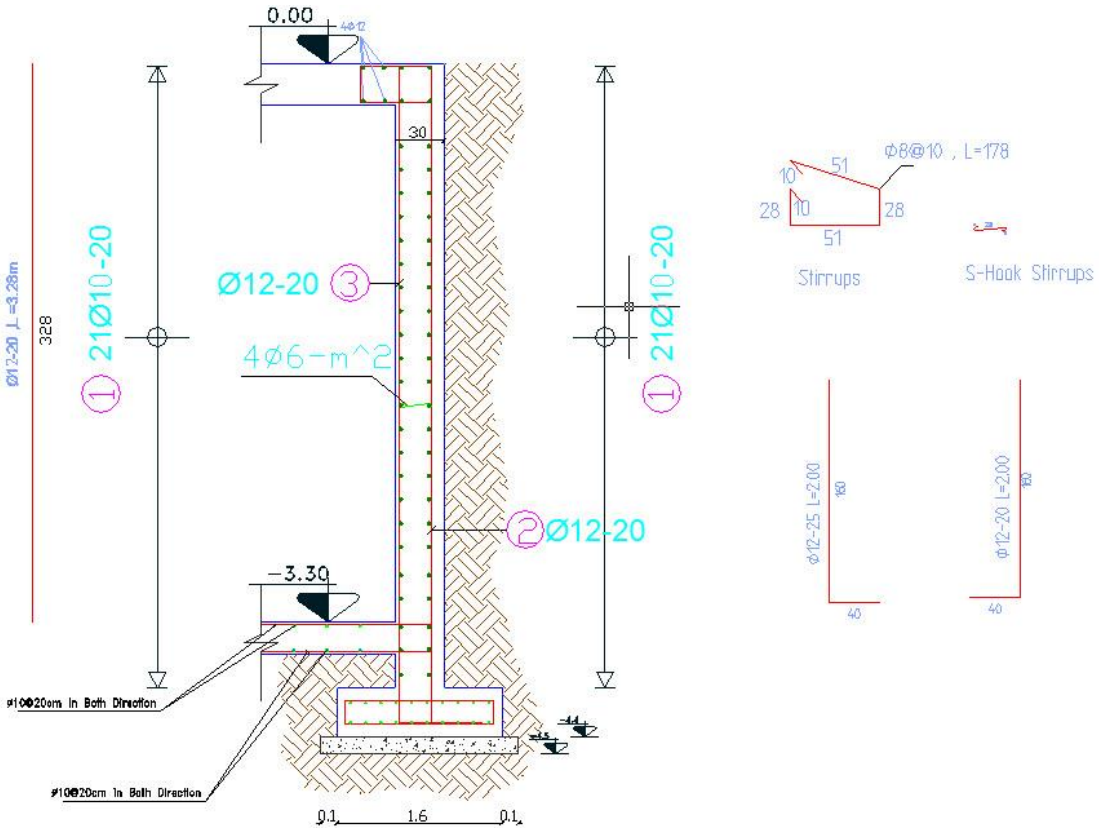


Figure (4.25) reinforcement for basement wall

NOTE: the structural system for this basement wall assumes as pin and roller supports, so must be connected with slab before put a backfill.

4.3.10 Design of shear wall

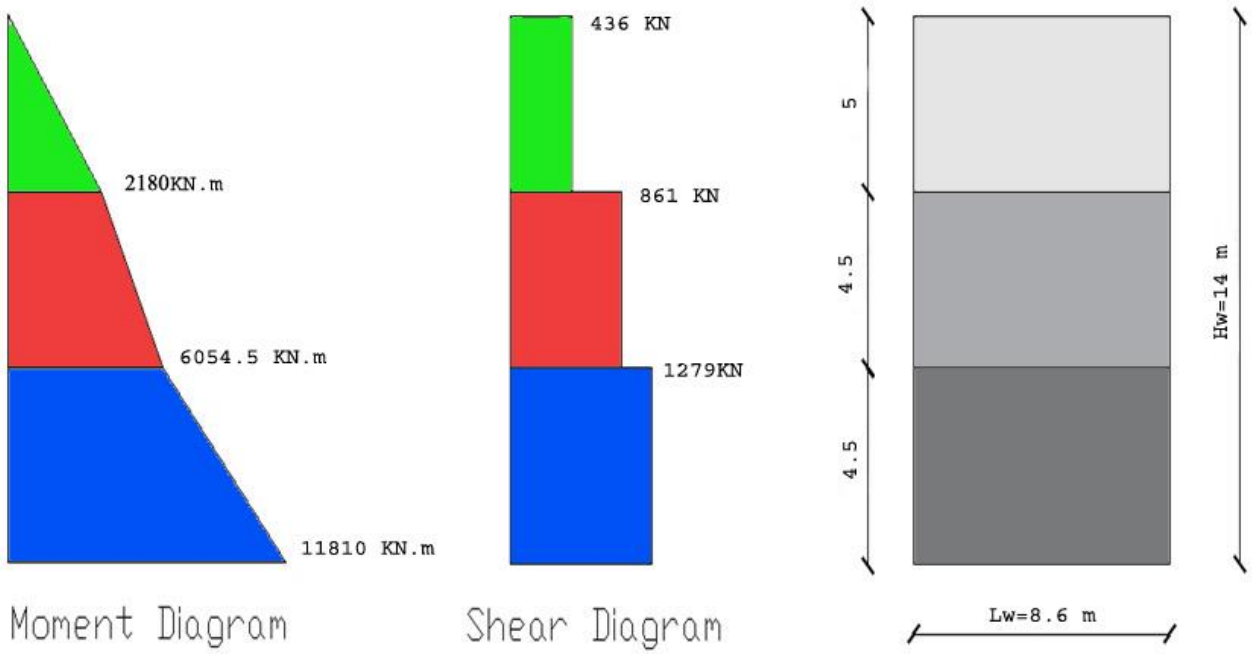


Figure (4-26) : Shear force and moment on the shear wall

h_w = 14 m , L_w = 8.6 m

d ≤ 0.8* L_w = 0.8 *8.6 = 6.88 m … control

d ≤ 0.8*h_w = 0.8 * 14 = 11.2 m

L_w / 2 =8.6 /2 = 4.3 m …… control

h_w / 2 = 14/2 = 7 m

- **Design horizontal reinforcement** :

