الفصـــــــــــل الأول

المقدمـــــة

1

1-1 المقدمة.

2-1 أهداف المشروع.

3-1 مشكلة المشروع.

4-1 حدود مشكلة المشروع.

5-1 المسلمات.

6-1 فصول المشروع.

7-1 إجراءات المشروع.

1-1 المقدمة

دأب الإنسان منذ بداياته إلى البحث عن المسكن فالتجأ إلى الكهوف والتجاويف الصخرية المحيطة به، ومع محاولاته لتطوير أساليب الحياة لديه، والتكيف مع بيئته اجتهد لتطوير مسكنه، فاستخدم المواد المحيطة به لإنشاء هذا المأوى من أخشاب وجلود الحيوانات والحجارة والطين، وصولا إلى استخدامه الحديد والاسمنت المستخدم حاليا في البناء.

واستجابة لمتطلبات التقدم والتكنولوجيا بدأ بالاتجاه إلى الأبنية المتخصصة في مجالات حياته العامة والخاصة، فجعل لكل احتياج مبناه الخاص مثل الجامعات والمدارس والمستشفيات والشقق السكنية والمراكز الصحية والفنادق، الخ...

ومع تطور الإنسان وتطور حياته ومع الانفتاح الصناعي المستمر كان لا بد من مواكبة الأحداث لتلبية احتياجات الناس بمختلف فئاتهم وأشغالهم، من هنا يأتي دور المهندس الذي يضع أفكاره وحلوله من اجل المضي قدما في ركب الثورة البشرية.

محور الدراسة في هذا المشروع هو القيام باجراه التصميم الإنشائي لمبنى متعدد الطوابق وهو تصميم إنشائي لمركز دورا النسوي (مركز ثقافي اجتماعي ترفيهي) المقام في مدينة دورا.

2-1 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.

3-1 مشكلة المشروع

يدور البحث حول تصميم العناصر الإنشائية لمبنى مركز دورا النسوي، حيث يتضمن التصميم الإنشائي مختلف العناصر من البلاطات والجسور والأعمدة و الأساسات بما يتلاءم مع التوزيع الإنشائي لهذه العناصر و لا يتعارض مع التصميم المعماري.

4-1 حدود مشكلة المشروع

يقتصر العمل في هذا المشروع على الناحية الإنشائية فقط، حيث سيتم العمل خلال الفصلين الأول و والثاني من السنة الدراسية 2017\2018 من خلال مقدمة مشروع التخرج في الفصل الاول و مشروع التخرج في الفصل الثاني.

5-1 المسلمات

1-اعتماد الكود الأمريكي في التصاميم الإنشائية المختلفة (ACI-318-08).

2-استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (Atir, Safe, Etabs , Sap 2000,Staad Pro, sp Column).

3-برامج أخرى مثل (Autocad 2014 Microsoft office Word & Power Point).

6-1 فصول المشروع

يحتوي هذا المشروع على أربعة فصول وهي:

1-الفصل الأول: يشمل المقدمة العامة ومشكلة البحث وأهدافه.

2- الفصل الثاني: يشمل الوصف المعماري للمشروع.

3- الفصل الثالث: يشمل وصف العناصر الإنشائية للمبنى.

4-الفصل الرابع: التحليل والتصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية.

7-1 إجراءات المشروع

1- دراسة المخططات المعمارية وذلك لفهمها من النواحي المعمارية وتوافقها مع أهداف المشروع و اختيار النظام الإنشائي الملائم.

2- دراسة العناصر الإنشائية المكونة للمبنى وكيفية توزيع هذه العناصر كالأعمدة والجسور وبلاطات الأسقف بشكل لا يتعارض مع التصميم المعماري الموضوع ويحقق الجانب الاقتصادي و عامل الأمان.

3- تحديد الأحمال المؤثرة على المبنى وتحليل العناصر الإنشائية تحت تأثير هذه الأحمال.

4- تصميم العناصر الإنشائية بناء على نتائج التحليل.

5- إنجاز المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي سيتم تصميمها ليخرج المشروع بشكله النهائي المتكامل والقابل للتنفيذ.

8-1 الجدول الزمني للمشروع

الجدول التالي يوضح تسلسل أعمال المشروع والزمن اللازم لكل نشاط.

جدول (1-1) الجدول الزمني للمشروع خلال الفصل الثاني للسنة الدراسية (2016-2017)

الأسابيع / النشاط	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
اختيار المشروع																
دراسة المخططات المعمارية																
دراسة المبنى انشائيا																
توزيع الاعمدة وأنواع العقدات																
التحليل الانشائي للمشروع																
التصميم الانشائي (عقدات، جسور)																
اعداد المخططات																
كتابة المشروع																
عرض المشروع																

الفصـــــــــــل الثاني

الوصف المعماري

2

1-2 مقدمه.

2-2 لمحه عن المشروع.

3-2 موقع المشروع.

4-2 وصف المساقط الافقية للمبنى.

5-2 وصف الواجهات.

6-2 وصف الحركة.

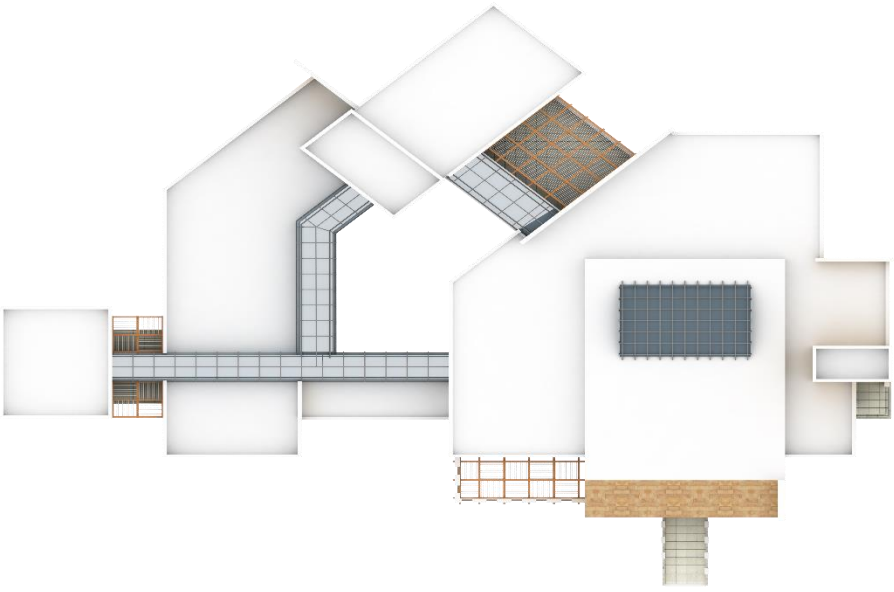
1-2 مقدمه:

ان الوصف المعماري لأي مبنى حاجه ماسه وهامة لنجاحه اذ يساعد في فهم وتحليل كافة الوظائف والفعاليات والحركات داخل المبنى حسب اختلاف نوعه والحاجة التي أنشأ لأجلها. ومن اهم ميزات تصميم المراكز توفير الراحة والخدمات للزوار مثل الصالات الرياضة والمعارض والكافتيريات وغيرها.

لأداء أي عمل لا بد ان يتم بمراحل عده حتى يتم إنجازه على أكمل وجه، وكذلك لإقامة أي مبنى لا بد من تصميمه على ناحيتين (الناحية المعمارية والناحية الانشائية)، ويبدأ ذلك بالتصميم المعماري الذي يحدد شكل المبنى، ويأخذ بعين الاعتبار تحقيق الوظائف والمتطلبات المختلفة اذ يجري التوزيع الاولي لمرافقه لتحقيق الفراغات والابعاد المطلوبة ويتم في هذه العملية دراسة الانارة والتهوية والعزل وغيرها من المتطلبات الوظيفية.

2-2 لمحه عن المشروع:

تتلخص فكرة المشروع في إنشاء لمبنى مركز دورا النسوي (مركز ثقافي اجتماعي ترفيهي) يساهم في تنمية الترابط الاجتماعي وزيادة من مستوى رفاهية في المنطقة من حوله، بحيث يلبي جميع الخدمات التي توفرها المراكز النسوية الحديثة من خدمات اجتماعية و ترفيهية وأخرى غيرها. فهو يحتوي على معارض وصالات رياضة ومطاعم وغيرها . يتكون المركز من طابقين بمساحة اجمالية تقدر بـ (5000 م^2) وقطعة أرض مخصصة للبناء بمساحة تقدر بـ(11200 م^2). الشكل (١-٢) يبين منظور الافقي للمبنى.



الشكل (١-٢) المنظور الافقي للمبنى

3-2 موقع المشروع:

تقع قطعة الأرض المقترحة في الجهة الشرقة الشمالية من بلدة دورا بالقرب من جامعة القدس المفتوحة (الفرع الجديد) ، حيث ان متوسط الارتفاع للمدينة عن مستوى سطح البحر هو ٨٨٠ مترا مع تفاوت الارتفاعات في المدينة نظرا لاتساع مساحة أراضيها، الشكل (2-2) يبين موقع قطعة الأرض والشوارع القريبة منها.

وقد تم مراعاة التالي في اختيار موقع المبنى:

1.سهولة الوصول إليه من الشارع الرئيسي

2. توفر الخدمات العامة من كهرباء وماء وشبكة صرف صحي

3.أخذ الانحدار الطبيعي للأرض بعين الاعتبار في التصميم

وقد تم تصميم المبنى بما يتلاءم مع قطعة الارض المخصصة له، والشكل (2-2) يبين مخطط الموقع العام للمشروع .

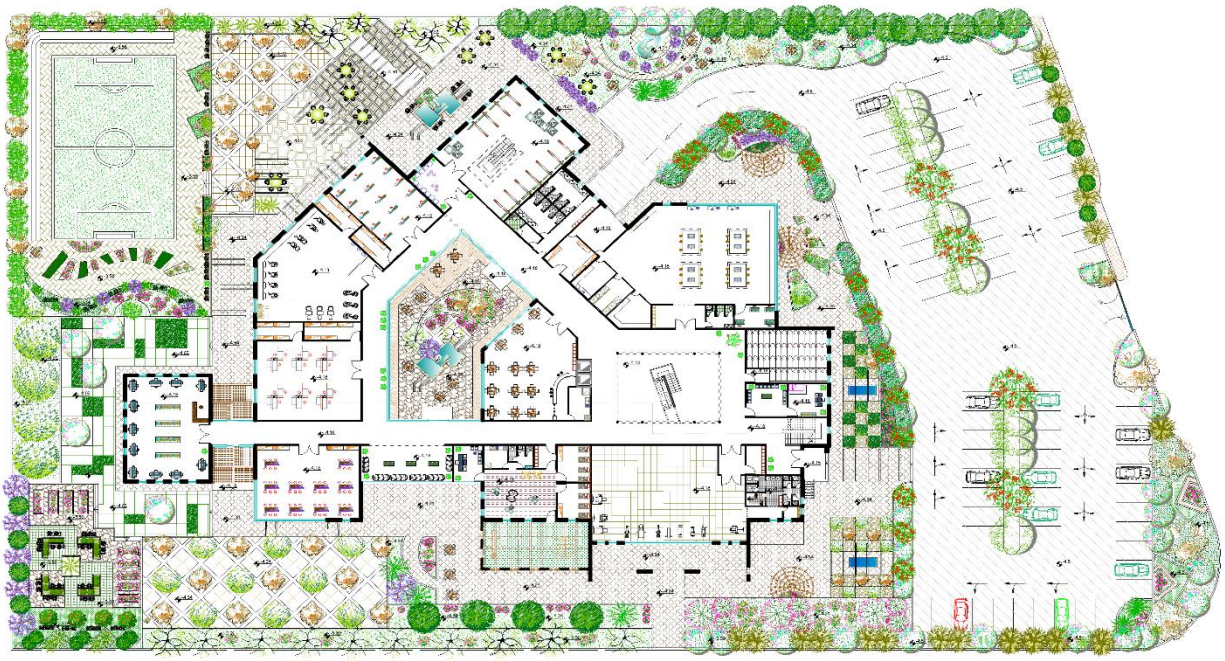
الشكل(2-2) مخطط الموقع العام للمشروع

4-2 وصف المساقط الافقية:

المبنى في تركيبته الهندسية يعتمد اعتمادا كليا على شكل المستطيلات المتداخلة نظرا لطبيعة قطعة الأرض و تبلغ المساحة الكلية لهذا المبنى 5000 م^2 .

4-2-1 الطابق الأرضي :

تبلغ مساحة هذا الطابق 3000 م^2 ذات منسوب (4.18- م) من سطح الأرض و هو عباره عن طابق يحتوي على مركز رياضي ومسجد ومطبخ ومخزن ومختبر تصوير ومكتبة ومعرض وكافتيريا وغيرها من الخدمات الأخرى و خدمات أخرى ، ويمتاز بسهولة حركة الأشخاص العاملين فيه و الزوار وكذلك سهولة الانتقال من طابق الارضي الى طابق اخر ، وأيضا يشمل من حوله في الخارج مكونة من حديقة ومساحات خضراء وأماكن خاصة للمركبات وكذلك يشمل على ملعب لكرة القدم ، الشكل (3-2) يبين مسقط طابق الأرضي .



الشكل (3-2) مسقط طابق الأرضي

4-2-2 الطابق الاول :

تبلغ مساحة هذا الطابق 2000 م٢ على منسوب (0.16 +)من سطح الأرض ،ويمتاز بسهولة الحركة بين فراغاته المختلفة ، فضلا عن الملائمة بين وظائف الفراغات الموجودة في هذا الطابق و الموزعة بشكل يضمن سهولة الحركة بين هذه الفراغات التي تشمل قاعة الاستقبال ومكاتب ادارية وغرفة تدريس وقاعة اجتماعات وقاعة موسيقى وغيرها من العديد من الخدمات الأخرى، الشكل (4-2) يبين مسقط الطابق الأول.

الشكل (4-2) مسقط الطابق الاول

5-2 وصف الواجهات:

لا شك في ان الواجهات المنبثقة من أي تصميم تعطي الانطباع الأول عن المبنى ومدى علاقته مع البيئة المحيطة بل انها تظهر اختلاف الوظيفة التي تؤديها الفراغات و التي تعكسها الواجهة؛ و هذا يأتي من خلال نظام الفتحات التي تظهرها الواجهة و التي لا بد ان تتناسب مع وظيفة هذا الفراغ ، او من خلال المناسيب و تفاوتها.

5-2-1 الواجهة الشمالية:

تعد هذه الواجهة هي الواجهة الرئيسية للمبنى و فيها يظهر المدخل الرئيسي للمبنى ن الطابق الأول ، يلاحظ الناظر الى هذه الواجهة اختلاف المناسيب تبعا للوظيفة التي تؤديها ، و يظهر تداخل الكتل الافقية و الراسية الامر الذي يعطي المبنى المنظر الجمالي الرائع فضلا عن تعدد أنظمة الفتحات المستخدمة و استخدام نوعين من الحجر لتمييز مواقع الفتحات و يظهر في الواجهة التراجعات للمبنى ، الشكل (5-2) يبين الواجهة الشمالية .

الشكل (5-2) الواجهة الشمالية

5-2-2 الواجهة الغربية:

والنظر لهذه الواجهة يرى تعدد أنظمة الفتحات المستخدمة و هذا بدوره يعكس اختلاف الوظيفة التي تحويها فراغات المبنى . كما يلاحظ استخدام نوعين من الحجر لتمييز مواقع الفتحات من جهة و قطع الملل من جهة أخرى. ومما يزيد في حداثة المبنى استخدام الكتل الزجاجية المكونة من الزجاج و الالمنيوم حيث اضفى على هذه الواجهة جمالا من جهة و من جهة أخرى فان مثل هذه الفتحات تسهم في توفير اضاءة طبيعية لهذا الجانب من المبنى ، الشكل (6-2) يبين الواجهة الغربية.

الشكل (6-2) الواجهة الغربية

5-2-3 الواجهة الشرقية:

تحتوي هذه الواجهة على مخل إضافي من الطابق الأرضي للمبنى، يلاحظ الناظر الى هذه الواجهة اختلاف المناسيب تبعا للوظيفة التي تؤديها ، و يظهر تداخل الكتل الافقية و الراسية الامر الذي يعطي المبنى المنظر الجمالي الرائع فضلا عن تعدد أنظمة الفتحات المستخدمة و استخدام نوعين من الحجر لتمييز مواقع الفتحات و يظهر في الواجهة التراجعات للمبنى ، الشكل (7-2) يبين الواجهة الشرقية.

الشكل (2-7) : الواجهة الشرقية

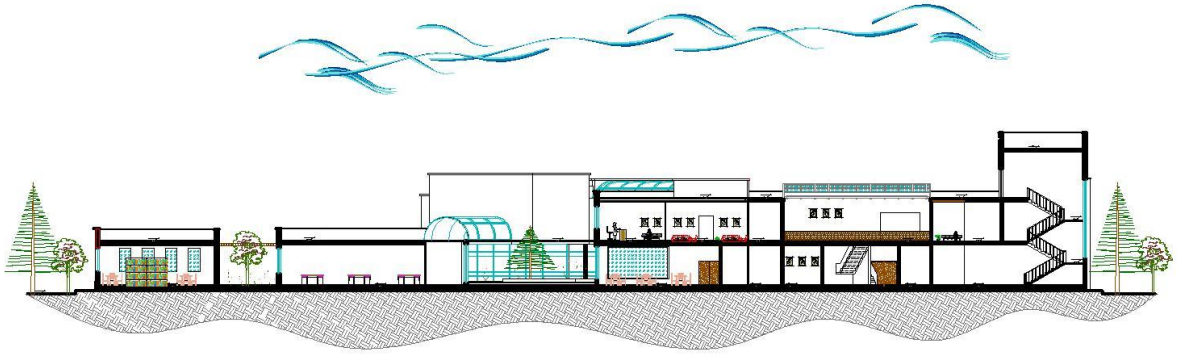
4-2-5 الواجهة الجنوبية :

وتعد هذه الواجهة هي الواجهة الخلفية للمبنى ويظهر فيها مدخل اخر إضافي له . والنظر لهذه الواجهة يرى تعدد أنظمة الفتحات المستخدمة و هذا بدوره يعكس اختلاف الوظيفة التي تحويها فراغات المبنى . كما يلاحظ استخدام نوعين من الحجر لتمييز مواقع الفتحات من جهة و قطع الملل من جهة أخرى. ومما يزيد في حداثة المبنى استخدام الكتل الزجاجية المكونة من الزجاج و الالمنيوم حيث اضفى على هذه الواجهة جمالا من جهة و من جهة أخرى فان مثل هذه الفتحات تسهم في توفير اضاءة طبيعية لهذا الجانب من المبنى، الشكل (2-8) يبين الواجهة الجنوبية.

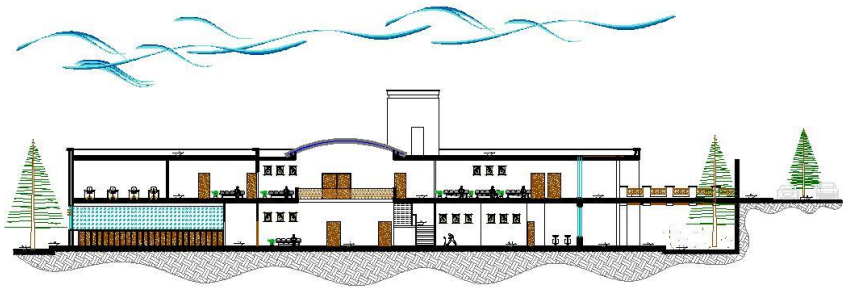
الشكل (2-8) : الواجهة الجنوبية

6-2 وصف الحركة:

تأخذ الحركة اشكالا عدة سواء من خارج المبنى باتجاه الداخل، او الحركة داخل المبنى نفسه؛ فالحركة من خارج المبنى الى داخله تتم بشكل سلس نظرا لعدم وجود فرق كبير في المنسوب الخارجي للمبنى والمنسوب الداخلي. اذ يمكن الدخول للمبنى من مكانين: مكان دخول الموظفين والزوار الطابق الأرضي مباشرة ومكان من طابق الأول أيضا ، اما بالنسبة للحركة داخل المبنى فتقسم الى حركة افقية داخل الطابق الواحد وحركة راسية بين الطوابق المختلفة باستخدام المصاعد والادراج، الشكل (2-9) يبين قطاع A-A والقطاع B-B .