Vumax = 1279 KN

$$V_{C1} = \frac{\sqrt{fc'}}{6} \times b \times d$$

$$V_{c1} = \frac{\sqrt{24}}{6} \times 200 \times 6880 = 1123.499KN\,(control)$$

$$V_{c2} = \frac{\sqrt{fc'} \times b \times d}{4} + \frac{N_u \times d}{4 \times L_w}$$

$$N_u = 0.0KN$$

$$V_{c2} = \frac{\sqrt{24} \times 200 \times 6880}{4} + 0.0 = 1685.24KN$$

$$V_{c3} = \left[\frac{\sqrt{fc'}}{2} + \frac{l_w\left(\sqrt{fc'} + \frac{2 \times N_u}{l_w \times h} \right)}{\left\langle \frac{M_u(1)}{V_u} - \frac{l_w}{2} \right\rangle} \right] \times \frac{h \times d}{10}$$

- $$V_{c3} = \left[\frac{\sqrt{24}}{2} + \frac{8600\left(\sqrt{24} + 0.0 \right)}{\left\langle \frac{6310.3*1000}{1279} - \frac{8600}{2} \right\rangle} \right] \times \frac{200 \times 6880}{10} = 9484.213KN$$

So thickness of wall is safe

- **Design for horizontal reinforcement :**

V_c = 1123.499 KN is control

$$Vs = \left(\frac{Vu}{\phi} - V_c \right) = \frac{1279}{0.75} - 1123.499 = 581.834\ KN$$

$$\frac{Avh}{sh} = \frac{Vs}{fy*d} \Rightarrow \left(\frac{Avh}{sh} \right) = \frac{581.834*1000}{420*6880} = 0.20135$$

$\left(\frac{Avh}{sh} \right)_{\min}$ =0.002*200 = 0.4

$\left(\frac{Avh}{sh} \right)_{\min} > \left(\frac{Avh}{sh} \right)_{req}$ so $\left(\frac{Avh}{sh} \right)_{\min}$ is control

Select $\Phi 10$ (two layers)

Avh = 1.57 cm^2

$$\frac{1.57*100}{sh} = 0.4 \Rightarrow sh = 39.25cm$$

S = 392.5 mm

Smax $\leq$ $L_w/5$ =8600 /5 = 1720 mm

≤ 450 mm control

$\leq$ 3 * h = 3*200= 600 mm

Take s = 300 mm < s max

- **Design for Vertical reinforcement:-**

$$Avv = \left\{0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{h_w}{l_w}\right) * \left(\frac{A_{vh}}{S_2 * h} - 0.0025\right)\right\} * sv * h$$

Avv = 2 Φ 10 = 157 mm^2

$$Avv \ \frac{Avv}{sv} = \left\{0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{14}{8.6}\right) * \left(\frac{2*79}{300*200} - 0.0025\right)\right\} * 200 = 0.51017$$

Select Φ10 (two layers)

$$\left(\frac{Avv}{sv}\right) = 0.51017 \Rightarrow \left(\frac{157}{sv}\right) = 0.51017 \Rightarrow sv = 30.77cm$$

Avv = 2 Φ 10 = 157 mm^2

S=307.7 mm

Smax $\leq$ $L_w/3$ =8600 /3 = 2866.67 mm

$\leq$ 450mm control

$\leq$ 3 * h = 3*200= 600 mm

Take s = 300 mm < s max

❖ Design of bending moment:

Mu max = 11810 KN.m

Design of vertical reinforcement in boundary element to resist the moment .

$$\text{Asv}= Avv\times\frac{Lw}{s}\longrightarrow=157\times\frac{8600}{300}=4500.667mm^2$$

$$\frac{Z}{Lw}=\frac{1}{2+0.85*\beta*fc*Lw*h/(As*Fy)}$$

$$\frac{Z}{Lw}=\frac{1}{2+0.85\times0.85\times24\times8600\times200/(4500.667\times420)}=0.056$$

$$Muv=0.9\times Fy\times0.5\times As\times Lw\times\left(1-\left(\frac{Z}{Lw}\right)\right)$$

$$Muv=0.9*420*0.5*4500.667\times8600*(1-(0.056/2))=7109.63KN.m$$

Muv =7109.63 KN.m < Mu = 11810 KN.m

MuB = Mu – Muv

=11810 – 7109.63 = 4700.37 KN.m

X: for nutral axis

$$X\geq\frac{Lw}{600*(\Delta h/hw)}$$

$$=\frac{8600}{600*0.0072}$$

=1990.74 mm

C or LB : length of Bouundary element

$$LB\geq\frac{X}{2}=99.5cm$$

$$LB\geq X-0.1*8.6=1.1307m$$

Where x = 1.9907 m

Select LB = 1.2 m

$$AsB = \frac{MuB / 0.9}{fy(lw - LB)}$$

$$= \frac{4700.37 \times 10^6 / 0.9}{420(8600 - 1200)}$$

$$= 1680.38 mm^2$$

$$= 16.8038 cm^2$$

9 Φ 16 with As = 18.09 cm^2 > As req =16.8038 cm^2

4.3.11 Design of isolated footing (F15)

PD = 850 KN PL = 150 KN LL = 5 KN/m^2

B 300 so 24 MPa

Grade 420 MPa

Soil density = 18 KN/m3

Allowable soil Pressure = 500 KN/m2

assume h =0.40 m

service load = 850 + 150 = 1000 KN

Factored load = 1.2PD + 1.6 PL = 1.2 * 850 + 1.6 * 150 = 1260 KN

Footing weight =(25*0.40) =10 KN/m^2

Allowable soil Pressure net = 500 – (25*0.4 + 18*0.3 + 25*0.2 + 5) = 474. 6 KN/m^2

$\sigma \leq \sigma_{\text{allow. net}}$

$\leq 1.4 * \sigma net = 1.4 * 474.6 = 664.44$ KN/m^2

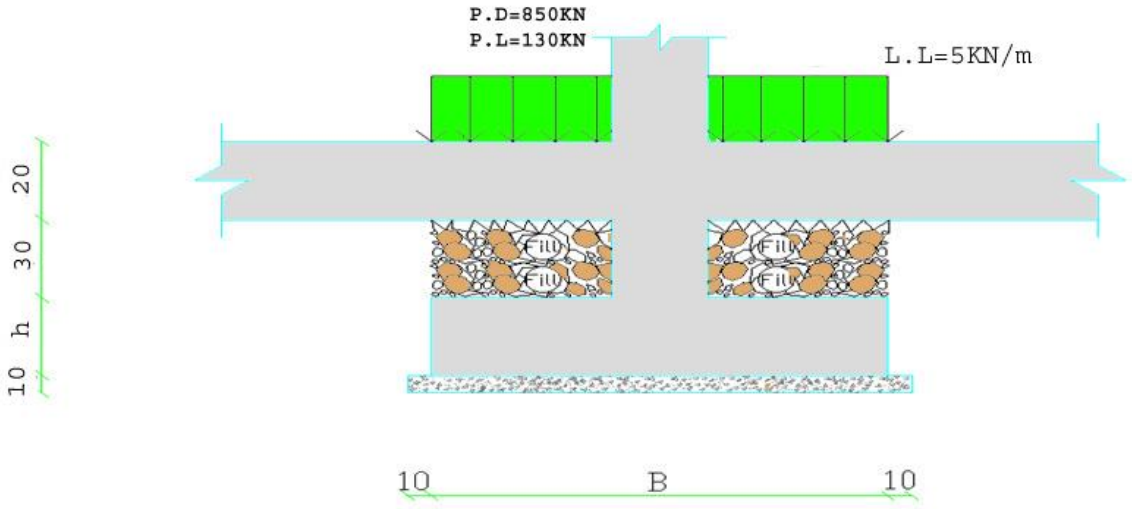


Figure (4.27): Loads on isolated footing .

Area of Footing :

$\frac{1000}{474.6}$ =2.107 m^2

Let $a = 1.35m \Rightarrow b = \frac{2.107}{1.35} = 1.56m$

Select b = 1.65 m

Bearing of soil pressure $= \frac{1260}{1.35*1.65}$ =565.656 m^2

4.3.11.1 Design against sliding :-

Hori. Force = 0.0 (not required to check)

4.3.11.2 Design of reinforcement concrete :-

❖ Check for one way shear :-

Cover = 75 mm , Φ =12 mm , thickness = 400 mm

d= 400 – 75 – 12 = 313 mm

$$Vu = 565.6\left(\frac{1.65-0.6}{2} - 0.313\right) \times 1.35 = 161.88KN$$

$$\Phi V_c = 0.75\frac{\sqrt{fc'}}{6} \times bw \times d = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{24} \times 1350 \times 313 = 258.75KN$$

$\Phi V_c > V_u$ OK

V_u from the other side :

$$Vu = 565.6\left(\frac{1.35 - 0.3}{2} - 0.313\right) \times 1.65 = 197.86KN$$

$$\Phi V_c = 0.75\frac{\sqrt{fc'}}{6} \times bw \times d = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{24} \times 1650 \times 313 = 316.25KN$$

$\Phi V_c > V_u$ (safe)

❖ Check for two way shear action (punching) :-

d= 313 mm

Vu = Pu – Ru

Ru = qu * ctitical area of punching .

= 565.65* (0.3 + 0.313) * (0.6 * 0.313) = 316.516 KN

Vu = 1260 – 316.576 = 943.424 KN

The punching shear strength is the smallest value of the following equations:

$$\phi.V_c = \phi.\frac{1}{6}\left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right)\sqrt{f_c'}\, b_o d$$

$$\phi.V_c = \phi.\frac{1}{12}\left(\frac{\alpha_s}{b_o / d} + 2\right)\sqrt{f_c'}\, b_o d$$

$$\phi.V_c = \phi.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\, b_o d$$

Where: $\beta_C = \frac{Column\ Length\ (a)}{Column\ Width\ (b)} = \frac{60}{30} = 2$

b_o = Perimeter of critical section taken at (d/2) from the loaded area

$b_o = 2(d + a1) + 2(d + a2) = 2(313 + 600) + 2(313 + 300) = 3052mm$

$\alpha_s = 40$ for interior column

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{6}\left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right)\sqrt{f_c'}\, b_o d = \frac{0.75}{6} * \left(1 + \frac{2}{2}\right) * \sqrt{24} * 3052 * 313 = 1169.96KN$$

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{12}\left(\frac{\alpha_s * d}{b_o} + 2\right)\sqrt{f_c'}\, b_o d = \frac{0.75}{12} * \left(\frac{40 * 313}{3052} + 2\right) * \sqrt{24} * 3052 * 313 = 1784.85KN$$

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\, b_o d = \frac{0.75}{3} * \sqrt{24} * 3052 * 313 = 1169.96KN$$

$\phi.V_C = 1169.96KN$ .... *Control*

$Vu = 943.424KN$

$\phi.Vc = 1356.9KN > Vu = 943.424KN$ ..... *satisfied*

❖ Design of Bending Moment:-

1-face of coloumn :

Mu = 105.23 KN.m

$d = 400 - 75 - 12 = 313\,mm$

$$Kn = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{(105.23/0.9) \times 10^6}{1350 \times 313^2} = 0.884Mpa$$

$$m = \frac{Fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mKn}{fy}}\right)$$

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 0.884}{420}}\right) = 0.002153$$

Let $\Phi = 10$ mm $\rightarrow$ $As_{req} = 9095$ mm^2

$As_{\min} = 0.0018 * 1350 * 4000 = 9720mm^2$ control

$$As_{req} = 9095mm^2 < As_{\min} = 9720mm^2$$

Use **Φ**12

$$s = 3h = 3 \times 40 = 120cm$$

$$= 380\left(\frac{280}{fs}\right) - 2 \times 75 = 230cm$$

230 cm is control

S= 450 mm

Select 9Φ12 with As = 1017.87 mm^2

2-in the other direction :

$$Mu = \frac{wl^2}{8} = 128.62KN.m$$

$$Kn = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{(105.23/0.9) \times 10^6}{1350 \times 313^2} = 0.884Mpa$$

$$m = \frac{Fy}{0.85fc'} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2mKn}{fy}})$$

$$\rho = \frac{1}{20.6}(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 0.884}{420}}) = 0.002153$$

$$As_{req} = 11.1174cm^2$$

$$As_{\min} = 11.88cm^2$$

$As_{\min} > As_{req}$ so $As_{\min}$ is control

Select 11Φ 12

❖ Check for strain :-

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

1111.74*420=0.85*24*1350*a

a=16.95 mm.