Section A-A



Section B-B

الشكل (2-9): قطاع A-A و القطاع B-B

الفصـل الثالث

الوصف الإنشائي

٣

3-1 مقدمة.

3-2 الهدف من التصميم الإنشائي.

3-3 مراحل التصميم الإنشائي.

3-4 الأحمال.

3-5 الاختبارات العملية.

3-6 العناصر الإنشائية المكونة للمشروع.

3-7 فواصل التمدد.

3-8 برامج الحاسوب.

1-3 مقدمة

بعد دراسة المشروع من الناحية المعمارية لابد من الانتقال للجانب الإنشائي لدراسة العناصر الإنشائية ووصفها وصفاً دقيقاً حيث يتم دراسة طبيعة الأحمال المسلطة على المبنى وكيفية التعامل معها للخروج بتصميم إنشائي يلبي جميع متطلبات الأمان ويراعي الجانب الاقتصادي للمشروع.

كما يتطلب التصميم الإنشائي اختيار العناصر الإنشائية المناسبة للمشروع المراد إنشاؤه ومراعاة قابلية تنفيذها على أرض الواقع بحيث يكون المبنى آمناً، ونحافظ على التصاميم المعمارية.

2-3 الهدف من التصميم الإنشائي

التصميم الإنشائي عبارة عن عملية متكاملة تعتمد على بعضها البعض حيث تلبي مجموعة من الأهداف والعوامل التي من شأنها الخروج بمنشأ يحقق الهدف المرجو منه، وهذه الأهداف هي على النحو التالي:-

- الأمان(Safety): -حيث يكون المبنى آمن في جميع الأحوال ومقاوم للتغيرات الطبيعية المختلفة.
- التكلفة الاقتصادية(Economical): -وهي تحقيق اكبر قدر من الأمان للمنشأ بأقل تكلفة اقتصادية.
- ضمان كفاءة الاستخدام (Serviceability): -تجنب أي خلل في المنشأ كوجود بعض التشققات وبعض أنواع الهبوط التي من شأنها أن تضايق مستخدمي المبنى.
- الحفاظ على التصميم المعماري للمنشأ.

3-3 مراحل التصميم الإنشائي

يمكن تقسيم مراحل التصميم الإنشائي إلى مرحلتين رئيسيتين:-

١. المرحلة الأولى: -

وهي الدراسة الأولية للمشروع من حيث طبيعة المشروع وحجمه، بالإضافة لفهم المشروع من جميع جوانبه المختلفة وتحديد مواد البناء التي سوف يتم اعتمادها للمشروع، ثم عمل التحاليل الإنشائية الأساسية لهذا النظام، والأبعاد الأولية المتوقعة منه.

٢. المرحلة الثانية: -

تتمثل في التصميم الإنشائي لكل جزء من أجزاء المنشأ، بشكل مفصل ودقيق وفقاً للنظام الإنشائي الذي تمّ اختياره وعمل التفاصيل الإنشائية اللازمة له من حيث رسم المساقط الأفقية والقطاعات الرأسية وتفاصيل تفريد حديد التسليح.

4-3 الأحمال

تقسم الأحمال التي يتعرض لها المبنى إلى أنواع مختلفة وهي كما يلي: -

4-3-1 الأحمال الميتة: -

هي الأحمال الناتجة عن الوزن الذاتي للعناصر الرئيسة التي يتكون منها المنشأ، بصورة دائمة وثابتة، من حيث المقدار والموقع، بالإضافة لأجزاء إضافية كالقواطع الداخلية باختلافها وأي أعمال ميكانيكية أو إضافات تنفذ بشكل دائم وثابت في المبنى،ويمكن حسابها من خلال تحديد أبعاد العنصر الإنشائي، وكثافات المواد المكونة له ، والجدول (٣-١) يبين الكثافات النوعية للمواد المستخدمة في المشروع.

الرقم	المادة المستخدمة	الكثافة (KN/m^3)
1	البلاط	23
2	الخرسانة المسلحة	25
3	الطوب	10
4	القصارة والمونة	22
5	الرمل	16

جدول (٣-١) : الكثافة النوعية للمواد المستخدمة.

بالإضافة إلى الحمل الميت الناتج من القواطع ويقدر بـkN/m^2 1.5= (Partition load)

4-3-2 الأحمال الحية: -

وهي الأحمال التي تتغير من حيث المقدار والموقع بصورة مستمرة كالأشخاص، الأثاث، الأجهزة والمعدات وأحمال التنفيذ كالخشب والمعدات وتعتمد قيمة هذه الأحمال على طبيعة الاستخدام للمنشأ ويؤخذ عادة مقدارها من جداول خاصة في الكودات المختلفة والجدول (٣-٢) يبين الأحمال الحية في المشروع والمحددة بالرجوع إلى الكود الأردني.

الرقم	الاستخدام	الحمل الحي(KN/m^2)
1	الغرف الفندقية والحمامات	٢
٢	الاستراحة والبلياردو	٢
٣	المطابخ وغرف الغسيل	٣
٤	القاعات والمسارح	٥
٥	قاعات التجمع بمقاعد ثابتة	٤
٦	قاعات المشروبات	٥
٧	الأدراج والممرات والبسطات	٤

جدول (٣-٢):الأحمال الحية لعناصر المبنى.

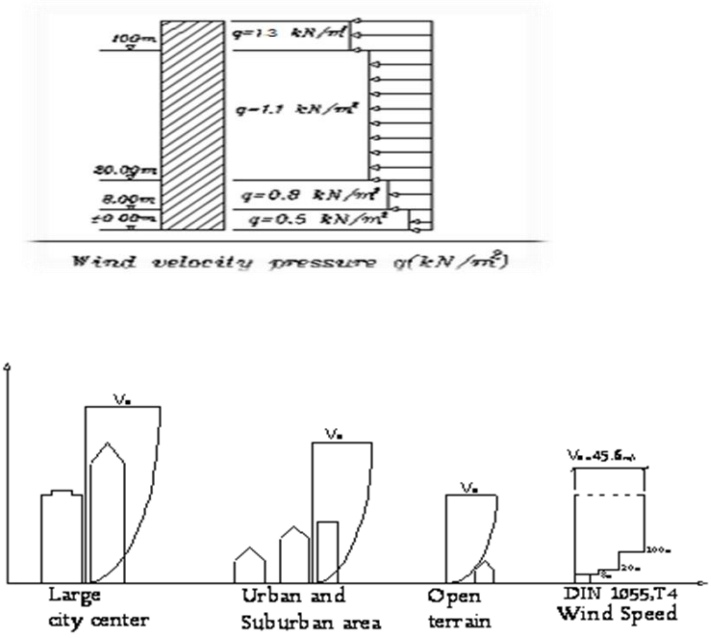
4-3-3 الأحمال البيئية: -

وتشمل الأحمال التي تنتج بسبب التغيرات الطبيعية التي تمر على المنشأ كالثلوج والرياح وأحمال الهزات الأرضية والأحمال الناتجة عن ضغط التربة، وهي تختلف من حيث المقدار والاتجاه ومن منطقة لأخرى،ويمكن اعتبارها جزءاً من الأحمال الحية وهي كما يلي: -

4-3-4 أحمال الرياح:

أحمال الرياح تؤثر بقوى أفقية على المبنى ولتحديد أحمال الرياح تم الاعتماد على سرعة الرياح القصوى التي تتغير بتغير ارتفاع المنشأ عن سطح الأرض وموقعه من حيث إحاطته بمباني مرتفعة أو وجود المنشأ نفسه في موقع مرتفع أو منخفض والعديد من المتغيرات الأخرى.

ويبين الشكل (٣-١) تأثير الرياح على المباني من حيث ارتفاع المبنى والبيئة المحيطة به.



الشكل (٣-١) : تأثير الرياح على المباني من حيث ارتفاع المبنى والبيئة المحيطة به

4-3-5 أحمال الثلوج:

تعتمد أحمال الثلوج على ارتفاع المنطقة عن سطح البحر وعلى شكل السقف، ويتم تحديدها باستخدامكوداتالبناء المختلفة، من خلال جداول تأخذ ارتفاع المُنشأ عن سطح البحر وزاوية ميل السقف كأساس لتحديد قيمة القوى التي تؤثر بها على المنشأ، و الجدول التالي يبين قيم أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر مأخوذا من كود البناء الأردني.

الارتفاع عن سطح "h"(المتر)	أحمال الثلوج(KN/m^2)
h < 250	0
500 > h > 250	(h-250)/1000
1500 > h > 500	(h-400) / 400
2500 > h > 1500	(h – 812.5)/ 250

جدول (٣-٣) :أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر.

استنادا إلى جدول أحمال الثلوج السابق وبعد تحديد ارتفاع المبنى عن سطح البحر و الذي يساوي (880م) وتبعاً للبند الثالث تم حساب أحمال الثلوج كالآتي:-

$$s_L = \frac{h - 400}{400}$$

$$s_L = \frac{880 - 400}{400}$$

$$s_L = 1.2(KN/m^2)$$

4-3-6 أحمال الزلازل:

تنتج الزلازل عن اهتزازات أفقية ورأسية، بسبب الحركة النسبية لطبقات الأرض الصخرية فتنتج عنها قوى قص تؤثر على المنشأة، ويجب أن تؤخذ هذه الأحمال بعين الاعتبار عند التصميم وذلك لضمان مقاومة المبنى للزلازل في حال حدثت وبالتالي التقليل من الأضرار المحتملة نتيجة حدوث الزلزال.

وسيتم مقاومتها في هذا المشروع عن طريق جدران القص الموزعة في المبنى بناءً على الحسابات الإنشائية لها،والتي ستستخدم من أجله، لتجنب الآثار الناتجة عن الزلازل مثل:-

- حدود صلاحية المبنى للتشغيل (Serviceability)من حيث تجنب أي هبوط زائد(Deflection)و تجنب التشققات (Cracks) التي تؤثر سلباً على المنظر المعماري المطلوب.
- الشكل والنواحي الجمالية للمنشأ.

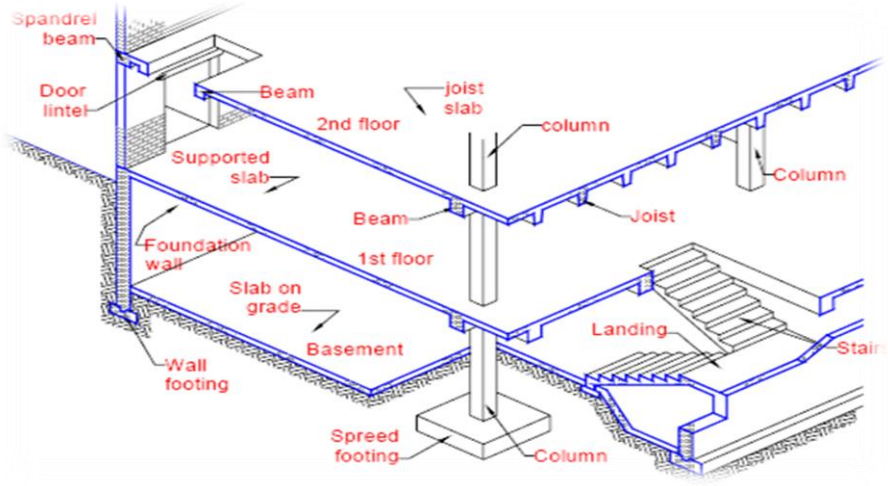
5-3 الاختبارات العملية

يسبق الدراسة الإنشائية لأي مبنى، عمل الدراسات الجيوتقنية للموقع، ويقصد بها جميع 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 اللازمة لتصميم أساسات المبنى.

6-3 العناصر الإنشائية

تتكون المباني عادةً من مجموعة عناصر إنشائية تتقاطع مع بعضها لتقاوم الأحمال الواقعة على البناء وتشمل:-

العقدات والجسور والأعمدة وجدران القص والأدراج والأساسات، الشكل (٣-٢) يبين توضيح لبعض العناصر الإنشائية للمبنى.



الشكل (٣-٢):توضيح لبعض العناصر الإنشائية للمبنى.

ويحتوي المشروع العناصر التالية: -

6-3-1 العقدات :

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

ونظراً لوجود العديد من الفعاليات المختلفة في المبنى ومراعاة للمتطلبات المعمارية فإنه سيتم استخدام أنواع العقدات التالية في المشروع:-

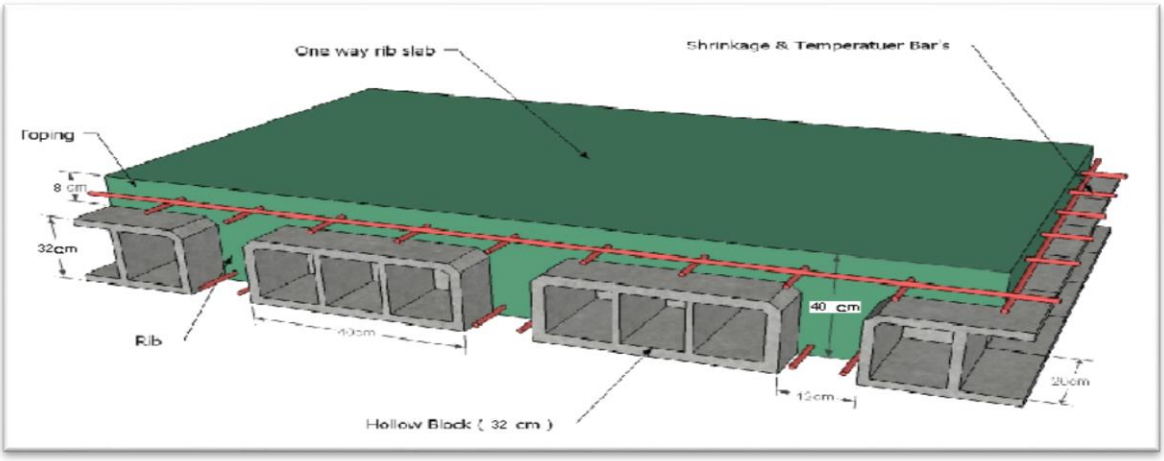
١. البلاطات المصمتة (Solid Slabs) وتقسم إلى :-
- العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد (One way solid slab).
- العقدات المصمتة ذات الاتجاهين (Two way solid slab)

٢. البلاطات المفرغة (Ribbed Slabs) وتقسم إلى :-
- عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab).
- عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab).

هذا وتستخدم عقدات الأعصاب ذات الاتجاه الواحد في تغطية المساحات التي تتراوح فيها الأبعاد بين الأعمدة من ٥ إلى ٦ متر ، أما عقدات العصب ذات الاتجاهين فتستخدم في حالة المساحات الكبيرة نسبياً، و في التصميم الإنشائي لهذا المشروع سنستخدم كلا النوعين.

6-3-1-1 عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slabs) :

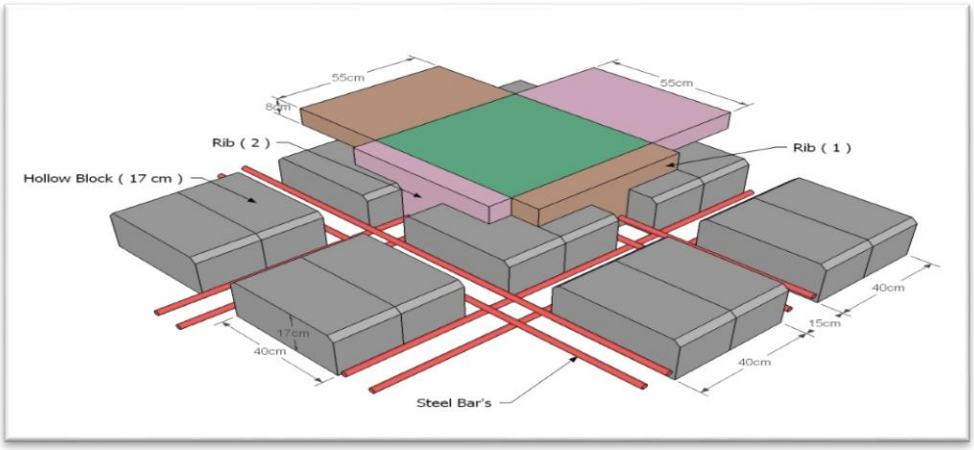
إحدى أشهر الطرق المستخدمة في تصميم العقدات في هذه البلاد وتتكون من صف من الطوب يليها العصب، ويكون التسليح باتجاه واحد كما هو مبين في الشكل (٣-٣).



الشكل(٣-٣) : عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد.

6-3-1-2 عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slabs):

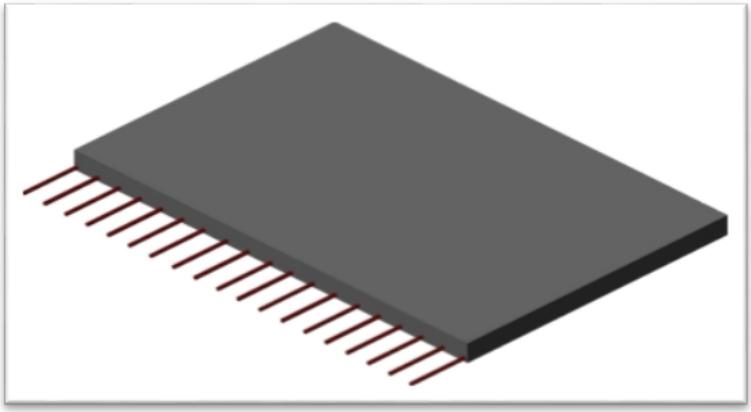
تشبه السابقة من حيث المكونات ولكن تختلف من حيث كون التسليح باتجاهين، ويتم توزيع الحمل في جميع الاتجاهات ويراعى عند حساب وزنها طوبتين وعصب في الاتجاهين، كما يظهر في الشكل (٣-٤).



الشكل(٣-٤) : عقدات العصب ذات الاتجاهين.

6-3-1-3 العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد (One way solid slabs) :

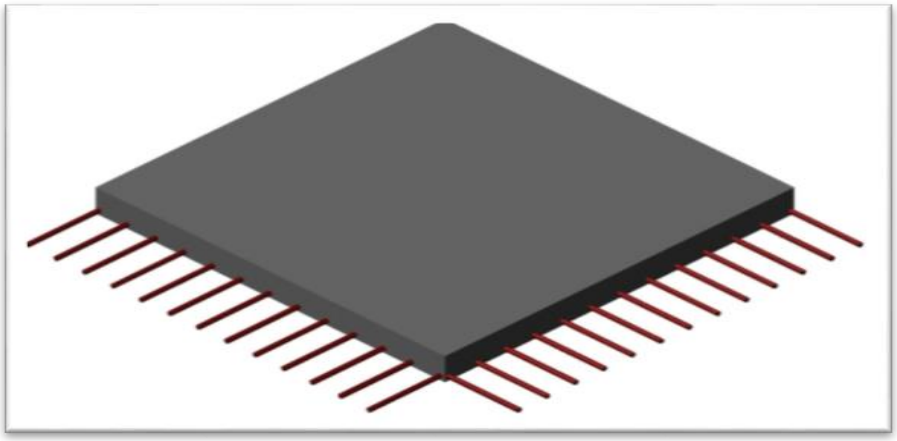
تستخدم في المناطق التي تتعرض كثيرا للأحمال الديناميكية، وذلك تجنباً لحدوث اهتزاز نظراً للسماكة المنخفضة وتستخدم عادة في عقدات بيت الدرج ، كما في الشكل (٣-٥) .



الشكل (٣-٥) : العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد.