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{16.95}{0.85} = 19.94mm.$$

$$\varepsilon_s = \frac{313–19.94}{19.94} \times 0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.044 > 0.005$$

∴Ø = 0.9 …. OK.

1- Design of Dowels :-

Load Transfer In Footing :-

No moment just compression force

Dowels must be designed -load transfer

We have fc' **(column)=28Mpa greater than** fc' (footing)=24Mpa

$$\Phi Pn.b = \Phi(0.85 fc' A_1 \times \sqrt{\frac{A_2}{A_1}})$$

$A_1 = 60 * 30 = 0.18\ m^2$

$A_2 = 135* 135 = 1.82\ m^2$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{1.82}{0.18}} = 3.18 > 2 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 2$$

$$\Phi Pn.b = 0.65 \times (0.85 \times 24 \times 180 \times 2) = 4773.6KN$$

$$\Phi Pn = 4773.6 \geq Pu = 1260 \ldots\ldots\ldots .ok$$

No Need For Dowels

As,min = 0.005 * Ac = 0.005 * 600 * 300 = 900 mm2

Use 18ø12, $A_{s,provided}$= 2034 mm^2>$A_{s,required}$= 900 mm^2… Ok

2- Development Length In Footing :-

Tension Development Length In Footing :-

$Ld_{T\,req} = \frac{9}{10} * \frac{F_y}{\lambda\sqrt{f_c}} * \frac{\psi_e\psi_s\psi_t}{\frac{ktr+cb}{db}} * db >$ 300mm

$Ktr = 0\ (No\ stripes)\ cb = 75 + \frac{12}{2} = 81mm\ \ Or\ cb = \frac{136.5}{2} = 68.25\ mm$

$\frac{ktr + cb}{db} = \frac{0 + 68.25}{12} = 5.69 > 2.5$

$\frac{ktr + cb}{db} = 2.5$

$Ld_{T\,req} = \frac{9}{10} * \frac{420}{1*\sqrt{24}} * \frac{1*1*0.8}{2.5} * 12 = 296.3\ mm$ less than 300mm

select $Ld_{T\,req} = 30\ cm$

$Ld_{T\ available} = \frac{165-7.5*2-60}{2} = 450$ mm

$Ld_{T\ available} = 450$ mm $> ld_{req} = 300\ mm$**…….. OK**

In other direction:

$Ld_{T\,req} = \frac{9}{10} * \frac{F_y}{\lambda\sqrt{f_c}} * \frac{\psi_e\psi_s\psi_t}{\frac{ktr+cb}{db}} * db >$ 300mm

$Ktr = 0\ (No\ stripes)\ cb = 75 + \frac{12}{2} = 81mm\ \ Or\ cb = \frac{136.8}{2} = 68.84\ mm$

$\frac{ktr + cb}{db} = \frac{0 + 68.25}{12} = 5.69 > 2.5$

$\frac{ktr + cb}{db} = 2.5$

$Ld_{T\,req} = \frac{9}{10} * \frac{420}{1*\sqrt{24}} * \frac{1*1*0.8}{2.5} * 12 = 296.3\ mm$ less than 300mm

select $Ld_{T\,req} = 30\ cm$

$Ld_{T\ available} = \frac{165-7.5*2-60}{2} = 450$ mm

$Ld_{T\ available} = 450$ mm $> ld_{req} = 300\ mm$**…….. OK**

Compression Development Length In Footing :-

$Ld_{Creq}= \frac{0.24*Fy*dB}{\sqrt{24}}$> 0.043*Fy*dB >200mm

$Ld_{Creq}= \frac{0.24*420*12}{\sqrt{24}}$ = 246.9 > 0.043*420*12 = 216.72 >200mm

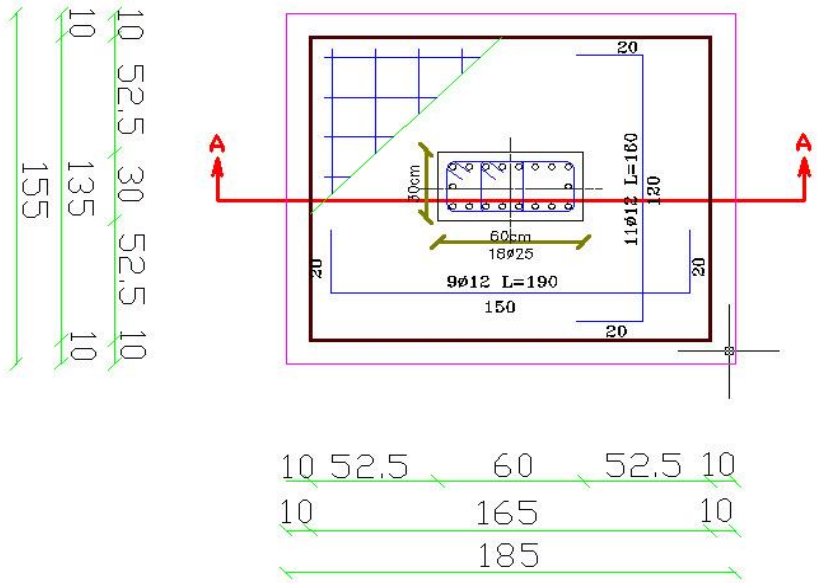
Ld_{Creq}= 246.9 mm

$Ldc_{available}$ = 450 – 75 – 12 – 12 = 301 mm >Ld_{Creq}= 246.9 mm **…….. Ok**

Lap Splice of Dowels In Column :-

Lsc = 0.071×fy×db = 0.071×420 ×12 = 357.84 mm > 300 mm

Select Lsc = 500 mm



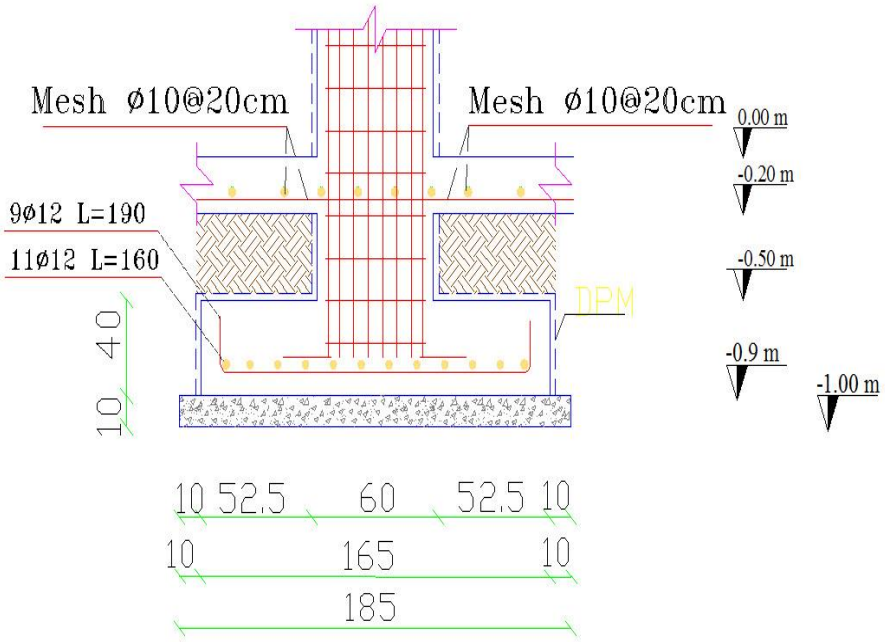


Figure (4.28): Reinforcement Detailing of The isolated Footing

4.3.12 Design of combined footing

PD = 360 KN PL = 140 KN

B 300 so 24 MPa

Grade 420 MPa

Soil density = 18 KN/m3

Allowable soil Pressure = 500 KN/m2

assume h =0.40 m

service load = 360 + 140 = 500 KN

Factored load = 1.2PD + 1.6 PL = 1.2 * 360 + 1.6 * 140 = 656 KN

Allowable soil Pressure net = 500 – (25*0.4 + 18*0.3 + 25*0.2 + 5) = 474. 6 KN/m^2

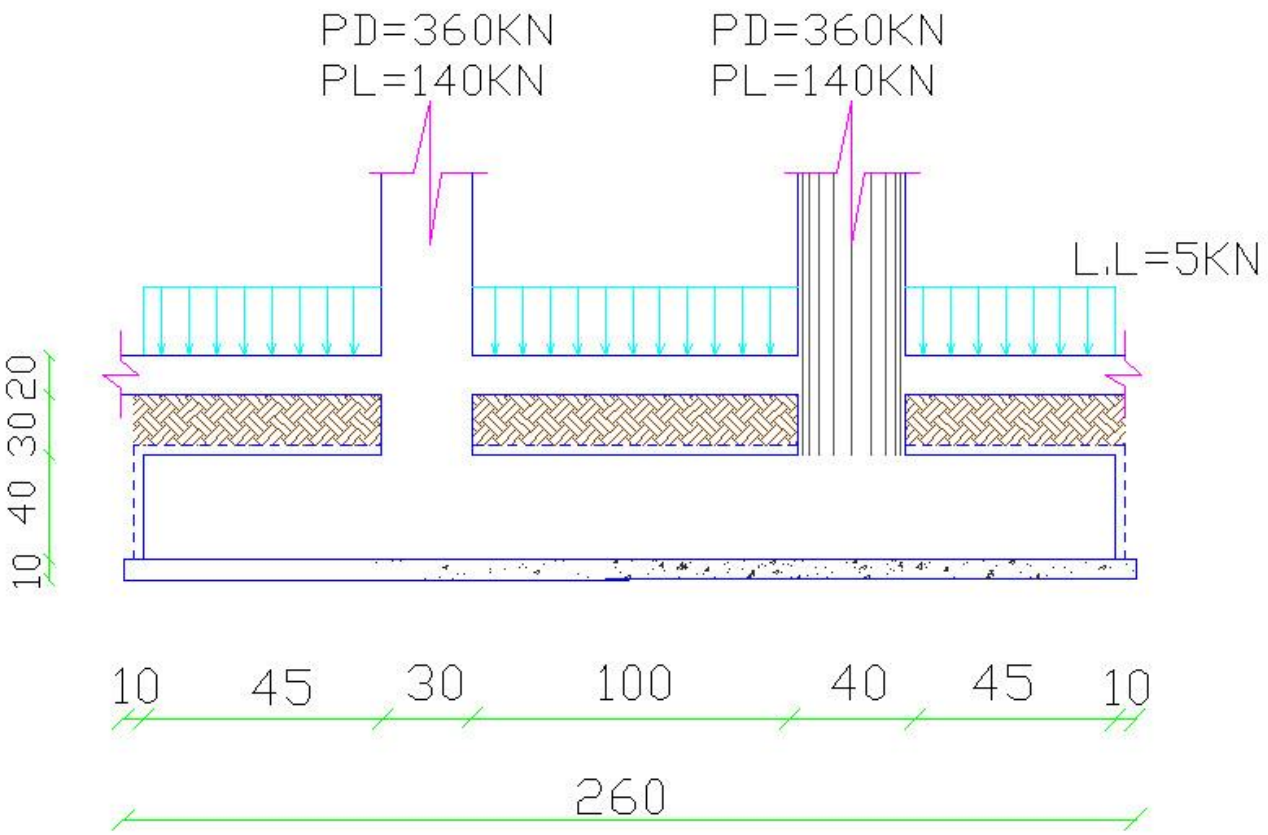


Figure (4.29): Loads on combined footing .