6-3-1-4 العقدات المصمتة ذات الاتجاهين (Two way solid slabs):

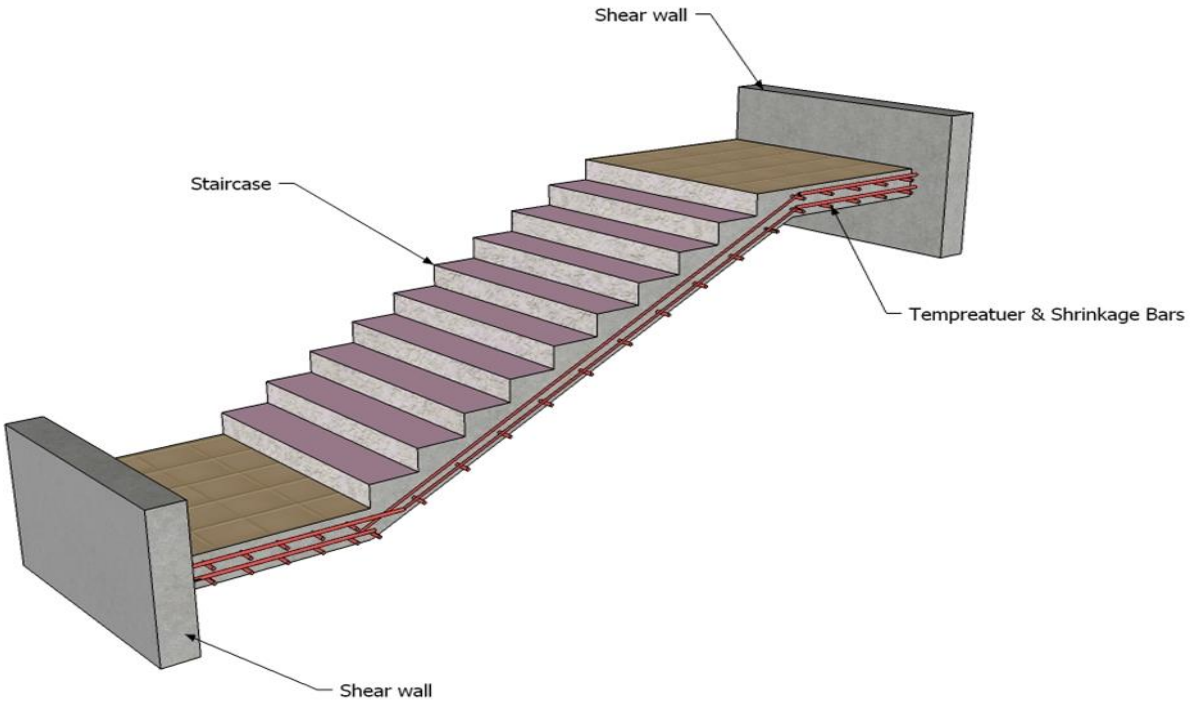
تستخدم في حال كانت الأحمال المؤثرة أكبر من المقدار الذي تستطيع العقدة المصمتة ذات الاتجاه الواحد مقاومتها، وعند ذلك يتم اللجوء إلى تصميم هذا النوع من العقدات وذلك لأنها تستطيع مقاومة الأحمال بشكل أكبر حيث يوزع التسليح الرئيسي فيها باتجاهين كما هو موضح في الشكل (٣-٦).



الشكل (٣-٦) : العقدات المصمتة ذات الاتجاهين.

6-3-2 الأدراج: -

الأدراج عنصر معماري يوجد في المباني للانتقال بين مستويين في نفس الطابق أو بين عدد من الطوابق عبر المبنى، ويتم عادةً تصميم الدرج إنشائيا باعتباره عقدة مصمتة في اتجاه واحد كما في الشكل (٣-٧).



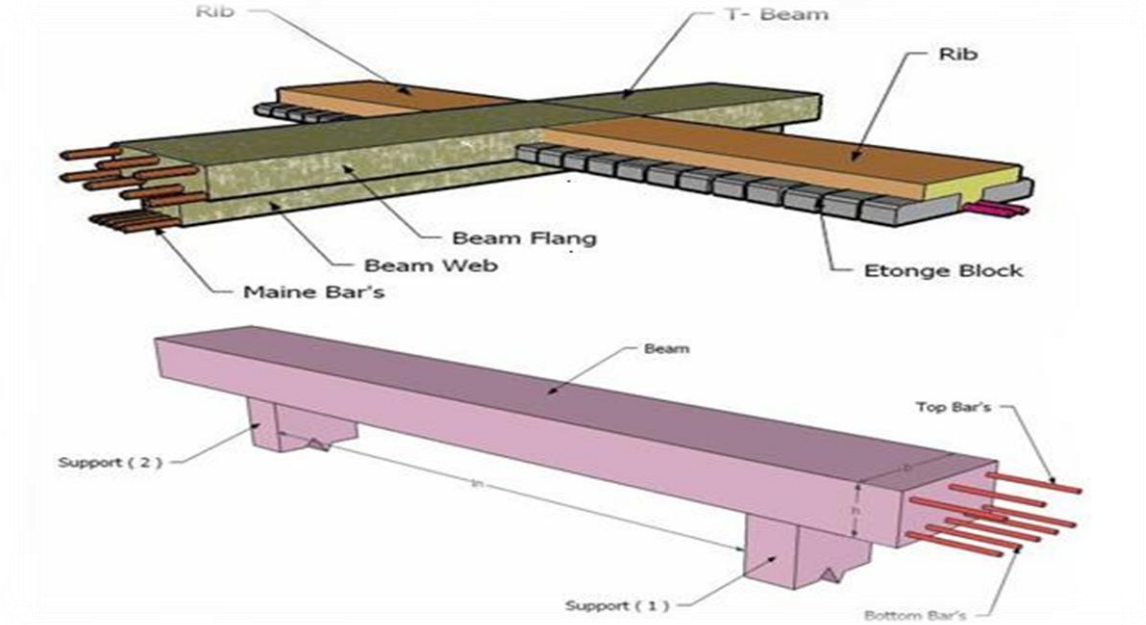
الشكل (٣-٧): الدرج.

6-3-3 الجسور: -

وهي عناصر إنشائية أساسية في المبنى تقوم بنقل الأحمال الواقعة على الأعصاب إلى الأعمدة، حيث تقسم إلى:-

١- جسور مسحورة (Hidden Beam) ، وهي التي يكون ارتفاعها مساوي لارتفاع العقدة.
٢- جسور ساقطة (Dropped Beam)وهي التي يكون ارتفاعها اكبر من ارتفاع العقدة، ويتم إبراز الجزء الزائد من الجسر في أحد الاتجاهين السفلي أو العلوي وتسمىL-sectionأوT-section.

ويكون التسليح بقضبان الحديد الأفقية لمقاومة العزم الواقع على الجسر، وبالكانات لمقاومة قوى القص والشكل (٣-٨) يبين أنواع الجسور التي استخدمت في المشروع.



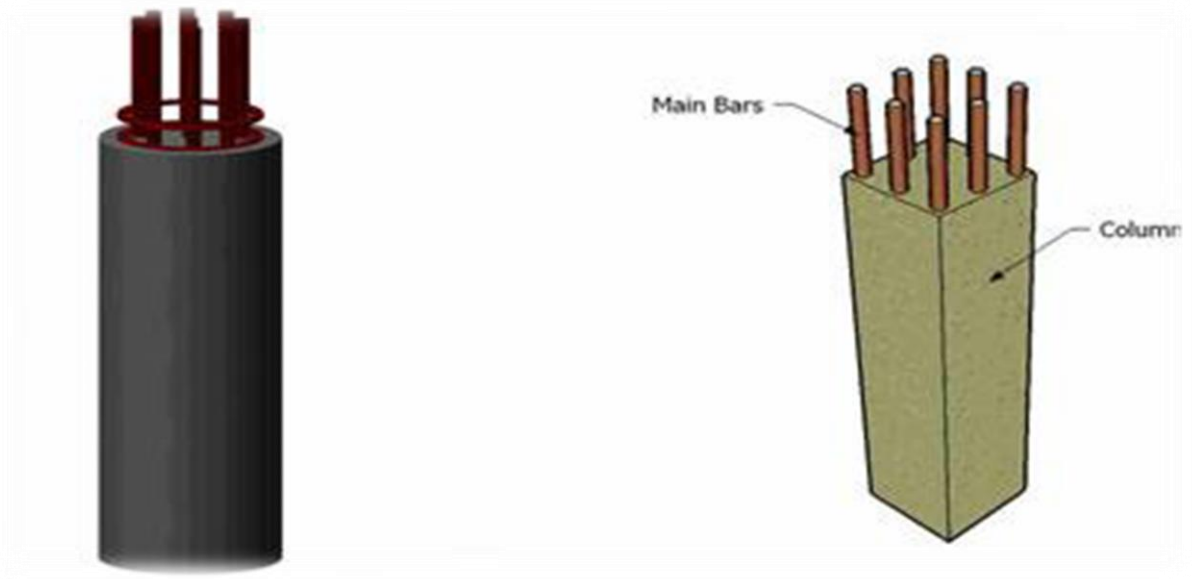
الشكل (٣-٨):أنواع الجسور المستخدمة في المشروع.

6-3-4 الأعمدة: -

هي عناصر إنشائية أساسية ورئيسية في المنشأ، حيث تنتقل الأحمال من العقدة إلى الجسور، وتنقلها الجسور بدورها إلى الأعمدة، ثم إلى أساسات المبنى، لذلك فهي عنصر وسطي أساسي،ويجب تصميمها بحرص لتكون قادرة على نقل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها والأعمدة نوعين من حيث التعامل معها في التصميم الإنشائي:-

١- الأعمدة القصيرة (short column).
٢- الأعمدة الطويلة (long column).

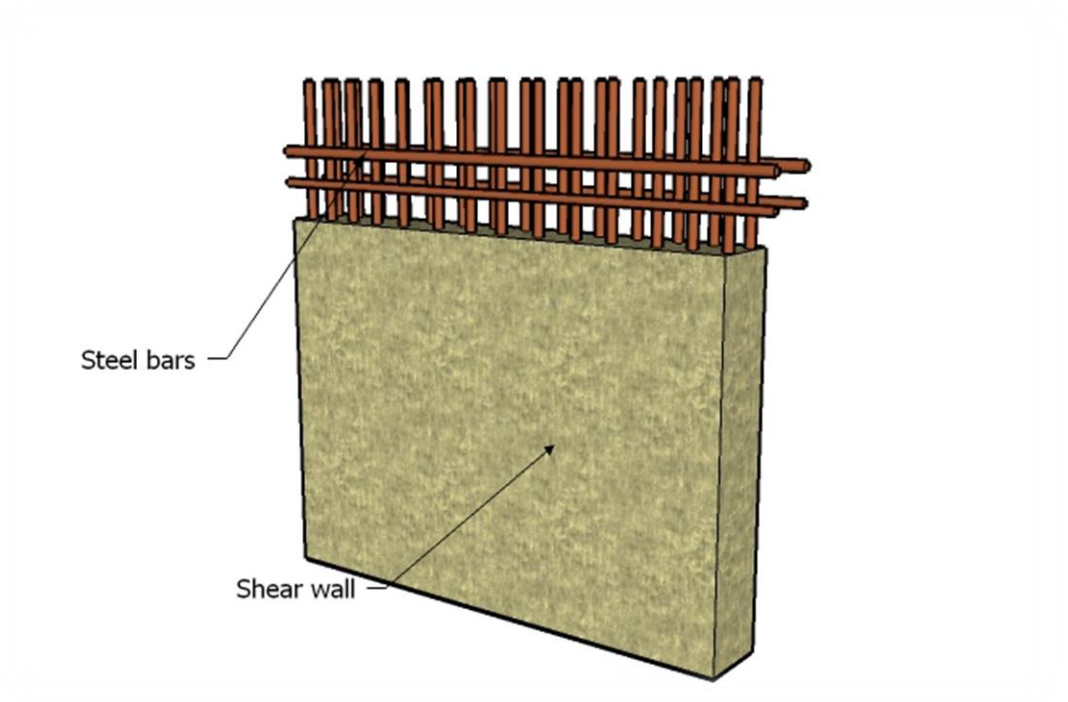
أما من حيث الشكل المعماري أو المقطع الهندسي فهي تقسم إلى ثلاثة أنواع وهي: -المستطيلة والدائرية والمربعة وفيهذا المشروع تم استخدام النوعين المستطيل والدائري كما هو مبين في الشكل (٣-٩).



الشكل (٣-٩):أنواع الأعمدة المستخدمة في المشروع.

6-3-5 جدران القص: -

هي الجدران التي تحيط بيت الدرج، وجدران المصاعد، وأحيانا في بعض المناطق في المبنى حسب ما تقتضي الحاجة ووظيفة جدران القص مقاومة قوى القص الأفقية التي قد يتعرض لها المنشأ نتيجة لأحمال الزلازل والرياح إضافة إلى كونها جدران حاملة، ويراعى توفرها في اتجاهين متعامدين في المبنى لتوفير ثبات كامل للمبنى والشكل (٣-١٠) يبين جدار قص مسلح الشكل.



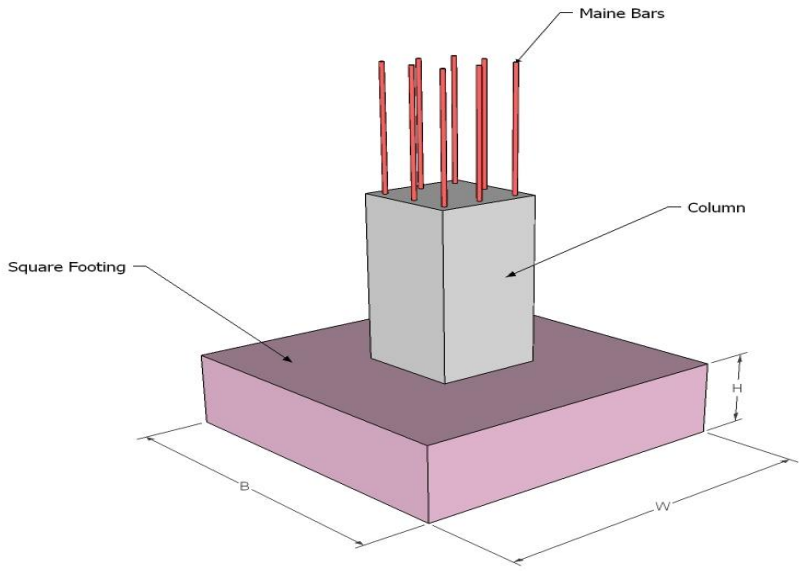
الشكل (٣-١٠) : جدار قص.

6-3-6 الأساسات:-

الأساسات هي أول ما يبدأ بتنفيذها عند بناء المنشأ، إلا أن تصميمها يتم بعد الانتهاء من تصميم كافة العناصر الإنشائية في المبنى، حيث تقوم الأساسات بنقل الأحمال من الأعمدة والجدران الحاملة إلى التربة على شكل قوة ضغط، وهي على عدة أنواع كما يلي:-

١- أساسات منفصلة(Isolated Foundation).
٢- أساسات مزدوجة(Combined Foundation).
٣- أساسات شريطية(Strip Foundation).
٤- أساسات البلاطة (Mat Foundation).

وسوف يتم استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعا لنوع التربة وقوة تحملها والأحمال الواقعة عليها. الشكل (٣-١١) يبين أساس منفصل .



الشكل (٣-١١):الأساسات(أساس منفصل).

3-7 فواصل التمدد

تنفذ في كتل المباني ذات الأبعاد الأفقية الكبيرة أو ذات الأشكال والأوضاع الخاصة فواصل تمدد حراري أو فواصل هبوط، وقد تكون الفواصل للغرضين معاً، وعند تحليل المنشآت لدراستها كمقاوم لأفعال الزلازل تدعى هذه الفواصل بالفواصل الزلزالية، ولهذه الفواصل بعض الاشتراطات والتوصيات الخاصة بها، وينبغي استخدام فواصل تمدد حراري في كتلة المنشأ حسب الكود المعتمد، على أن تصل هذه الفواصل إلى وجه الأساسات العلوي دون اختراقها، وتعتبر المسافات العظمى لأبعاد كتلة المبنى كما يلي:-

١) (40m)في المناطق ذات الرطوبة العالية.
٢) (36m)في المناطق ذات الرطوبة العادية.
٣) (32m)في المناطق ذات الرطوبة المتوسطة.
٤) (28m)في المناطق الجافة.

كما يجب أن لا يقل عرض الفاصل عن (٣ سم).

8-3 برامج الحاسوب التي تم استخدامها

١. AutoCAD (2014) for Drawings Structural and Architectural.
٢. Microsoft Office (2010) For Text Edition.
٣. Microsoft Excel XP.
٤. Atir 12.
٥. Google Sketch UP 2015.
٦. Safe 2016
٧. sp Column

Chapter Four

Structural Analysis and Design

4

4-1 Introduction.

4-2 Design Method and Requirements.

4-3 Check of Minimum Thickness of Structural Member.

4-4 Design of Topping.

4-5 Design of One Way Rib Slab.

4-6 Design of Tow Way Rib Slab.

4-7 Design of Beam.

4-8 Design of Stair.

4-9 Design of Column.

4-10 Design of Shear Wall.

4-11 Design of Footing.

4-1 Introduction:

Many structures are built of reinforced concrete: bridges, buildings, retaining walls, tunnels, and others.

Reinforced concrete is logical union of two materials: plain concrete, which possesses high compressive strength but little tensile strength, and steel bars embedded in the concrete, which can provide the needed strength in tension.

Plain concrete is made by mixing cement, fine aggregate, coarse aggregate, water, and frequently admixtures.

Understanding of reinforced concrete behavior is still far from complete, building codes and specifications that give design procedures are continually changing to reflect latest knowledge.

Structural concrete can be classified into:

- ✓ Lightweight concrete with unit weight from about 1350 to 1850 kg/m3.
- ✓ Normal weight concrete with unit weight from about 1800 to 2400 kg/m3.
- ✓ Heavyweight concrete with unit weight from about 3200 to 5600 kg/m3.

4-2 Design method and requirements:

The design strength provided by a member is calculated in accordance with the requirements and assumptions of **ACI code (318_08)**.

- ✓ **Strength design method:**

In ultimate strength design method, the service loads are increased by factors to obtain the load at which failure is considered to be occurring.

This load called factored load or factored service load. The structure or structural element is then proportioned such that the strength is reached when factored load is acting.

The computation of this strength takes into account the nonlinear stress-strain behavior of concrete.

The strength design method is expressed by the following,

Strength provided ≥ strength required to carry factored loads.

NOTE:

The statically calculation and the key plans dependent on the architectural plans.

- ✓ Code : ACI 2008

  UBC

- ✓ Material :

Concrete: B300…. (*fc*'□□30*0.8 □□24*MPa*) .

Reinforcement steel : The specified yield strength of the reinforcement

{fy = 420 N/mm²(MPa)}

Mild steel : A-36

Connection Type : Weld , Bolts

- ✓ **Factored loads:**

The factored loads for members in our project are determined by:

Wu = 1.2 DL + 1.6 LL ACI-code-318-08(9.2.1).

4-3Checkof minimum thickness for structuralmembers:

TABLE 9.5(a) — MINIMUM THICKNESS OF NONPRESTRESSED BEAMS OR ONE-WAY

SLABS UNLESS DEFLECTIONS ARE CALCULATED. (ACI 318M-11)

	Minimum thickness , h			
	Simply supported	One end continuous	Both end continuous	Cantilever
Member	Members not supporting or attached to partitions or other construction likely to be damaged by large deflection			
Solid one way Slabs	L/20	L/24	L/28	L/10
Beams or ribbed one way slabs	L/16	L/18.5	L/21	L/8

Table (4.1): Check of minimum thickness of structural members

For rib :

hmin=L/18.5=476/18.5=25.7 cm" One end continuous "

hmin=L/21 =419/21 = 19.95 cm " Both ends continuous "
select :35 cm thickness with 27 cm block and 8 cm toping .

4-4 Design of topping:

- ✓ **Statically system for topping** :

Requirements For Ribbed Slab Floor According to *ACI- (318-08)* .

bw ≥ 10cm……**ACI(8.13.2)**

Select bw=12 cm

h ≤ 3.5*bw ……..…**ACI(8.13.2)**

Select h=35cm<3.5*12= 49 cm

tf ≥ Ln/12≥50mm ……..**ACI(8.13.6.1)**

Select tf=8cm

No reinforcement is required by analysis. **According to ACI 10.5.4**

Consider the topping as strip of (1m) width, and span of mold length with both end fixed in the ribs

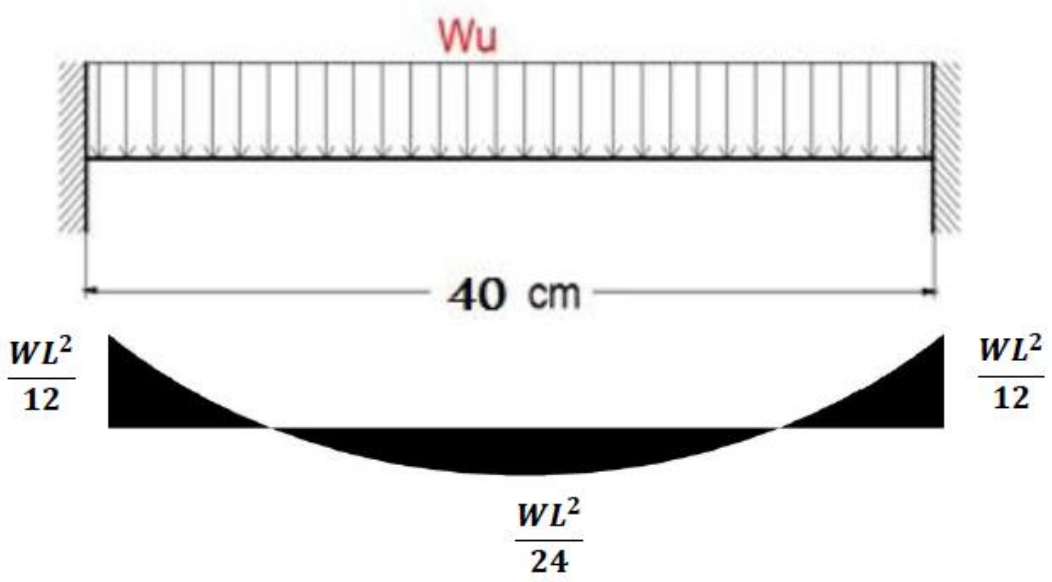


Figure 4-1: Topping load and moment diagram.

For the topping , the total dead load to be used in the analysis and design is calculated as follows:

No.	Parts of Rib	Calculation
1	**Toping**	0.08*1*25= 2 KN/m/rib
2	**Mortar**	0.07*1*25= 1.75 KN/m/rib
		Sum = 3.75KN/m/rib

Table (4 – 2) Dead load calculation for topping

Nominal total dead load = 3.75 KN/m.

Nominal total live load = 1.5KN/m^2.

Nominal total snow = (h-400)/400 = 1.2 KN/m^2

1.5> 1.2 Take Nominal live load = 1.5KN/m^2.

L_L = 1.5KN/m^2 * 1 m = 1.5KN/m

Design of topping for ribbed slab as a plain concrete section :-

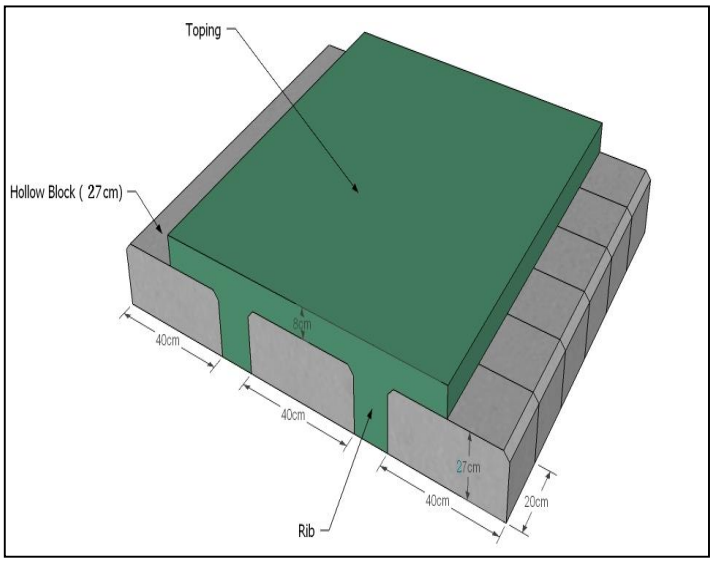


Figure (4-2): Topping of one way rib slab

q_u= 1.2×D+1.6×L

6.9KN/m. (Totalfactored load)

$$\text{Negative } M_u = \frac{W_u * l^2}{12} = 0.092 \text{KN.m} \qquad \text{Control}$$

$$\text{Positive } M_u = \frac{W_u * l^2}{24} = 0.046 \text{KN.m}$$

$$\emptyset M_n = 0.55 * 0.42 * \sqrt{24} * 1000 * 80^2/6 = 1.207 \text{ KN.m}$$

$$\emptyset M_n = 1.207 \text{ KN.m} > M_u = 0.092 \text{ KN.m}$$

No structural reinforcement is needed. Therefore, shrinkage and temperature reinforcement must be provided.

For the shrinkage and temperature reinforcement :-

$$\rho = 0.0018$$

$$A_s = \rho * b * h = 0.0018 * 1000 * 80 = 144 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Step (s) is the smallest of:

1. 3h = 3×80 =240 mm**control ACI 10.5.4**
2. 450mm.
3. S =380(280/f_s)-2.5C_c=380 (280/(2/3 420))-2.5 .20=330mm**ACI 10.6.4**

∴ Use Ø8 @ 20 cm in both directions , S = 200mm <S_{max}= 240mm ….. ok

Check shear strength:

$$V_u = \frac{q_u * l}{2} = 1.38 \text{ KN.m}$$

$$\emptyset * Vc = \frac{0.75}{6} * \sqrt{24} * 1 * 80 = 49 \text{ KN}$$

49>1.38

∴No shear reinforcement is requirement.

4-5Design Of Rib1 in Ground floor:

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

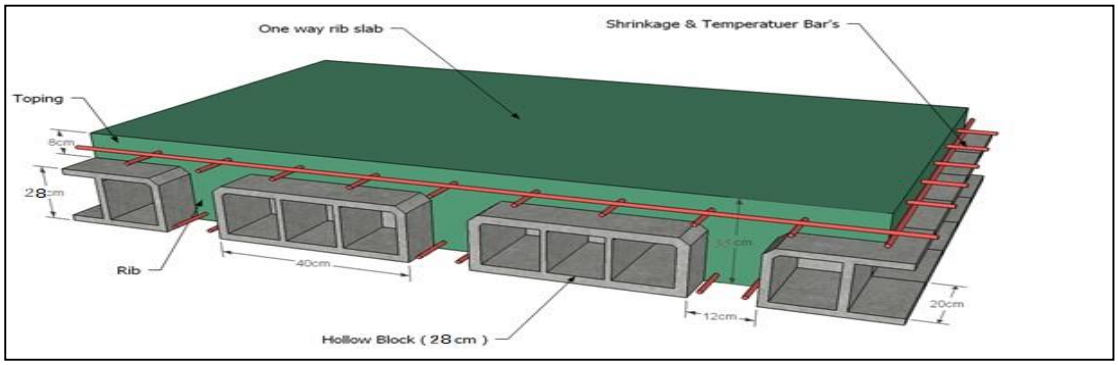


Figure (4-3) : One way rib slab

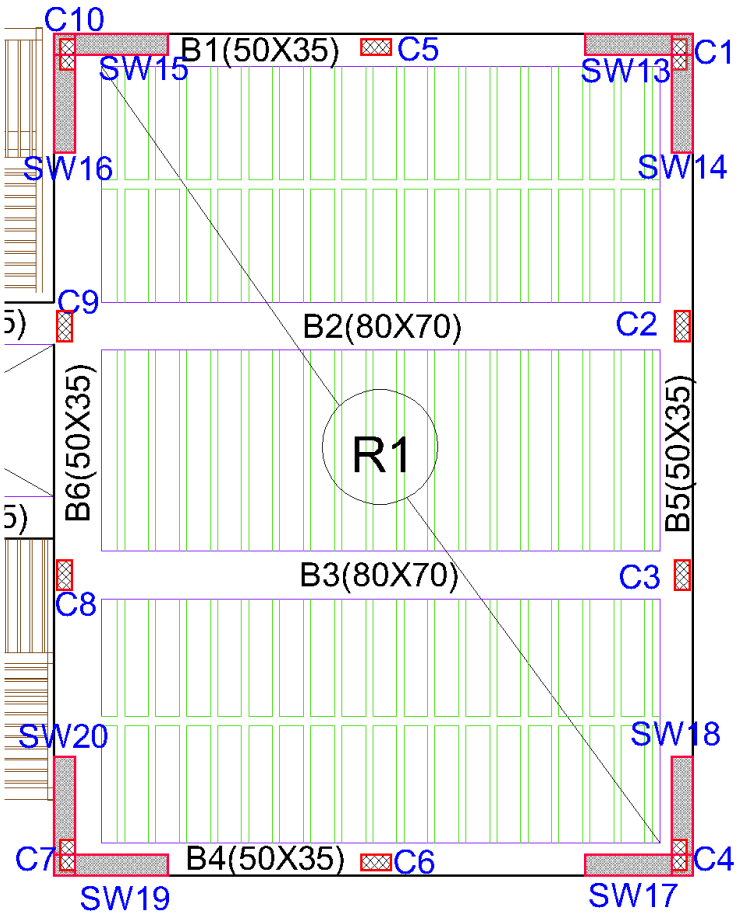


Figure 4.4: Rib 1in ground floor

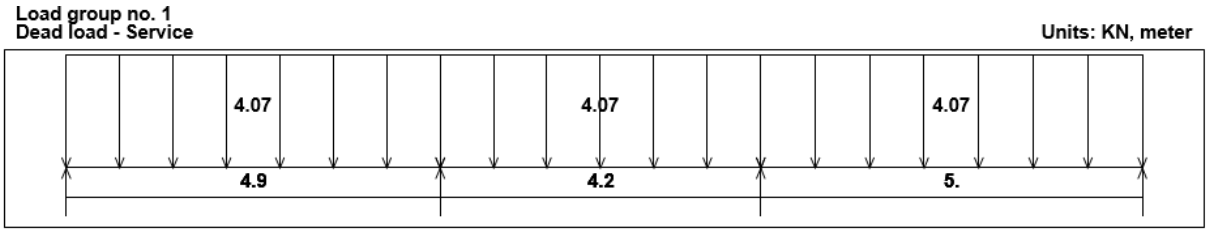


Figure 4-5: Dead load in the rib.

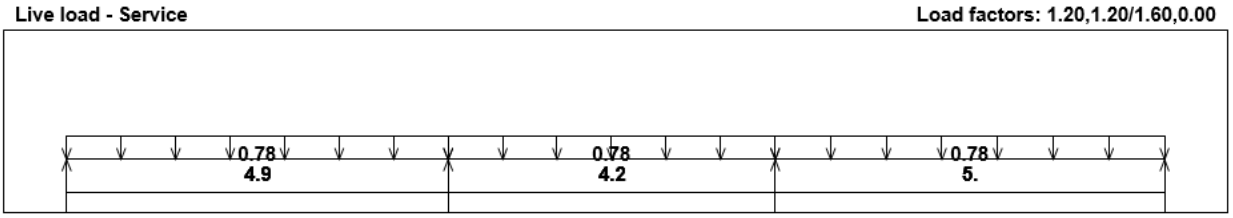


Figure4-6: Live load in the rib .

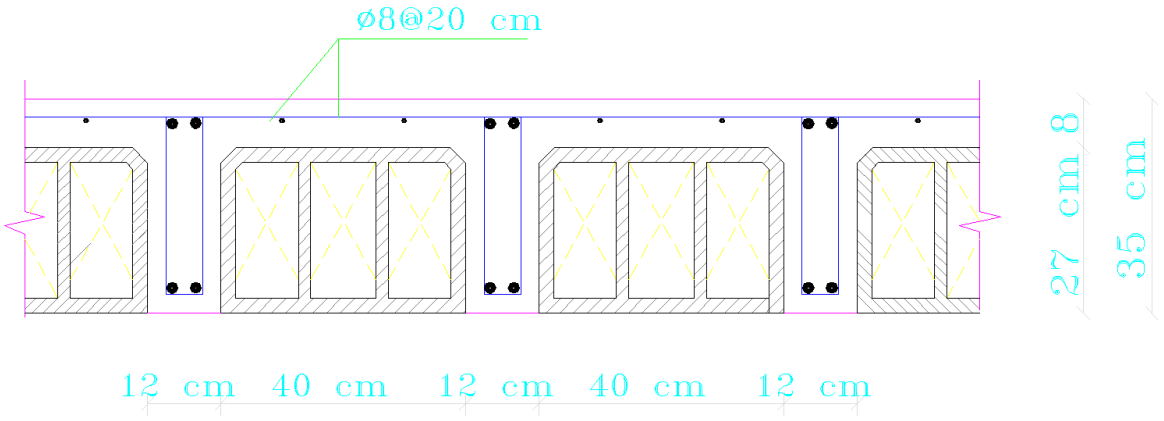


Figure 4-7: Geometry of rib and it's dimension

Reactions

Factored

DeadR	9.85	24.22	24.75	10.04
LiveR	2.73	6.95	7.04	2.77
Max R	12.58	31.17	31.8	12.81
Min R	9.64	26.3	26.85	9.84
Service				
DeadR	8.21	20.18	20.63	8.37
LiveR	1.71	4.34	4.4	1.73
Max R	9.91	24.53	25.03	10.1
Min R	8.08	21.48	21.94	8.24

Fig 4-8: Reactions of rib (live and dead)

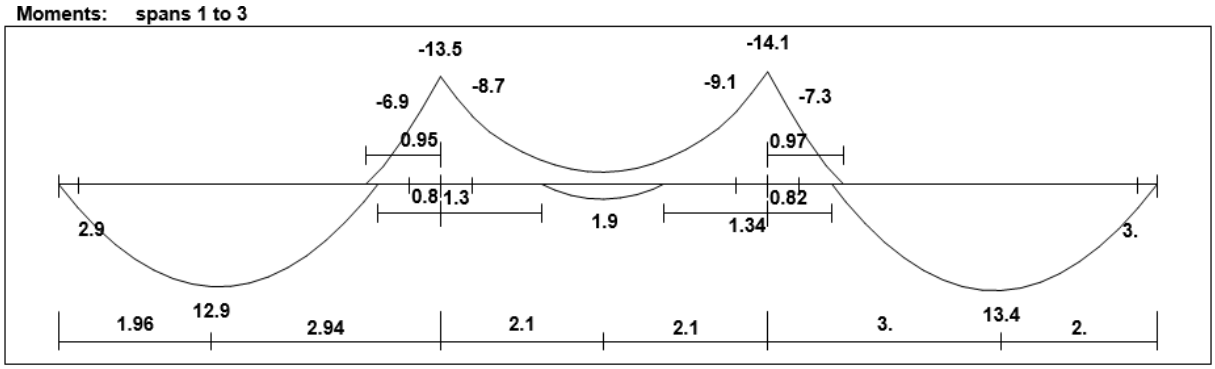


Fig 4-9: Moment diagram of Rib

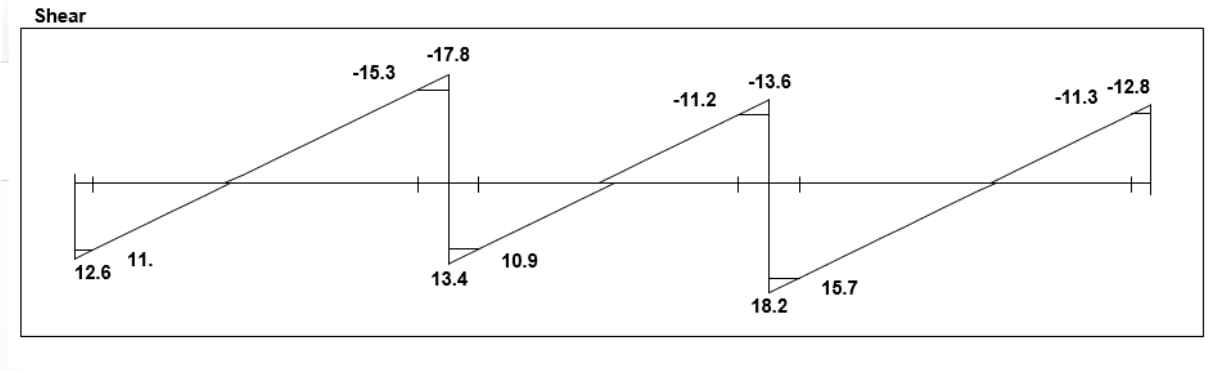


Fig -.10: Shear diagram of Rib.

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

No.	Material	Quality Density KN/m^3	Calculation		
1	**Topping**	25	**0.52×0.08×25 = 1.04**		
2	**Rib**	25	**0.27×0.12×25 = 0.81**		
3	**Slope concert**	25	**0.52×0.07×25 = 0.91**		
4	**Block**	10	**0.4×0.27×10 = 1.08**		
5	**Plaster**	22	**0.52×0.02×22 =0.2288**		
			∑ =	**4.07**	**KN/m/rib**

Table (4 – 3) Calculation of the total dead load for one way rib slab.

L = 1.5*0.52 = 0.78KN/m/rib

qu = 1.2* D+ 1.6*L

= 1.2*4.07+1.6*.78 KN/m/rib

= 6.132 KN/m/rib

Effective Flange Width (b_E):-**ACI-318-11 (8.10.2)**

b_E For T- section is the smallest of the following:-

= L (smallest span) / 4 = 419/ 4 =104.75cm b_t

b_E = 12 + 16 t = 12 + 16 (8) = 140 cm

b_E = $b_e \leq$ center to center spacing between adjacent beams = 52 cm.

Control

b_E **For T-section = 52cm .**

Design of Rib (1):-

Moment Design for (R 1):-

Design of Positive Moment:-

4-5-1 Design of Positive Moment for (Span1):-(Mu=12.9KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main positive reinforcement

d =h- cover - $d_{stirrups}$– $\frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 314\ mm$

Check if a>h_f to determine whether the section will act as rectangular or T- section.

M_{nf} =0.85. $f'_c . b_e . h_f . (d - \frac{h_f}{2})$

$= 0.85 \times 24 \times 0.52 \times 0.08 \times \left(0.314 - \frac{0.08}{2}\right) \times 10^3 = 232.527$ KN. m

$M_{nf} \gg \frac{M_u}{\varphi} = \frac{12.9}{0.9}$= 14.33 KN.m , the section will be designed as rectangular section with b_e =0.52m

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{12.9 \times 10^6}{0.9 \times 520 \times 314^2} = 0.279 Mpa$

$M = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.6$

$P = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times .279}{420}}\right) = 0.00067$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.00067 ×520×314 =109.39mm^2

Check for As min:-

$$A_S\ \min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$$ **ACI-318 (10.5.1)**

$$A_S\ \min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(314) = 109.877 mm^2$$

$$A_S\ \min = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$$

$$A_S\ \min = \frac{1.4}{420}(120)(314) = 125.6 mm^2$$ **controls**

Use 2 ø 10 ,$A_{s,provided}$= 2*78.5=157mm^2>$A_{s,required}$= 125.6mm^2 …. Ok

$$S = \frac{120-40-20-(2\times10)}{1} = 40\ mm > 25 > d_b = 10\ mm \boldsymbol{OK}$$

Check for strain:-

$$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85 b f_c'} = \frac{157\times420}{0.85\times520\times24} = 6.216 mm$$

$$c = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{6.216}{0.85} = 7.31\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{284\ -7.31}{7.31}\right) = 0.1135 > 0.005 \qquad \boldsymbol{0k}$$

4-5-2 Design of Positive Moment for (Span2) :- (Mu=1.9KN.m)

d =h- cover - $d_{stirrups}$– $\frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 314\ mm$

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{1.9\times10^6}{0.9\times520\times314^2} = 0.0411\ Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times0.0411}{420}}\right) = 0.0001$

$A_{s,req} = \rho.b.d = 0.0001\times520\times314 = 16.328 mm^2$

Check for As min:

$A_s\ min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$ **ACI-318 (10.5.1)**

$A_s\ min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(314) = 109.877 mm^2$

$A_s\ min = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$

$A_s\ min = \frac{1.4}{420}(120)(314) = 125.6 mm^2$ **controls**

$A_{s,required} = 125.6 mm^2$.