Design of soil :

MR=0.00

$$P_R = P_1 + P_2 = 1000 KN/m^2$$

Uniform Pressure

$$Area = \frac{1000}{474.6} = 2.107 m^2$$

$$\frac{P}{A} = \frac{1000}{2.6 \times 1.1} = 349.65 KN/m^2$$

349.65 KN/m2 < q net allow = 474.6 KN/ m2

Bearing of soil pressure :

$$\frac{P}{A}=\frac{656\times 2}{2.6\times 1.1}=349.65KN/m^2=2\times 229.37KN/m$$

❖ **Design of Bending Moment:-**

1- Face of column :

$$Mu=462.92*1.8*0.65^2/2=176.03kN.m$$

Mu = 176.03 KN.m

$$d=450-75-12=363\,mm$$

$$Kn=\frac{Mn}{b*d^2}=\frac{(176.03/0.9)\times 10^6}{1800\times 363^2}=0.83Mpa$$

$$m=\frac{Fy}{0.85\,fc'}=\frac{420}{0.85\times 24}=20.6$$

$$\rho=\frac{1}{m}(1-\sqrt{1-\frac{2mKn}{fy}})$$

$$\rho=\frac{1}{20.6}(1-\sqrt{1-\frac{2\times 20.6\times 0.83}{420}})=2.02\times 10^{-3}$$

$$As_{req}=2.02\times 10^{-3}\times 1800\times 363=1319.87mm^2$$

$$As_{\min}=0.0018*1800*450=1458mm^2$$

$$As_{req}=1319.87mm^2<As_{\min}=1458mm^2$$

$$\#of\,bar=\frac{1458}{113.04}=13bars$$

Design of reinforcement concrete :-

❖ **Check for one way shear :-**

Cover = 75 mm , Φ =12 mm , thickness = 400 mm

d= 400 – 75 – 12 = 313 mm

Vu at distance d (critical section)

Vu max at critical section = Vu – (BPre * b * d)

=353.2 – (458.74 * 1.1* 313)

=195.25 KN

$$\Phi V_c = 0.75\frac{\sqrt{fc'}}{6}\times bw\times d = 0.75\times\frac{1}{6}\times\sqrt{24}\times 1100\times 313 = 210.83KN$$

$\Phi V_c > V_u$ at ctitical OK

❖ Check for two way shear action (punching) :-

d= 313 mm

Vu = Pu – Ru

Vu = 656 – 458.74 * (0.813* 0.613) = 427.37 KN

For circular : $Vu = 656 - 458.74 * \frac{\Pi(0.4+0.313)^2}{4} = 472.83KN/m^2$

The punching shear strength is the smallest value of the following equations:

$$\phi.V_c = \phi.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{\beta_c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d$$

$$\phi.V_c = \phi.\frac{1}{12}\left(\frac{\alpha_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d$$

$$\phi.V_c = \phi.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d$$

Where: $\beta_C = \frac{Column\ Length\ (a)}{Column\ Width\ (b)} = \frac{50}{30} = 1.667$

b_o = Perimeter of critical section taken at (d/2) from the loaded area

$b_o = 2(d+a1)+2(d+a2) = 2(313+500)+2(313+300) = 2852mm$

α_s = 40 for interior column

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{\beta_c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{6}*\left(1+\frac{2}{1.667}\right)*\sqrt{24}*2852*313 = 1202.65KN$$

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{12}\left(\frac{\alpha_s * d}{b_o}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{12}*\left(\frac{40*313}{2852}+2\right)*\sqrt{24}*2852*313 = 1746.52KN$$

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{3}*\sqrt{24}*2852*313 = 1093.3KN$$

$\phi.V_C = 1093.3KN$ .... *Control*

$Vu = 472.83KN$

$\phi.Vc = 1093.3KN > Vu = 472.83KN$..... *satisfied*

❖ Design of Bending Moment:-

$\sum V = 0.0 \downarrow +$

=656 – 504.61* y = 0.0 → y = 1.3 at middle

Assume with clock direction positive and negative movement :

M –ve = -656*0.7 + 504.61* 1.3*1.3 /2 = 32.2 KN.m

M +ve = 504.61* 0.45 =227.07 KN.m

Design as a rectangular section :

* for negative moment :

$d = 400 - 75 - 12 = 313\,mm$

$$Kn = \frac{Mn}{b*d^2} = \frac{(32.2/0.9)\times 10^6}{1100\times 313^2} = 0.338Mpa$$

$$m = \frac{Fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85\times 24} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m}(1-\sqrt{1-\frac{2mKn}{fy}})$$

$$\rho = \frac{1}{20.6}(1-\sqrt{1-\frac{2\times 20.6\times 0.338}{420}}) = 0.000812$$

$$As_{req} = 0.000812 \times 1100 \times 313 = 279.57 mm^2$$

$$As_{\min} = 0.0018 * 1100 * 400 = 792 mm^2$$

$$As_{req} = 279.57 mm^2 < As_{\min} = 792 mm^2$$

$As_{\min}$ = 720 mm^2 is controlled

$$\#of\ bar = \frac{792}{113.04} = 7.006 bars$$

Select 8 ϕ12 / 1m

❖ Check for strain :-

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

1244.07*420=0.85*24*1100*a

a=23.28 mm.

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{23.28}{0.85} = 27.39 mm.$$

$$\varepsilon_s = \frac{313 - 27.39}{27.39} \times 0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.047 > 0.005$$

∴Ø = 0.9 …. OK.

*for positive moment :

$$d = 400 - 75 - 12 = 313\, mm$$

$$Kn = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{(227.07/0.9) \times 10^6}{1100 \times 313^2} = 2.341 Mpa$$

$$m = \frac{Fy}{0.85 fc'} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m}(1-\sqrt{1-\frac{2mKn}{fy}})$$

$$\rho = \frac{1}{20.6}(1-\sqrt{1-\frac{2\times 20.6\times 2.341}{420}}) = 0.005937$$

$$As_{req} = 0.005937\times 1100\times 313 = 2044.1mm^2$$

$$As_{\min} = 0.0018*1100*400 = 792mm^2$$

$As_{\min}$ = 792 mm^2 is controlled

$$\#of\,bar = \frac{2044.1}{254.47} = 8.03bars$$

Select 9 ϕ18 / 1m

❖ Check for strain :-

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

2044.1*420=0.85*24*1100*a

a=38.25 mm.

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{38.25}{0.85} = 45.01mm.$$

$$\varepsilon_S = \frac{313-45.01}{45.01}\times 0.003$$

$$\varepsilon_S = 0.017 > 0.005$$

∴Ø = 0.9 …. OK.