Use 2 ø 10 ,$A_{s,provided}$= 2*78.5=157mm^2>$A_{s,required}$= 125.6 mm^2 …. Ok

$$S = \frac{120-40-20-(2\times10)}{1} = 40\ mm > 25 > d_b = 10\ mm \boldsymbol{OK}$$

Check for strain:-

$$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85bf'_c} = \frac{157\times420}{0.85\times520\times24} = 6.216mm$$

$$c = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{6.216}{0.85} = 7.31\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{284\ -7.31}{7.31}\right) = 0.1135 > 0.005 \qquad \boldsymbol{0k}$$

4-5-3 Design of Positive Moment for(Span3):- (Mu=13.4KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main positive reinforcement

$$d = h\text{- cover - } d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 314\ mm$$

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{13.4\times10^6}{0.9\times520\times314^2} = 0.290Mpa$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f'_c} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times0.290}{420}}\right) = 0.000695$$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.000695×520×314 = 113.47 mm^2

Check for As min:-

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$$ **ACI-318 (10.5.1)**

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(314) = 109.877 mm^2$$

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$$

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{420}(120)(314) = 125.6 mm^2 \textbf{ controls}$$

Use 2 ø 10 ,$A_{s,provided}$= 2*78.5=157mm^2>$A_{s,required}$= 125.6mm^2 …. Ok

$$S = \frac{120-40-20-(2\times10)}{1} = 40\ mm > 25 > d_b = 10\ mm \boldsymbol{OK}$$

Check for strain:-

$$a = \frac{A_{s.fy}}{0.85 b f_c'} = \frac{157\times420}{0.85\times520\times24} = 6.216 mm$$

$$c = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{6.216}{0.85} = 7.31\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{284\ -7.31}{7.31}\right) = 0.1135 > 0.005 \qquad \boldsymbol{0k}$$

Design of Negative Moment:-

4-5-4 DesignFor Negative Moment for(Support1):- (Mu=-13.5KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main positive reinforcement

$$d = h - \text{cover} - d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 314\ mm$$

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{13.5\times10^6}{0.9\times120\times314^2} = 1.267\ Mpa$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$$

$$\rho=\frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right)=\frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times1.267}{420}}\right)=0.00311$$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.00311 ×120×314 = 117.1848mm^2

Check for As min:-

$$A_s\ \text{min}=\frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)\ \textbf{ACI-318 (10.5.1)}$$

$$A_s\ \text{min}=\frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(314)=109.877m^2$$

$$A_s\ \text{min}=\frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$$

$$A_s\ \text{min}=\frac{1.4}{420}(120)(314)=125.6mm^2\ \textbf{controls}$$

Use 2 ø 10 ,$A_{s,provided}$= 2*78.5=157mm^2>$A_{s,required}$= 125.6 mm^2 …. Ok

$$S=\frac{120-40-20-(2\times10)}{1}=40\ mm>25>d_b=10\ mm\boldsymbol{OK}$$

Check for strain:-

$$a=\frac{A_{s.f_y}}{0.85bf_c'}=\frac{157\times420}{0.85\times520\times24}=6.216mm$$

$$c=\frac{a}{\mathcal{B}_1}=\frac{6.216}{0.85}=7.31\ mm$$

$$\varepsilon_s=0.003\left(\frac{d-c}{c}\right)=0.003\left(\frac{284\ -7.31}{7.31}\right)=0.1135>0.005\qquad \boldsymbol{0k}$$

4-5-5 Design For Negative Moment for(Support2):- (Mu=-14.1KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main positive reinforcement

d =h- cover - $d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 314\ mm$

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{14.1\times10^6}{0.9\times120\times314^2} = 1.324\ Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times1.324}{420}}\right) = 0.00326$

$A_{s,req} = \rho.b.d = 0.00326\times120\times314 = 122.83\ mm^2$

Check for As min:-

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$$ **ACI-318 (10.5.1)**

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(314) = 109.87 m^2$$

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$$

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{420}(120)(314) = 125.6 mm^2$$ **controls**

Use 2 ø 10 ,$A_{s,provided}$= 2*78.5=157mm^2>$A_{s,required}$= 125.6 mm^2 …. Ok

$$S = \frac{120-40-20-(2\times10)}{1} = 40\ mm > 25 > d_b = 10\ mm \boldsymbol{OK}$$

Check for strain:-

$$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85 b f_c'} = \frac{157\times420}{0.85\times520\times24} = 6.216mm$$

$$c = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{6.216}{0.85} = 7.31\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{284\ -7.31}{7.31}\right) = 0.1135 > 0.005 \qquad \boldsymbol{0k}$$

4-5-6 Shear Design for (R 1):-

V_u at distance d from support= 15.7KN (for Span1)

Shear strength V_c, provided by concrete for the joists may be taken 10% greater than for beams. This is mainly due to the interaction between the slab and closely spaced ribs.**(ACI, 8.13.8).**

$$V_c = \frac{1.1}{6}\sqrt{f_c'}\,b_w d = \frac{1.1}{6}\sqrt{24}\times120\times314\times10^{-3} = 33.84\ KN$$

øV_c =0.75×33.84 =25.38 KN

0.5 ø V_c =0.5×25.38 =12.69 KN

$0.5 \text{ ø } V_c < V_u = 15.7 < \text{ø } V_c$

Minimum shear reinforcement is required ($A_{v,min}$),**Except**for concrete joist construction.

SO,NO shear reinforcement is required

4-6 Design of Two way ribbed slab:

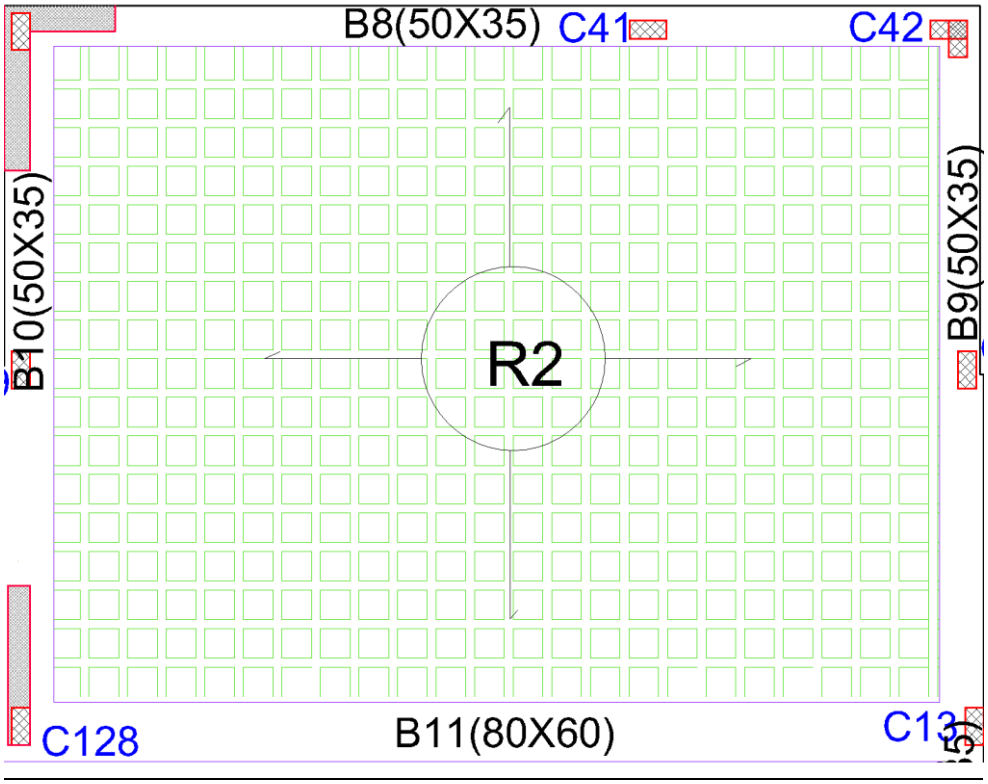


Fig (4- 11): two way rib slab location at the ground floor slab.

4-6-1 Determination of Thickness for Two Way Ribbed Slab:

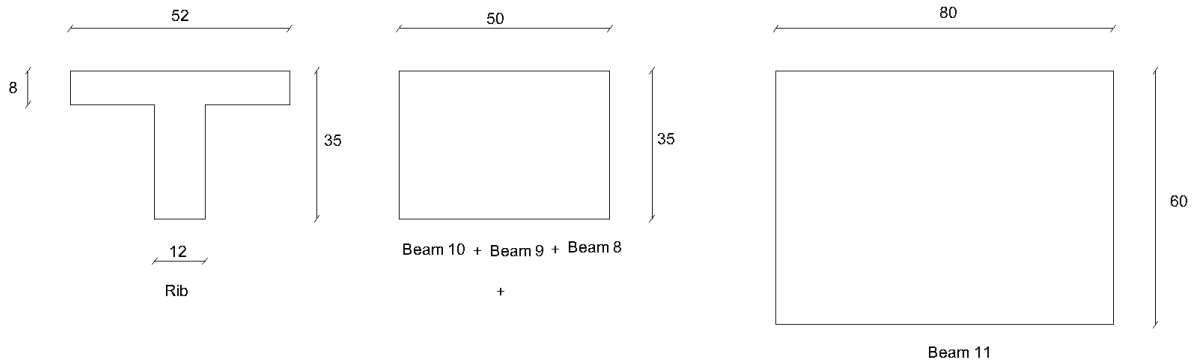


Fig (4- 12): rib and beams sections

Assume H =35cm

$I_{b8}=\frac{50*35^3}{12}$=178646 cm^4

$I_{b9}=\frac{50*35^3}{12}$=178646 cm^4

$I_{b10}=\frac{50*35^3}{12}$=178646 cm^4

$I_{b11}=\frac{80*60^3}{12}$=1440000 cm^4

$Y_c=\frac{40*8*4+35*12*16}{40*8+35*12}$=11.63cm

$I_r=\frac{52*11.63^3}{3}-\frac{40*3.63^3}{3}+\frac{12*23.37^3}{3}$=53014 cm^4

$I_{s1}=\frac{53014*(\frac{885}{2}+80)}{52}$=532689$cm^4$

$I_{s2}=\frac{53014*(\frac{885}{2}+50)}{52}$=502104 cm^4

$I_{s3}=\frac{53014*(\frac{1195}{2}+50)}{52}$=660126 cm^4

$I_{s4}=\frac{53014*(\frac{1195}{2}+50)}{52}$=660126 cm^4

$\alpha_1 = \frac{178646}{502104} = 0.36$

$\alpha_2 = \frac{1440000}{532689} = 2.7$

$\alpha_3 = \frac{178646}{660126} = 0.27$

$\alpha_4 = \frac{178646}{660126} = 0.27$

$\alpha_{fm} = \frac{0.36+2.70+0.27+0.27}{4} = 0.9 \leq 2.0$

$\beta = \frac{11.95}{8.85} = 1.35$

$h_{min} = \frac{8850*(0.8+(\frac{420}{1400}))}{36+1.35*5*(0.9-0.2)} = 239mm > 125mm$

h= 35 cm $> h_{min}$= 23.9cm

Load Calculation:

No.	Parts of Flight	Calculation	
1	Slop	25*0.07*0.52*0.52 = 0.4732KN	
2	Topping	25*0.08*0.52*0.52 = 0.541KN	
3	Rib	25*0.27*0.12*(0.52+0.4) = 0.7452KN	
4	Block	10*0.27*0.4*0.4 = 0.432 KN	
5	Plaster	22*0.02*0.52*0.52 = 0.119 KN	
		Sum	2.310

Table (4 – 4) Calculation of the total dead load for tow way rib slab.

Dead Load of slab:

DL $=\frac{2.31}{0.52*0.52}$ =8.55 KN/m^2

W_D =1.2*8.55 =10.25 KN/m^2

LL=1.5 KN/m^2

W_L =1.6*1.5=2.4 KN/m^2

W = 10.25+2.4 =12.65 KN/m^2

Moments Calculations:

m $=\frac{8.85}{11.95}$ =0.75

From tables use Case (1): Cneg= 0.0

*C*a,dL =0.061 , ,*C*b,dL =0.019

*C*a,LL =0.061 , ,*C*b,LL =0.019

$M^+_{a,d}= C_{a\,dl} \times W_{ud} \times (L_a)^2 = 0.061 \times 10.25 \times (8.85)^2 \times 0.52 = 25.46$ KN .m / rib.

$M^+_{aL}= C_{a\,ll} \times W_{ul} \times (L_a)^2 = 0.061 \times 2.4 \times (8.85)^2 \times 0.52 = 5.96$ KN .m / rib.

$M_{a\ positive} = 25.46 + 5.96 = 31.42$ KN .m / rib.

Negative moment at discontinuous edges = 1/3

positive

$M_{a\ neg}$=(1/3) ×31.42 = 10.47 KN .m / rib.

$M^+_{b,d}= C_{b\,dl} \times W_{ud} \times (L_b)^2 = 0.019 \times 10.25 \times (11.95)^2 \times 0.52 = 14.46$ KN .m / rib.

$M^+_{b\,L} = C_{bll} \times W_{ul} \times (L_b)^2 = 0.019 \times 2.4 \times (11.95)^2 \times 0.52 = 3.39$KN .m / rib.

$M_{b\ positive}$= 14.46 + 3.39 = 17.87KN .m / rib.

Negative moment at discontinuous edges = 1/3

positive.

$M_{b\ neg}$= (1/3) ×17.87 = 5.95KN.m /rib.

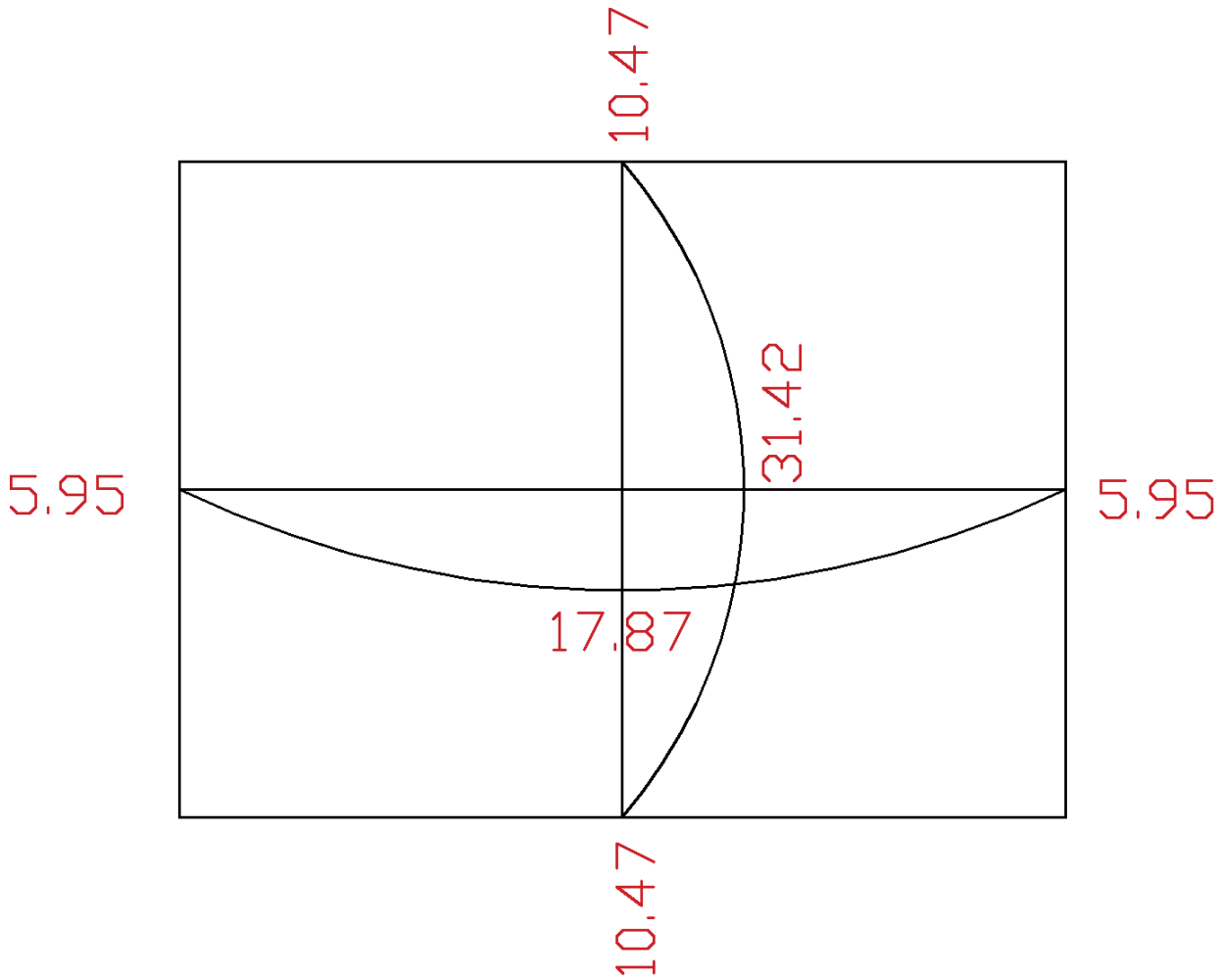


Figure (4-13) : moment diagram for tow way rib slab

4-6-2design of flexure for rib (13):

4-6-2-1Design of positive moments:

Design of Positive Moment :- (Ma=31.42 k.m)

Assume bar diameter ø 14 for main positive reinforcement

d =h- cover - $d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 8 - \frac{14}{2} = 315\ mm$

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{31.42\times10^6}{0.9\times520\times315^2} = 0.68Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times0.68}{420}}\right) = 0.00647$

$A_{s,\,req} = \rho.b.d = 0.00647\times520\times315 = 270\ mm^2$

Check for As min:-

$A_S\ \min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$ **ACI-318 (10.5.1)**

$A_S\ \min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(315) = 110.23mm^2$

$A_S\ \min = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$

$A_S\ \min = \frac{1.4}{420}(120)(315) = 126mm^2$ **controls**

$As_{req} = 270mm^2 > As_{min} = 126\ mm^2$ **OK**

Use 2 ø14, As, provided= 308 mm^2>$A_{s,\,required}$= 270mm^2… Ok

Check for strain:-

$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'} = \frac{308\times420}{0.85\times520\times24} = 12.19mm$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{12.19}{0.85} = 23.44mm$

$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{315-23.44}{23.44}\right) = 0.037 > 0.005$ **0k**

Design of Positive Moment:- (Mb=17.87KN.m)

d =h- cover - $d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 8 - \frac{14}{2} = 315mm$

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{17.87\times10^6}{0.9\times520\times315^2} = 0.38Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85f'_c} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times0.38}{420}}\right) = 0.0009$