Lateral Reinforcement :

$\phi.Vc > Vu$

Mu = 95.4179 KN.m

$d = 400 - 75 - 12 = 313\,mm$

$$Kn = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{(95.4179/0.9)\times 10^6}{2600\times 313^2} = 0.4162Mpa$$

$$m = \frac{Fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85\times 24} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2mKn}{fy}})$$

$$\rho = \frac{1}{20.6}(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times 20.6\times 0.4162}{420}}) = 0.001001$$

$$As_{req} = 0.001001\times 2600\times 313 = 814.614mm^2$$

$$As_{\min} = 0.0018 * 2600 * 400 = 1872mm^2$$

$As_{req} = 814.87mm^2$ is controlled

$$\#of\,bar = \frac{814.87}{314.16} = 2.59bars$$

Select 10 ϕ 20 / 1m

❖ Check for strain :-

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

814.87*420=0.85*24*1100*a

a=15.25 mm.

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{15.25}{0.85} = 17.943mm.$$

$$\varepsilon_S = \frac{313 - 17.943}{17.943}\times 0.003$$

$$\varepsilon_S = 0.049 > 0.005$$

∴Ø = 0.9 …. OK.

4.3.13 Design of the steel dome

Snow load neglected because the slope greater than 60% so

$S_s = S_0 \times C_s$

Where :

S_0 = Basic value of snow load

C_s = Reduction factor based on slope

C_s = 0.00 so S_s = 0.00 for slope > 60%

Design wind pressure :

For roof R =10 m

$P = q \times C_e \times Cq \times I$

q=16.4 * 0.0474 = 0.68556 KN / m2

C_e at: $\frac{4.14 + (14.23 + 4.14)}{2} = 11.255m$

$\frac{C_e - 0.76}{0.84 - 0.76} = \frac{11.255 - 9.14}{12.19 - 9.14} \Rightarrow C_e = 0.815$

$C_q pressure(inward) \Rightarrow \frac{Rise}{12} = \frac{14.23*12}{10*12} = \frac{17.076}{12} > \frac{12}{12}$

C_q = 0.7 (inward)

C_q =0.7 (outward)

Pressure P1 = -0.44816

Suction P2 = 0.44816

By using SAP 2000 soft ware

The resulting section of the analysis and design of the SAP 2000 is :

For frame HSS 6*6*(5/8) (tube)

For struts HSS (5/4)* (5/4)* (1/8) (tube)

And we use weld connection type fillet weld

a = 6/16 inch between strut and frame

the substrate is curve beam

The dome was connected by composite connection and using bolts

slab with dimensions 8*8*(7/8) and fillet weld (a=9/16)

as shown :