$A_{s,\,req}$ = ρ.b.d = 0.0009 ×520×315= 150 mm^2

Check for As min:-

$$A_S\ \min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$$ **ACI-318 (10.5.1)**

$$A_S\ \min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(315) = 110.23mm^2$$

$$A_S\ \min = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$$

$$A_S\ \min = \frac{1.4}{420}(120)(315) = 126mm^2$$ **controls**

As_{req} = 150mm^2 >As_{min}= 126 mm^2 **OK**

Use 2 ø12, As, provided= 226.2 mm^2>$A_{s,\,required}$= 150mm^2… Ok

Check for strain:-

$a = \frac{A_{s.f\,y}}{0.85b\,f'_c} = \frac{226.2\times420}{0.85\times520\times24} = 8.96\,mm$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{8.96}{0.85} = 10.54mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{285-10.54}{10.54}\right) = 0.078 > 0.005 \qquad \boldsymbol{0k}$$

4-6-2-2design of negative moments:

Design of Negative Moment :- (Ma=-10.47KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for negative reinforcement

d =h- cover - $d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 8 - \frac{12}{2} = 316\ mm$

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{10.47 \times 10^6}{0.9 \times 120 \times 316^2} = 0.97\ Mpa$

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

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 0.97}{420}}\right) = 0.00243$

$A_{s,\,req}$ = ρ.b.d = 0.00243 ×120×316 = 92 mm^2

Check for As min:-

$$A_S\ \min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$$ **ACI-318 (10.5.1)**

$$A_S\ \min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(316) = 110.58 mm^2$$

$$A_S\ \min = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$$

$$A_S\ \min = \frac{1.4}{420}(120)(316) = 126.4 mm^2$$ **controls**

As_{req} = 92 <As_{min}= 126.4mm^2 **OK**

Use 2 ø10, $As_{,\,provided}$= 157.08 mm^2>$A_{s,\,required}$= 126.4mm^2... Ok

Check for strain:-

a = $\frac{A_{s.f_y}}{0.85bf_c'} = \frac{157.08\times420}{0.85\times120\times24} = 26.95\ mm$

x= $\frac{a}{\beta_1} = \frac{26.95}{0.85} = 31.7\ mm$

$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{316-31.7}{31.7}\right) = 0.027 > 0.005\boldsymbol{0k}$

Design of Negative Moment :- (Mb=-5.96KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for negative reinforcement

d =h- cover - $d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 8 - \frac{12}{2} = 316\ mm$

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{5.96\times10^6}{0.9\times120\times316^2} = 0..55\ Mpa$

m= $\frac{f_y}{0.85f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$

ρ= $\frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times0.55}{420}}\right) = 0.00133$

$A_{s,\ req}$ = ρ.b.d = 0.00133 ×120×316 = 50.35 mm^2

Check for As min:-

$A_{S\ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$ **ACI-318 (10.5.1)**

$A_{S\ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(316) = 110.58mm^2$

$A_{S\ min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$

$A_{S\ min} = \frac{1.4}{420}(120)(316) = 126.4mm^2$ **controls**

As_{req} = 50.35 <As_{min}= 126.4mm^2 **OK**

Use 2 ø10, $As_{,\ provided}$= 157.08 mm^2>$A_{s,\ required}$= 126.4mm^2... Ok

Check for strain:-

$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85 b f_c'} = \frac{157.08 \times 420}{0.85 \times 120 \times 24} = 26.95\ mm$

$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{26.95}{0.85} = 31.7\ mm$

$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{316-31.7}{31.7}\right) = 0.027 > 0.005\boldsymbol{0k}$

4-6-3 Design of shear for rib:

Maximum shear coefficient in short direction as in case (1) W_a@ m = 0.75

W_a = 0.76

The total load on the panel =11.95*8.85*12.65= 1338 KN

The load per rib at the face of long beam =0.76*1338*0.52/(2*11.95)= 22.12 KN

$V_{ud} = V_{uface}$ - Wu*b_f*d = 22.12 – 10.65*0.52*0.316= 20.37 KN

The shear strength of one rib:

$V_c = \frac{1.1}{6}\sqrt{f_c'} b_w d = \frac{1.1}{6}\sqrt{24} \times 120 \times 316 \times 10^{-3} = 34.1\ KN$

øV_c =0.75×34.1 =25.55KN

0.5 ø V_c =0.5×20.37=10.19KN

V_{ud}< ø V_c

Minimum shear reinforcement is required except for joist construct

4-7 Design of Beam (B3) in the Ground Floor:

Material :-

concrete B300 Fc' = 24 N/mm^2

Reinforcement Steel Fy = 420 N/mm^2

By using **ATIR** program, we get the envelope moment and shear force diagram

as the:-

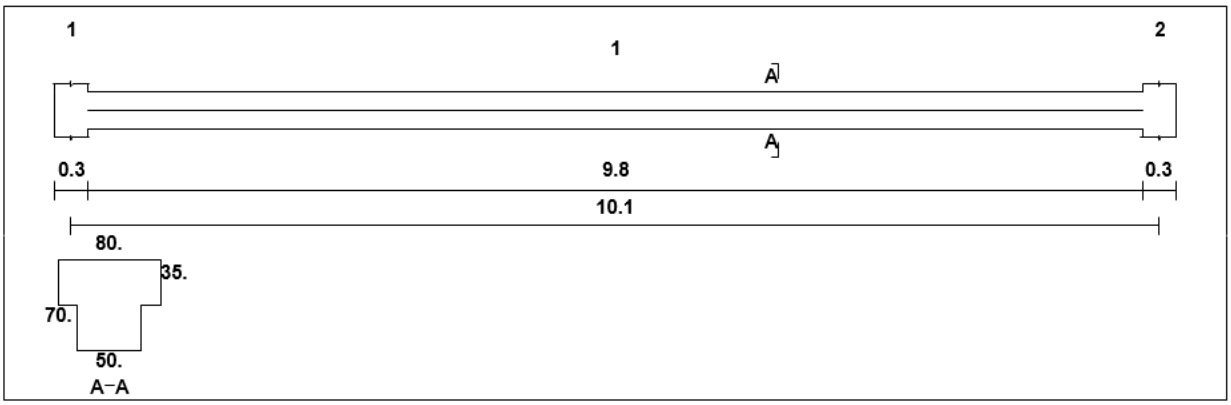


Figure (4-14) : Beam geometry.

Load on beam :-

Load of this beam come from reactions of Rib1 as following:

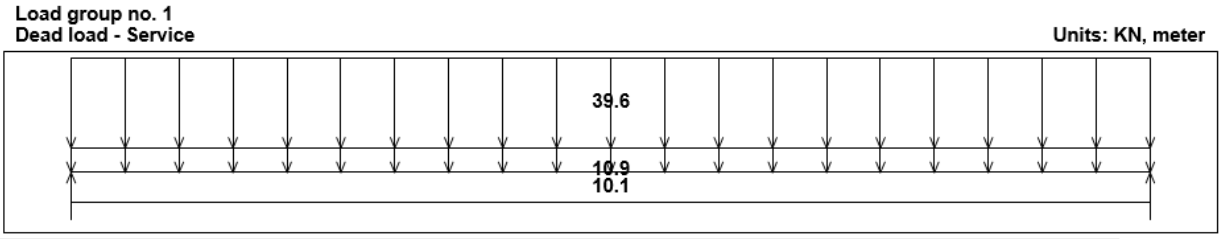


Figure (4-15): Dead load in the Beam

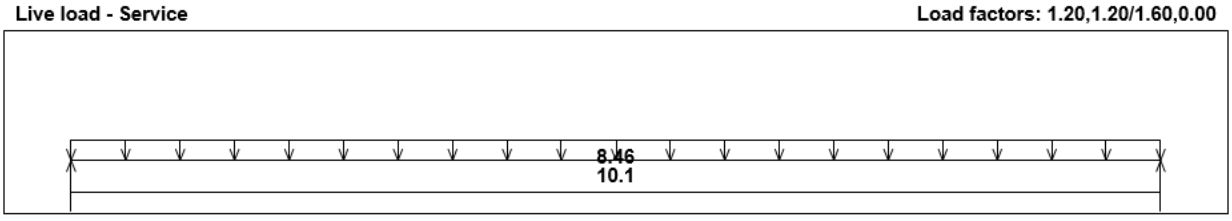


Figure (4-16) : Live load in the Beam

»Self-weight of beam =10.9 KN/m

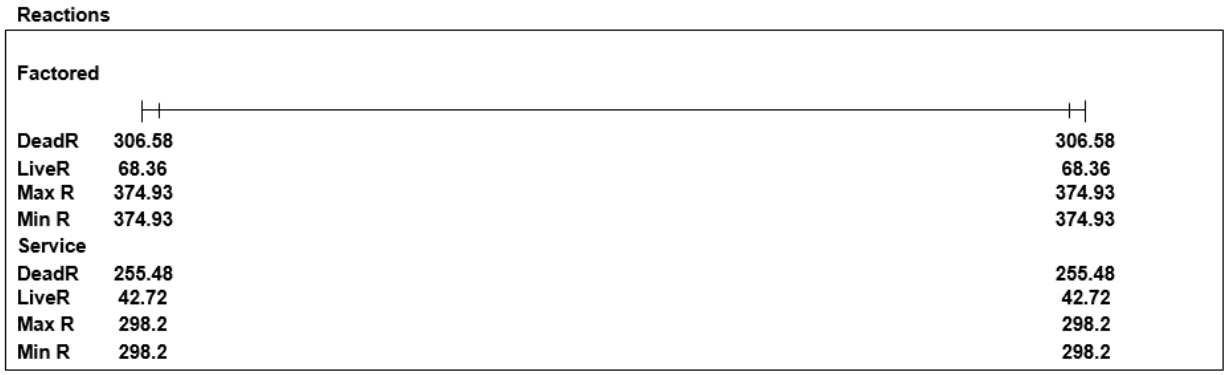


Fig (4-17): Reactions of Beam (live and dead)

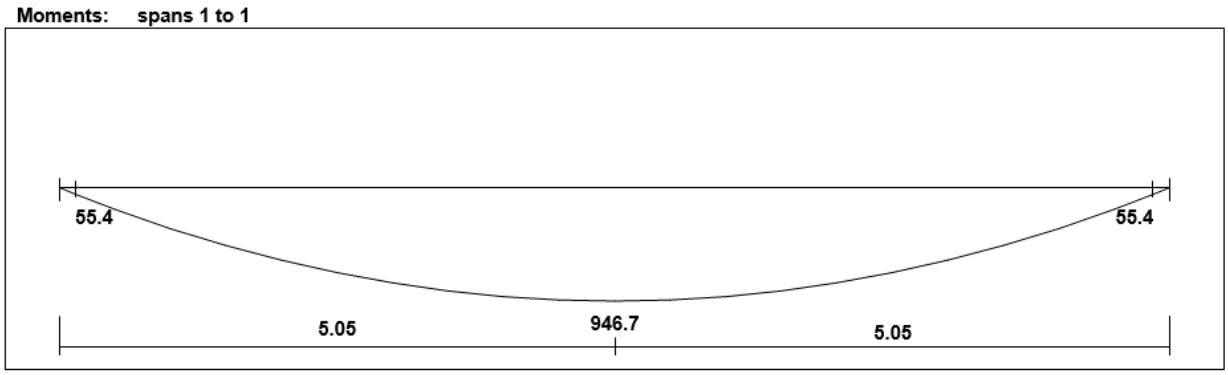


Figure (4-18) : Moment Diagram in beam

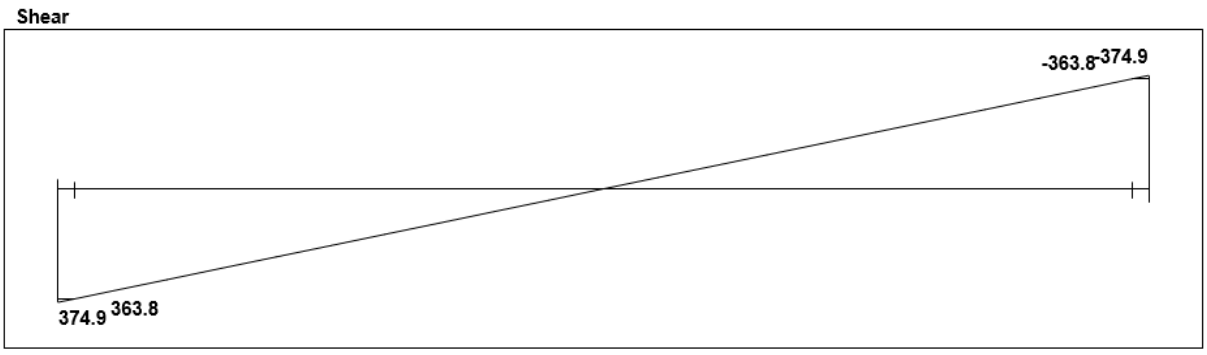


Figure (4-19) : Shear Diagram in beam

4-7-1 Load Calculations:-

Dead Load Calculations for Beam(B 3):-

The distributed Dead and Live loads acting upon B3can be defined from the support reactions R1.

From Rib1

The**maximum**support reaction from Dead Loads for R1 upon B3 is 20.63KN.

self-weight = 10.9KN

DL =20.63/ 0.52=39.67+ 10.9= 50.573KN/m

Live Load calculations for Beam (B 2):-

From Rib1

The **maximum** support reaction from Live Loads for R1upon B3 is 4.4 KN The distributed Live Load from the Rib1 on B3.

LL =4.4/ 0.52= 8.46KN/m.

qu = 1.2* D+ 1.6*L

= 1.2*50.57+1.6*8.46KN/m

= 74.22 KN/m

Positive Moment $= \frac{wl^2}{8} = \frac{74.22 * 10.1^2}{8}$ **= 946.39 KN.m**

Positive moment from program =946.7 KN.m

4-7-2 Moment Design for Beam (B 3):-

Flexural Design For Positive Moment :-

(Mu=946.7 KN.m)

Determine of $M_{n,max}$

d =700– 40 -10 -25\2 = 637.5 mm

$$x = \frac{3}{7}d = \frac{3}{7}.637.5 = 273.2\ mm$$

$$a = \mathcal{B}.x = 273.2 * 0.85 = 232.22\ mm$$

$Mn_{,\ max}$= 0.85∗ f'_c ∗a *b(d - $\frac{a}{2}$) = 0.85*24*232.22*800*(637.5-232.22/2) *10^{-6}= 1975.9KN.m

Ø Mn_{max} = 0.82* 1975.9= 1620.238KN.m >946.7

Desgin The Section Singly Reinforced Concrete Section .

Determine of $M_{n,max}$

d =700– 40 -10 -25\2 = 637.5 mm

Check if a>h_f to determine whether the section will act as rectangular or T- section.

M_{nf} =$0.85.f'_c.b_e.hf.(d-\frac{hf}{2})$

$$= 0.85 \times 24 \times 800 \times 350 \times \left(637.5 - \frac{350}{2}\right) \times 10^{-6} = 2641.8\ \text{KN.m}$$

$M_{nf} \gg \frac{M_u}{\varphi} = \frac{946.7}{0.9}$= 1051.89 KN.m , the section will be designed as rectangular section with b_e =800 mm.

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{946.7\times10^6}{0.9\times800\times637.5^2} = 3.235Mpa.$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f'_c} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times3.235}{420}}\right) = 0.00843$$

A_s = ρ.b.d = 0.00843×800×637.5 = 4299.3 mm^2.

Check for $A_{s,min}$:-

$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 500 * 637.5 = 929.49 mm^2$

$As_{min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420} * 500 * 637.5 = 1062.5\ mm^2$ **Controls**

$A_s = 4299.3\ mm^2$

Use 9ø25 Bottom, $A_{s,provided}$= 4417.83mm^2>$A_{s,required}$= 4299.3 mm^2 … Ok

Check spacing:-

$$S = \frac{500-40*2-20-(9*25)}{8} = 21.875mm < d_b = 25 < 25 \boldsymbol{not\ ok}$$

Use 6ø32 Bottom, $A_{s,provided}$= 4825.48>$A_{s,required}$= 4299.3 mm^2 … Ok

$$S = \frac{500-40*2-20-(6*32)}{5} = 41.6mm > d_b = 25 > 25 \boldsymbol{not\ ok}$$

Check for strain:-

$$a = \frac{A_{s.fy}}{0.85 b f_c'} = \frac{4825.48 \times 420}{0.85 \times 800 \times 24} = 124.185mm$$

$$c = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{124.185}{0.85} = 146.1mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{637.5-146.1}{146.1}\right) = 0.010 > 0.005\ \emptyset = .\mathbf{9}$$

4-7-3 Shear Design for (B 3):-

V_u max = 363.8 KN

$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{fc'}b_w d = = \frac{1}{6}\sqrt{24} * 500 * 637.5/1000 = 260.258$ KN

ΦV_c= 0.75*260.258 =195.193 KN

Vu =363.8<ΦV_c= 195.193

$$Vs = \frac{Vu}{\emptyset} - Vc$$

$$Vs, req = \frac{363.8}{\emptyset.75} - 260.258 \quad = 224.8 \text{ KN}$$

$$Vs' = \frac{1}{3} * \sqrt{fc'} * bw * d$$

$$Vs' = \frac{1}{3} * \sqrt{24} * 500 * 637.5 \quad = 520.5$$

Vs'**OK**<Vs

Smax =d/2 =637.5/2 = 318.75 mm*control*

Smax = 600 mm

Use 2 leg Φ 14 @150mm

S=150mm < 318.75OK

$$Vs, pro = \frac{Av * fy * d}{s}$$

$Vs = \frac{307.8*420*637.5}{150*1000}$ = 549.4 KN ≥V_u max = 363.8 **OK**

4-8 Design of Stair

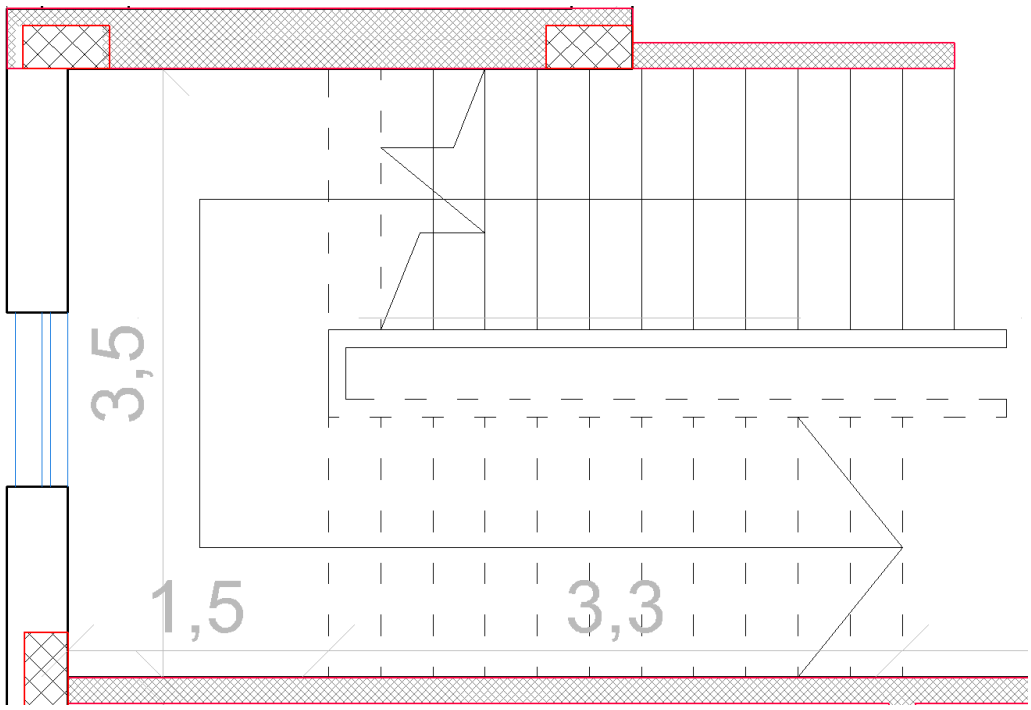


Fig (4-20): Stair Plan.

❖ **Material :-**

⇒ concrete B300 Fc' = 24 N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel Fy = 420 N/mm^2

4-8-1 Design of Flight :-

✓ **Determination of Thickness:-**

$h_{min} = L/20$

$h_{min} = 3.30/20 = 16.5$ cm

Take h = 25 cm

The Stair Slope by $\theta = \tan^{-1}(16.3 / 30) = 28.6^{o}$

✓ **Load Calculation:**

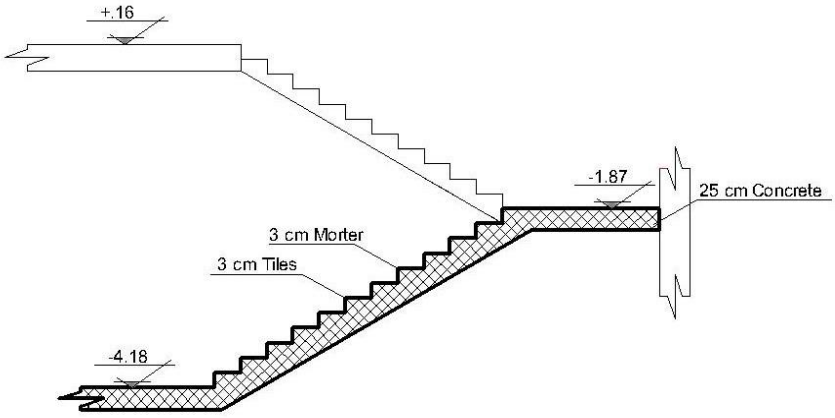


Fig (4.21):Stair Section.

Dead Load for Flight for 1m Strip:-

No.	Parts of Flight	Calculation	
1	Tiles	23*0.03*1*((0.35+0.163)/0.3) = 1.18Kn/m	
2	Mortar	22*0.03*1*((0.3+0.163)/0.3) = 1.02Kn/m	
3	Stair	25*0.5*0.163*1 = 2.04Kn/m	
4	R.C	25*0.25*1 / cos28.6 ^{o} = 7.11Kn/m	
5	Plaster	22*0.02*1 / cos28.6^{o} = 0.51Kn/m	
		Sum	11.9Kn/m

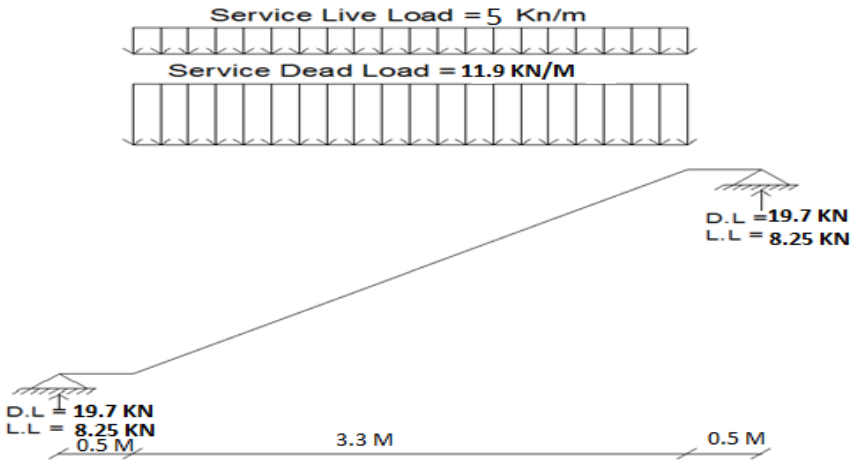
Table (4-5): Dead Load Calculation of Flight.

Live Load For Landing For 1m Strip = 5*1 = 5 Kn/m

Factored Load For Flight :-

W_U = 1.2 ×11.90 + 1.6×5 =19.9Kn/m

✓ **System of Flight:-**



(Fig 4.22): Statically System and Loads Distribution of Flight**.**

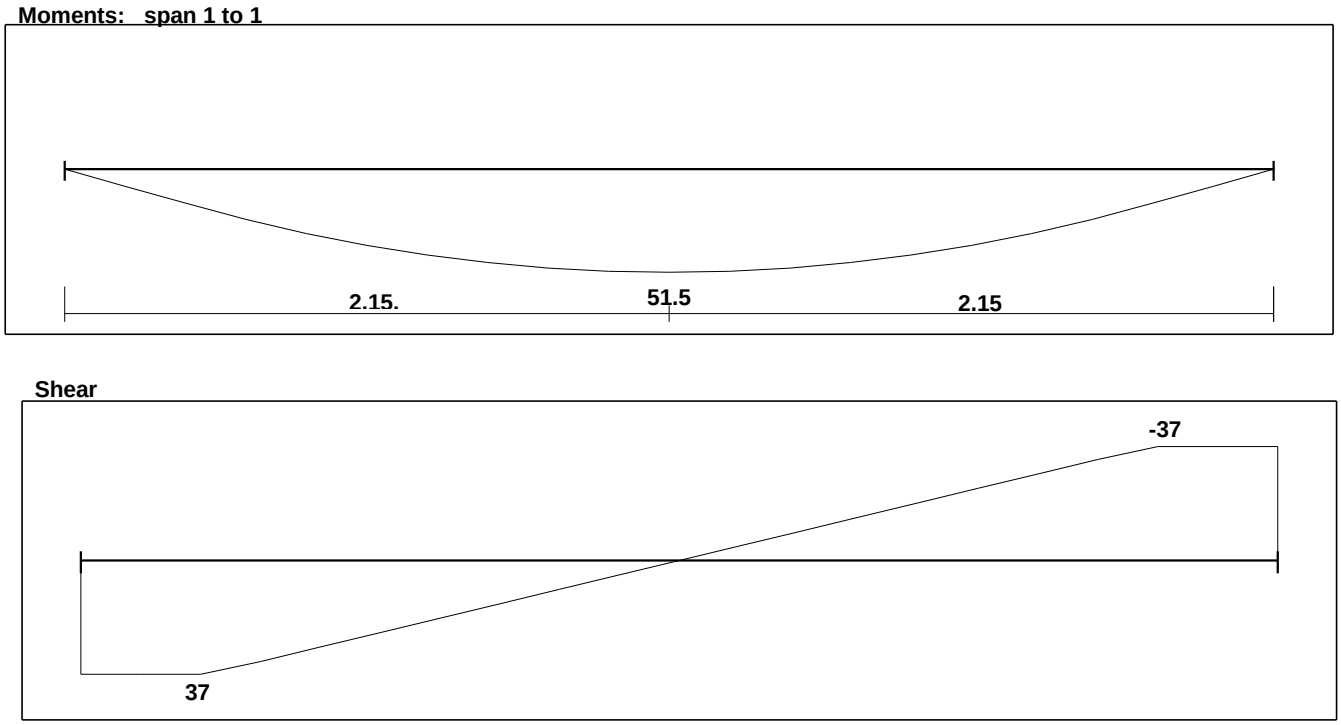


Fig (4-23): Shear and Moment Envelope Diagram of Flight**.**

4-8-1-1 Design of Shear for Flight :- (Vu=37.0 Kn)

Assume bar diameter ø 14 for main reinforcement

d =h- cover $-\frac{d_b}{2} = 250 - 20 - \frac{14}{2} = 223\ mm$

$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{fc'}b_w\ d = = \ \frac{1}{6}\sqrt{24} * 1000 * 223 = 182.1$ Kn

$\Phi\ V_c$ = 0.75* 182.1 = 136.6 KN> Vu = 37Kn**…… No shear reinforcement are required**

4-8-1-2 Design of Bending Moment for Flight :- (Mu=51.5 Kn.m)

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{51.5\times10^6}{0.9\times1000\times223^2} = 1.15\ Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times1.15}{420}}\right) = 0.00282$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.00282 ×1000×223 = 630 mm^2/m

$A_{s,min}$= 0.0018*1000*250 = 450mm^2/m

As_{req} = 630 mm^2>$A_{s,min}$=450mm^2/m

Check for Spacing :-

S = 3h = 3*300 =900 mm

$S = 380*(\frac{280}{\frac{2}{3} * 420}) - 2.5*20 = 330$

S = 450 mm

S = 330mm **…… is control**

Use ø12 @ 150 mm ,$A_{s,provided}$= 770 mm^2>$A_{s,required}$= 630mm^2… Ok

Check for strain:-

$$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f'_c} = \frac{770\times420}{0.85\times1000\times24} = 15.85\ mm$$

$$c = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{15.85}{0.85} = 18.65\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{173-18.65}{18.65}\right) = 0.025 > 0.005 \quad \ldots\ldots \boldsymbol{0k}$$

1- Lateral or Secondary Reinforcement For Flight :-

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

Use ø10@ 150mm ,$A_{s,provided}$= 523 mm^2>$A_{s,required}$= 360mm^2… Ok

4-8-2 Design of Middle Landing :-

- ✓ **Determination of Thickness:-**

h_{min} = L/20

h_{min} = 3.30 /20 = 16.5 cm

Take h = 25 cm

✓ **Load Calculation:-**

Dead Load For Solid 7 Landing For 1m Strip:-

No.	Parts of Landing	Calculation	
1	Tiles	23*0.03*1= 0.69Kn/m	
2	Mortar	22*0.03*1= 0.66Kn/m	
4	R.C	25*0.25*1= 6.25Kn/m	
5	Plaster	22*0.02*1= 0.44Kn/m	
		Sum	8.04Kn/m

Table (4-6): Dead Load Calculation of Middle Landing.

Live Load For Landing = 5*1 = 5 Kn/m

Reaction From Flight:-

DL =19.7Kn/m
LL =8.25Kn/m

Total Dead Load = 8.04 + 19.7 = 27.74Kn/m

Total Live Load = 5 + 8.25 = 13.25 Kn/m

Factored Load For Landing :-

W_U = 1.2 ×27.74 + 1.6×13.25 =54.50Kn/m

✓ **System of Landing:-**

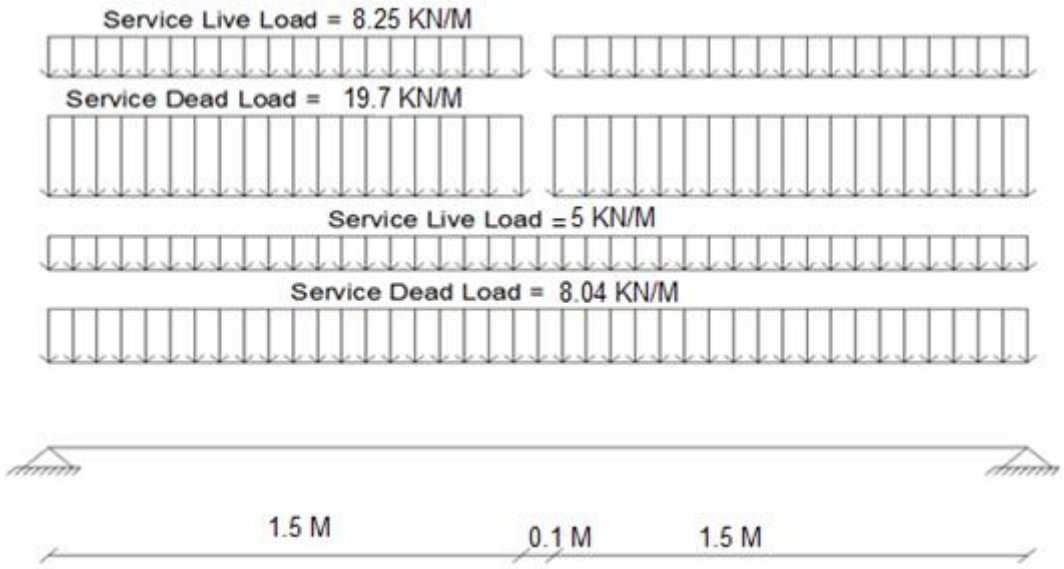


Fig (4-24): Statically System and Loads Distribution of Middle Landing.

M o m e n t / S h e a r E n v e l o p e (Factored) Units:kN,meter

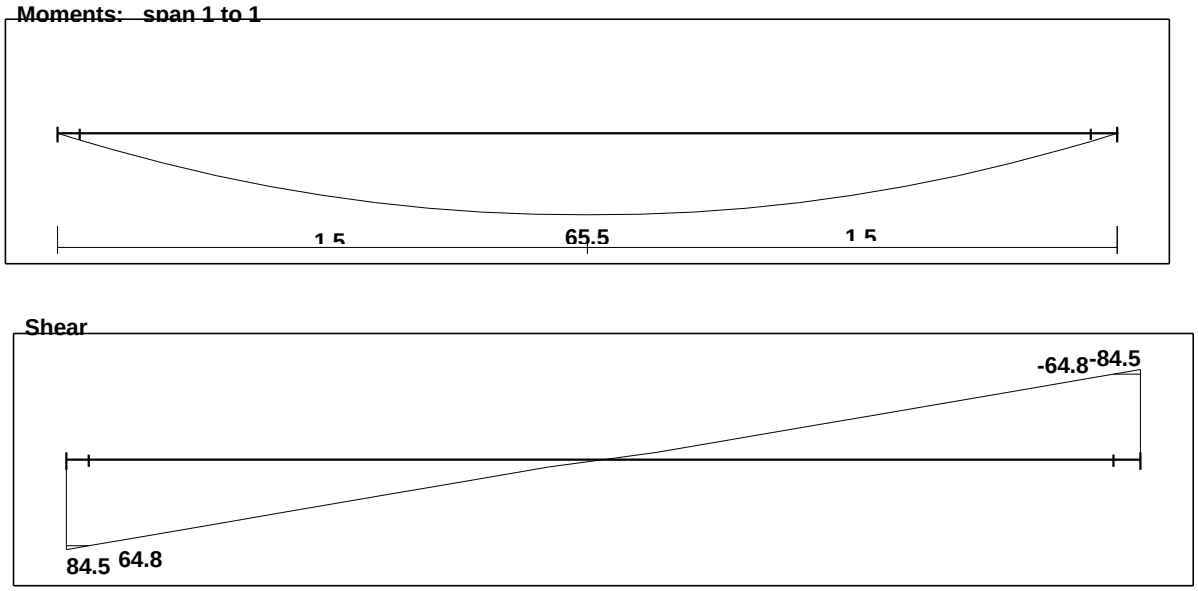


Fig (4-25): Shear and Moment Envelope Diagram of Middle Landing.

4-8-2-1Design of Shear:- (Vu=64.8Kn)

Assume bar diameter ø 14 for main reinforcement

d =h- cover $-\frac{d_b}{2} = 250 - 20 - \frac{14}{2} = 223\ mm$

$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{fc'}b_w\ d = = \ \frac{1}{6}\sqrt{24} * 1000 * 223 = 182.1$ Kn

$\Phi^* V_c = 0.75^* 182.1 = 136.6$Kn> Vu = 64.8Kn**….. No shear reinforcement are required**

4-8-2-2 Design of Bending Moment :- (Mu=65.5Kn.m)

Assume bar diameter ø 14 for main reinforcement

d =h- cover $-\frac{d_b}{2} = 250 - 20 - \frac{14}{2} = 223\ mm$

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{65.5\times10^6}{0.9\times1000\times223^2} = 1.46\ Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times1.46}{420}}\right) = 0.0036$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.0036×1000×223 = 807.12 mm^2

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

$A_{s,req}$ = 807.12 mm^2**…… is control**

Check for Spacing :-

S = 3h = 3*300 =900 mm

$S = 380^*(\frac{280}{\frac{2}{3} * 420}) - 2.5^*20 = 330$

S = 450 mm

S = 330mm **…… is control**

Use ø14@ 15mm ,$A_{s,provided}$= 1026 mm^2>$A_{s,required}$= 807.12 mm^2… Ok

Check for strain:-

a =$\frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f'_c} = \frac{1026\times420}{0.85\times1000\times24} = 21.14\ mm$

c= $\frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{21.14}{0.85} = 24.87\ mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{223-24.87}{24.87}\right) = 0.024 > 0.005 \ \dots\dots \boldsymbol{0k}$$

lateral or Secondary Reinforcement For Landing :-

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

Use ø10 @ 150 mm ,$A_{s,provided}$= 523 mm^2>$A_{s,required}$= 450 mm^2… Ok

4-8-3 Design of Main Landing :-

- ✓ **Determination of Thickness:-**

h_{min} = L/20

h_{min} = 3.20 /20 = 16 cm

Take h = 25 cm

✓ **Load Calculation:-**

Dead Load For middle Landing For 1m Strip:-

No.	Parts of Landing	Calculation	
1	Tiles	23*0.03*1= 0.69Kn/m	
2	Mortar	22*0.03*1= 0.66Kn/m	
4	R.C	25*0.25*1= 8.75 Kn/m	
5	Plaster	22*0.02*1= 0.44Kn/m	
		Sum	10.54 Kn/m

Table (4-7): Dead Load Calculation of Main Landing.

LiveLoadFor Landing For 1m Strip = 5*1 = 5 Kn/m

Reaction From Flight:-

DL = 19.7 Kn/m
LL = 8.25 Kn/m

Total Dead Load = 10.54 + 19.7 = 30.24 Kn/m

Total Live Load = 5 + 8.25 = 13.25 Kn/m

FactoredLoad For Landing :-

$W_U = 1.2 \times 30.24 + 1.6 \times 13.25 = 57.48$ Kn/m

✓ **System of Landing:-**

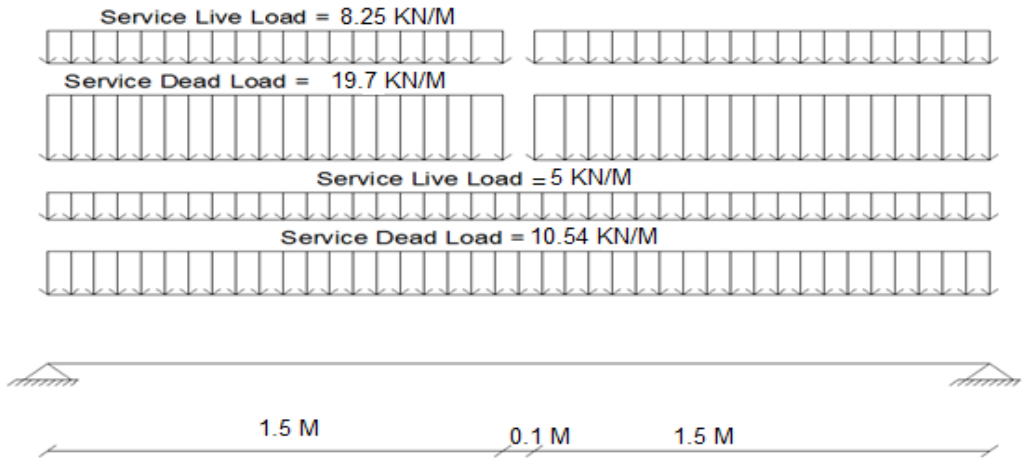
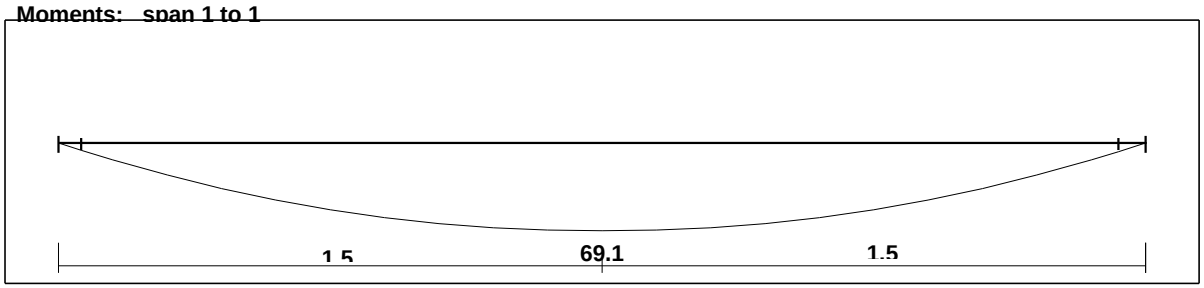


Fig (4-26): Statically System and Loads Distribution of Main Landing.