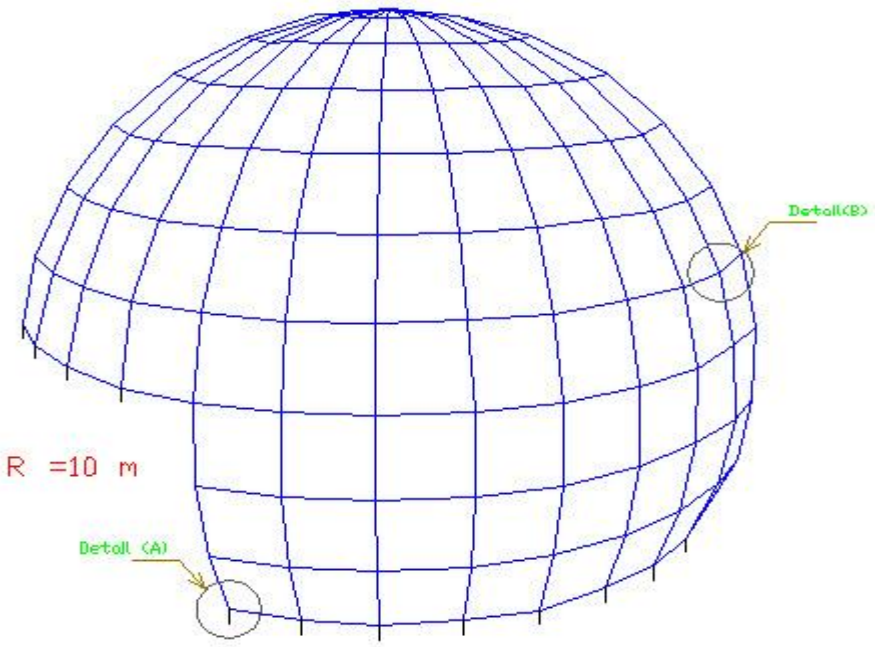


Figure (4.30): Dome Elevation

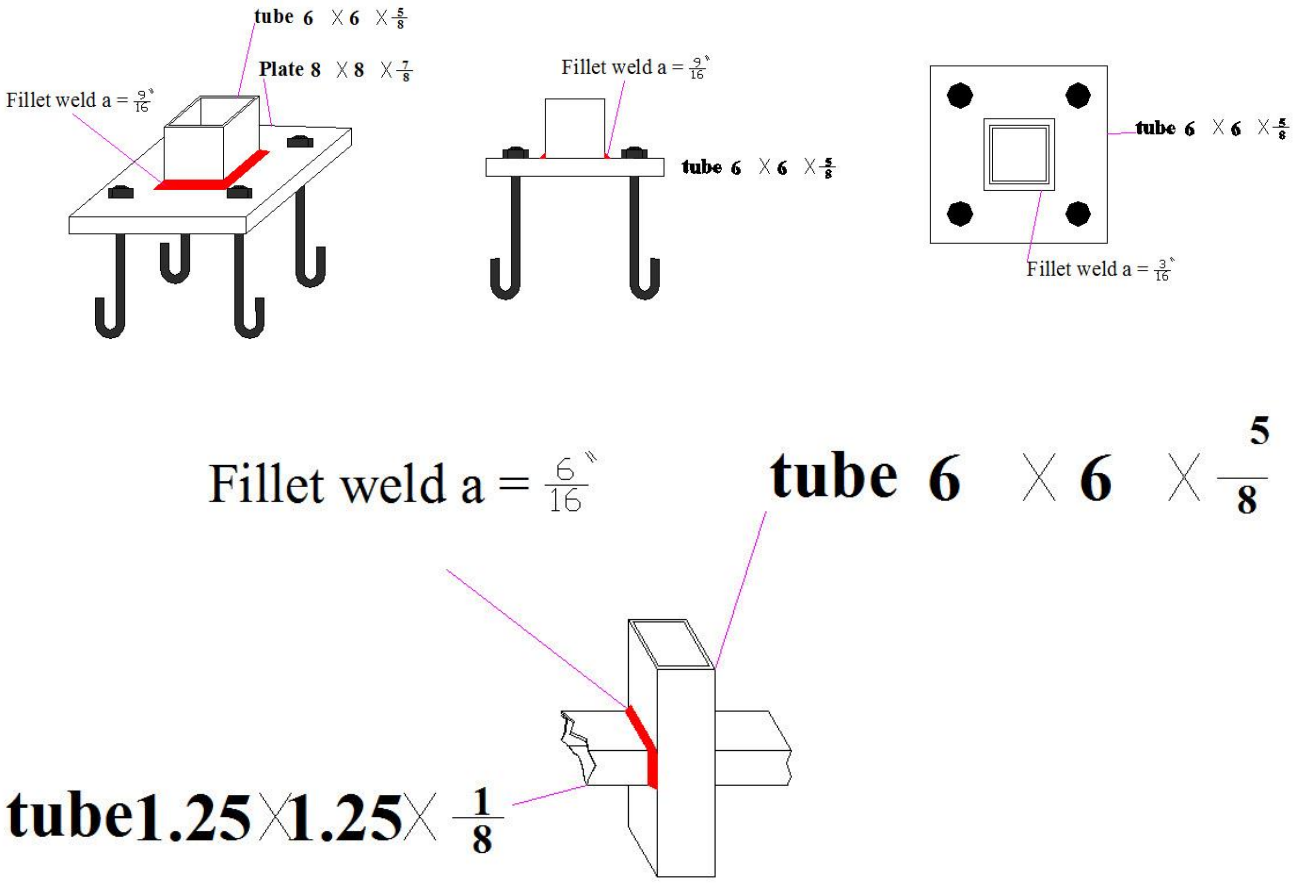


Figure (4.31): The resulting section of the analysis and design

الفصل الخامس

النتائج والتوصيات

5

5.1 مقدمة.

5.2 النتائج .

5.3 التوصيات .

5.1 المقدمة :

في هذا المشروع تم الحصول على مخططات معمارية تفتقد الى الكثير من الامور ,بعد دراسة جميع المتطلبات تم اعداد المخططات المعمارية والمخططات الإنشائية الشاملة .

ويقدم هذا التقرير شرحا لجميع خطوات التصميم المعمارية والانشائية للمبنى.

5.2 النتائج:

1.يجب على كل طالب أو مصمم إنشائي أن يكون قادراً على التصميم بشكل يدوي حتى يستطيع امتلاك الخبرة والمعرفة في استخدام البرامج التصميمية المحوسبة .

2 .من العوامل التي يجب أخذها بعين الاعتبار، العوامل الطبيعية المحيطة بالمبنى وطبيعة الموقع وتأثير القوى الطبيعية على الموقع.

3.من أهم خطوات التصميم الإنشائي، كيفية الربط بين العناصر الإنشائية المختلفة من خلال النظرة الشمولية للمبنى، ومن ثم تجزئة هذه العناصر لتصميمها بشكل منفرد ومعرفة كيفية التصميم، مع أخذ الظروف المحيطة بالمبنى بعين الاعتبار .

4.لقد تم استخدام نظام عقدات (One-Way Ribbed Slab)في اغلب العقدات نظراً لطبيعة وشكل المنشأ . كما تم استخدام نظام العقدات المصمتة (Solid Slab) .

5. برامج الحاسوب المستخدمة :

هناك عدة برامج حاسوب سيتم استخدمها في هذا المشروع وهي:

a) AUTOCAD 2010/2007 و ذلك لعمل الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية.
b) ATIR للتصميم والتحليل الإنشائي للعناصر الإنشائية.
c) (Office XP) تم استخدامه في أجزاء مختلفة من المشروع مثل الكتابة النصوص والتنسيق وإخراج المشروع.
d) ETABS لتصميم وتسليح الجدران الحاملة Shear Wall
e) Safe لتصميم العقدات المصمتة والأعصاب والأساسات المنفصلة .
f) برنامج ال Sap لتصميم القبة و Truss .

6. الأحمال الحية المستخدمة في هذا المشروع كانت من كود الأحمال الأردني.

7. من الصفات التي يجب أن يتصف بها المصمم، صفة الحس الهندسي التي يقوم من خلالها بتجاوز أية مشكلة ممكن أن تعترضه في المشروع وبشكل مقنع ومدروس.

5.3 التوصيات:

لقد كان لهذا المشروع دور كبير في توسيع وتعميق فهمنا لطبيعة المشاريع الإنشائية بكل ما فيها من تفاصيل وتحاليل وتصاميم .حيث نود هنا ـ من خلال هذه التجربة ـ أن نقدم مجموعة من التوصيات، نأمل بأن تعود بالفائدة والنصح لمن يخطط لاختيار مشاريع ذات طابع إنشائي.

ففي البداية، يجب أن يتم تنسيق وتجهيز كافة المخططات المعمارية، بحيث يتم إختيار مواد البناء مع تحديد النظام الإنشائي للمبنى . ولابد في هذه المرحلة من توفر معلومات شاملة عن الموقع وتربته وقوة تحمل تربة الموقع، من خلال تقرير جيوتقني خاص بتلك المنطقة، بعد ذلك يتم تحديد مواقع الجدران الحاملة والأعمدة بالتوافق والتنسيق التام مع الفريق الهندسي المعماري .ويحاول المهندس الإنشائي في هذه المرحلة الحصول على أكبر قدر ممكن من الجدران الخرسانية المسلحة، بحيث تكون موزعة بشكل منتظم أو شبه منتظم في كافة أنحاء المبنى؛ ليتم استخدامها فيما بعد في مقاومة أحمال الزلازل وغيرها من القوى الأفقية.