M o m e n t / S h e a r E n v e l o p e (Factored) Units:kN, meter



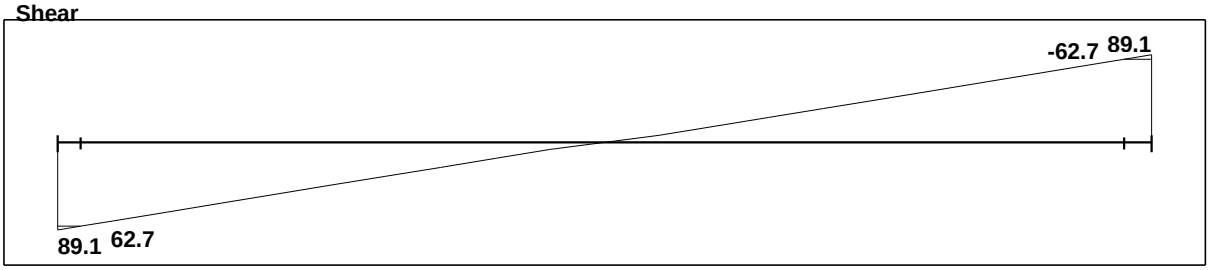


Fig (4-27): Shear and Moment Envelope Diagram of Main Landing.

4-8-3-1 Design of Shear:- (Vu=62.7 Kn)

Assume bar diameter ø 14 for main reinforcement

d =h- cover $-\frac{d_b}{2} = 350 - 20 - \frac{14}{2} = 323\ mm$

$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{fc'}b_w\ d = = \ \frac{1}{6}\sqrt{24} * 1000 * 323 = 263.7$ Kn

$\Phi^* V_c$ = 0.75* 263.7 = 19.8Kn> Vu = 62.7Kn**….. No shear reinforcement are required**

4-8-3-2 Design of Bending Moment :- (Mu=69.1Kn.m)

Assume bar diameter ø 14 for main reinforcement

d =h- cover $-\frac{d_b}{2} = 350 - 20 - \frac{14}{2} = 323\ mm$

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{69.1\times10^6}{0.9\times1000\times323^2} = 0.74\ Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times0.74}{420}}\right) = 0.0018$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.0018×1000×323 = 576.6 mm^2

$A_{s,min}$ =0.0018*1000*350 = 630mm^2

$A_{s,req}$=576.6mm^2<$A_{s,min}$630.0 mm^2**…… is control**

$A_{s,min}$630.0 mm^2**…… is control**

Check for Spacing :-

S = 3h = 3*300 =900 mm

$S = 380*(\frac{280}{\frac{2}{3}*420}) - 2.5*20 = 330$

S = 450 mm

S = 330mm **…… is control**

Use ø12@ 15 mm ,$A_{s,provided}$= 753 mm^2>$A_{s,required}$= 630mm^2… Ok

Check for strain:-

a =$\frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f'_c} = \frac{753\times420}{0.85\times1000\times24} = 15.5\ mm$

c= $\frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{21.14}{0.85} = 18.23\ mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{323-18.23}{18.23}\right) = 0.05 > 0.005 \ \dots\dots \boldsymbol{0k}$$

lateral or Secondary Reinforcement For Landing :-

$A_{s,req}$= $A_{s,min}$ =0.0018*1000*350 = 630 mm^2

Use ø12 @ 150 mm ,$A_{s,provided}$= 785 mm^2>$A_{s,required}$= 630 mm^2… Ok

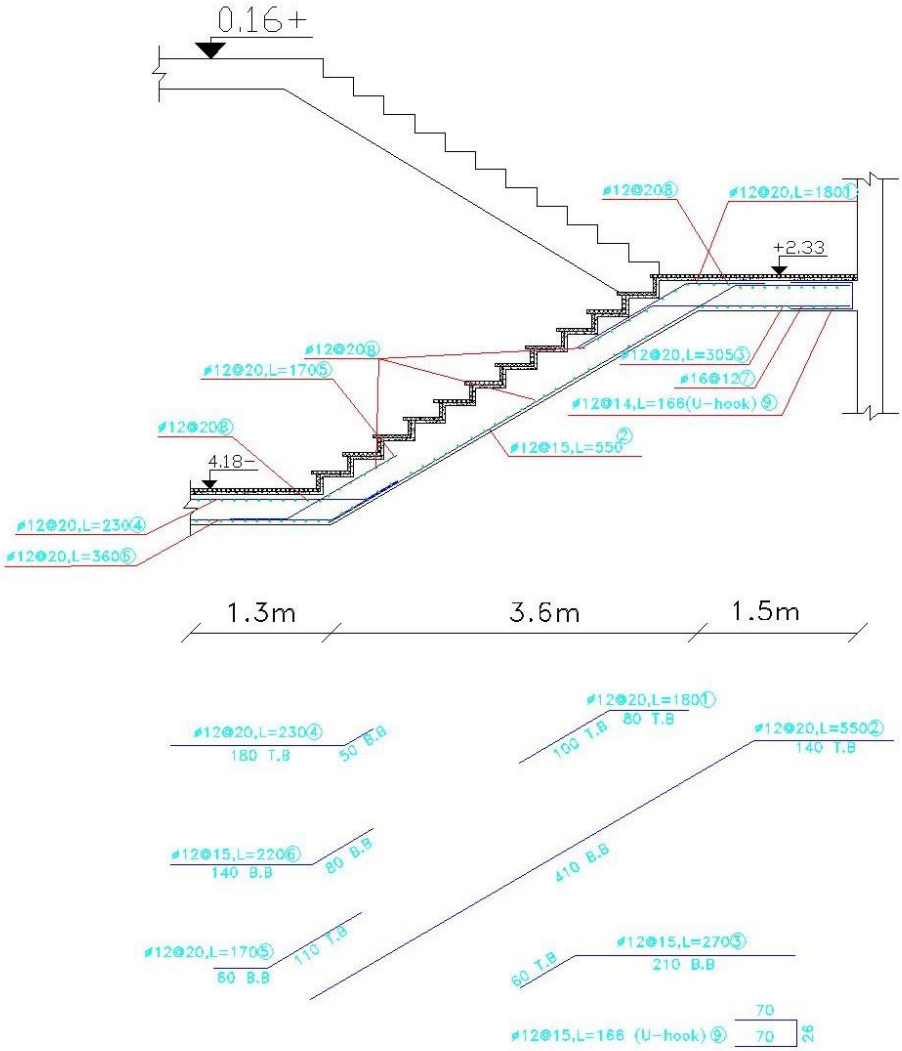


Fig (4-28): Stair Reinforcement Details.

4-9 Design of Column

❖ **Material :-**

⇒ concrete B350 Fc' = 28 N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel Fy = 420 N/mm^2

4-9-1 Load Calculation:- (From Column Group E)

Service Load:-

Dead Load =2500KN
Live Load =500 KN

Factored Load:-

P_U = 1.2 ×2500+ 1.6×500 =3800 KN

4-9-2 Dimensions of Column:-

$Assume \rho g = 0.01$

$\phi * Pn = 0.65 \text{ x } 0.8 \times Ag \{0.85\ fc'(1-\rho g) + \rho g * Fy\}$

$3800 * 10\text{^}3 = 0.65 \text{ x } 0.8 \times Ag \{0.85 * 24 (1-0.01) + 0.01 * 420\}$

Ag= 299545 mm2
Assume Rectangular Section
b= 650mm
h = 299545 /650 = 460 mm
select b = 500 mm

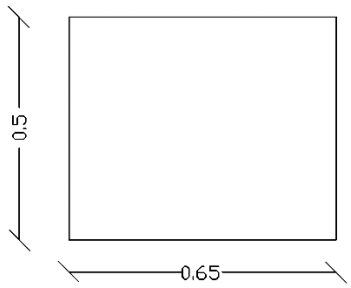


Fig (4-39): Column section

- ✓ **Check Slenderness Parameter:-**

$$\frac{klu}{r} < 34 - 12\frac{M1}{M2} \leq 40$$

Lu: Actual unsupported (Unbraced) length.

K: effective length factor. According to ACI 318-2002 (10.10.6.3) The effective length factor k, shall be permitted to be taken as 1.0.

R: radius of gyration = $\sqrt{\frac{I}{A}}$ ≈0.3 h …….For rectangular section

Lu = 4.45 - 0.35= 4.10m
M1/M2 =1
K=1 for braced frame.

- **about y-axis (b= 0.50 m)**

$$\frac{klu}{r} < 34 - 12\frac{M1}{M2} \leq 40$$

- $\frac{1\times 4.10}{0.3\times 0.50} = 27.3 > 22$

Column Is long About Y-axis

- **about X-axis (h= 0.650m)**

$$\frac{klu}{r} < 34 - 12\frac{M1}{M2} \quad .....ACI-(10.12.2)$$

$\frac{1\times 4.10}{0.3\times 0.650} = 21 < 22$ Then Column Is Short About X-axis

- ✓ **Minimum Eccentricity:-**

$$ey = \frac{Mux}{Pu} = 0$$

$$\min\ ey = 15 + 0.03 \times h = 15 + 0.03 \times 500 = 300mm$$

$$ey = 0.030m$$

- ✓ **Magnification Factor:-**

$$\delta_{ns} = \frac{Cm}{1 - \frac{Pu}{0.75P_c}} \geq 1.0 and \leq 1.4$$

$$Cm = 0.6 + 0.4\left(\frac{M1}{M2}\right) \geq 0.4$$

$$Cm = 0.6 + 0.4 * 1 = 1 \geq 0.4$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(KLu)^2}$$

$$EI = 0.4\frac{E_c I_g}{1+\beta_d}$$

$$E_c = 4700\sqrt{fc'} = 4700 \times \sqrt{28} = 24870.6Mpa$$

$$\beta_d = \frac{1.2DL}{Pu} = \frac{1.2*(2500)}{3800} = 0.940 < 1$$

$$I_g = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0.65 \times 0.50^3}{12} = 0.00677m^4$$

$$EI = \frac{0.4 \times 24870 \times 0.00677}{1+0.940} = 34.715MN.m^2$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 * 34.715}{(1*4.1)^2} = 20.38MN$$

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{3800}{0.75*20380}} = 1.31 \geq 1.0 and \leq 1.4$$

✓ **Interaction Diagram:-**

$$ey = e_{\min} \times \delta_{ns} = 0.030 \times 1.33 = 0.0395m$$

$$\frac{ey}{h} = \frac{0.0395}{0.65} = 0.06$$

$$\frac{\gamma}{h} = \frac{500 - 2*40 - 2*10 - 25}{500} = 0.75$$

From the interactio n diagram chart

from chart A9 - b for $\frac{\gamma}{h} = 0.75 \rightarrow \rho g = 0.01$

Select reinforcem ent

$$\text{Ast} = \rho g \times Ag = 0.01 \times 650 * 500 = 3250mm^2$$

Select $14\,\phi 18\ with\ As = 3563mm^2 > \text{Ast} = 3250mm^2$.

from chart A9 - b for $\frac{\gamma}{h} = 0.75 \rightarrow \rho g = 0.01$

Select reinforcem ent

$$\text{Ast} = \rho g \times Ag = 0.01 \times 650 * 500 = 3250mm^2$$

Select $14\,\phi 18\ with\ As = 3563mm^2 > \text{Ast} = 3250mm^2$.

4-9-3 Design of the Stirrups:-

The spacing of ties shall not exceed the smallest of :-

$$spacing \le 16 \times d_b = 16 \times 1.80 = 28.8\ cm$$

$$spacing \le 48 \times d_s = 48 \times 1.0 = 48\ cm$$

$$spacing \le least\ \text{dim} = 50\ cm$$

$Use \phi 10 @ 20\ cm$

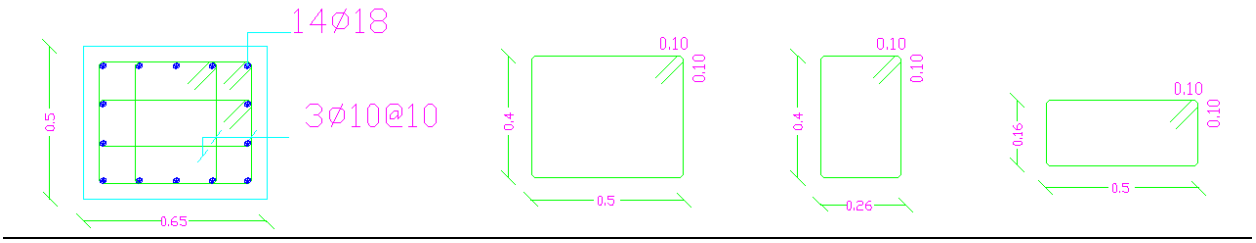


Figure (4-30): Column Reinforcement Details.

4-10 Design of Shear Wall

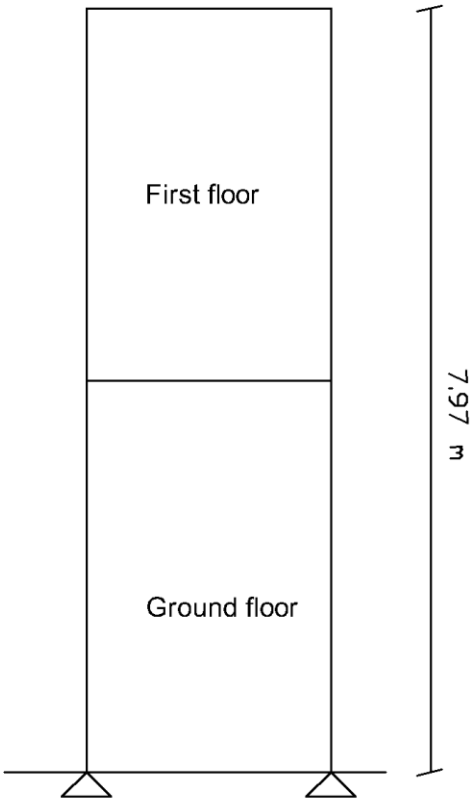


Figure (4-31): Shear Wall.

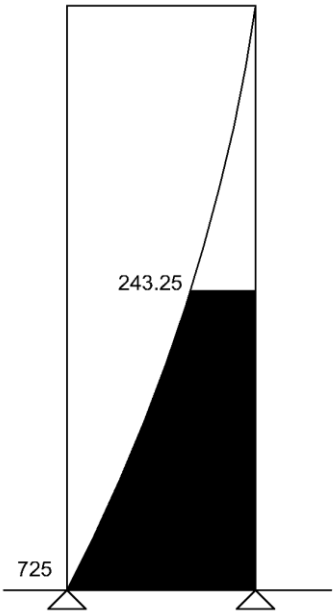


Figure (4-32): Shear Diagram of Shear Wall.

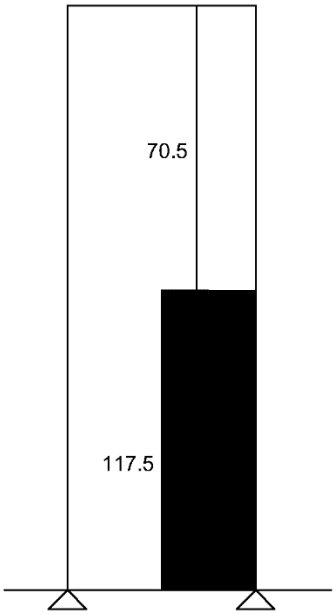


Figure (4-33) Moment Diagram of Shear Wall.

✓ **Material and Sections:- (From Shear Wall 2)**

⇒ concrete B350 Fc' = 28 N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel Fy = 420 N/mm^2

⇒ Shear Wall Thickness h = 30 cm

⇒ Shear Wall Width Lw = 1.50m

⇒ Shear Wall Height Hw = 7.97m

4-10-1 Design of Horizontal Reinforcement:-

$$\sum Fx = Vu = 690.5\ KN$$

The critical Section is the smaller of:

$$\frac{lw}{2} = \frac{1.45}{2} = 0.725m.....Control$$
$$\frac{hw}{2} = \frac{7.55}{2} = 3.775m$$
$$storyheigh(Hw) = 4.1m$$

$$d = 0.8 \times Lw = 0.8 \times 1.45 = 1.16m$$

$$\emptyset V_{nmax} = \emptyset \frac{5}{6}\sqrt{f_c'}hd$$
$$= 0.75 * 0.83 * \sqrt{28} * 300 * 1160 = 1146.3\ KN > V_u = 117.5KN$$

$V_c$is the smallest of :

$$1 - V_c = \frac{1}{6}\sqrt{f_c'}hd = \frac{1}{6}\sqrt{28} * 300 * 1160 = 306.9KN$$
$$2 - V_c = 0.27\sqrt{f_c'}hd + \frac{N_u d}{4l_w} = 0.27\sqrt{28} * 300 * 1160 + 0 = 497.19KN$$

$$3-\ V_c = \left[0.05\sqrt{f_c} + \frac{l_w\left(0.1\sqrt{f_c'} + 0.2\frac{N_u}{l_w h}\right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}}\right] hd$$

$$3-\ V_c = \left[0.05\sqrt{28} + \frac{1.45\left(0.1\sqrt{28}+0\right)}{4.72}\right] 300 * 1.16\ = 148.64KN\ \ \ldots\ldots\text{Control}$$

$$M_u = 243.25 + 117.5 * (4.1 - 0.725) = 640KN.m$$

$$\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2} = \frac{640}{117.5} - \frac{1.45}{2} = 4.72$$

Vc =148.64KN

$\emptyset * vc + \emptyset vs = vu$
$\emptyset * vs$=vu-$\emptyset * vc$
Vs=vu/$\emptyset - vc$
Vs=117.5/0.75-148.64= 8kn **need reinforcement**

$$\frac{A_{vh}}{S_2} = \frac{v_s}{f_y\ d} = \frac{8}{400 * 3600} = 0.000005m2/m$$

$$\rho_t = \frac{A_{vh}}{S_2 * h} = \frac{0.000005}{0.3} = 0.00001 < 0.0025$$

- Maximum spacing is the least of :

$\frac{Lw}{5} = \frac{1450}{5}$ = 290 mm……. Control
3*h = 3*300 = 900mm

450 mm

Select ∅10 ,tow layers

Sh=157/0.75=209.33

$$\rho_t = \frac{A_{vh}}{S_2 * h} = \frac{2 * 78.5}{S_2 * 300} = 0.0025$$

Sh=209.33

Select Sh=200mm≤Smax= 290 mm.

4-10-2 Design of Vertical Reinforcement:-

$$\frac{A_{vv}}{S_v} = 0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{h_w}{Lw}\right)(\rho_t - 0.0025) \geq 0.0025$$

$$\frac{h_w}{Lw} = \frac{7.55}{1.45} = 5.2$$

$$for\ this\ wall\ with\ \frac{h_w}{Lw} \geq 2.5, \rho_t = 0.0025$$

- Maximum spacing is the least of :

$$\frac{Lw}{3} = \frac{1450}{3} = 483.3 \text{ mm}$$

3*h = 3*300 = 900mm

450 mm ……. Control

Use ϕ10/200 mm for two layers

4-10-3 Design of Bending Moment:-

$$A_{st} = \left(\frac{1450}{200}\right) * 2 * 79 = 1145\ mm^2$$

$$w = \left(\frac{A_{st}}{L_w h}\right)\frac{f_y}{f_c'} = \left(\frac{1145}{1450 * 300}\right)\frac{420}{28} = 0.0395$$

$$\alpha = \frac{P_u}{l_w h f_c'} = 0$$

$$\frac{C}{l_w} = \frac{w + \alpha}{2w + 0.85\beta_1} = \frac{0.0395 + 0}{2 * 0.0395 + 0.85 * 0.85} = 0.04928$$

$$\emptyset M_n = \emptyset\left[0.5 A_{st} f_y l_w (1 + \frac{P_u}{A_{st} f_y})(1 - \frac{c}{l_w})\right]$$

$$= 0.9[0.5 * 1145 * 420 * 1450(1 + 0)(1 - 0.04928)] = 298.3KN$$
$$\leq 640KN.m$$

Not OK

Try **ϕ14/150 mm for two layers**

$$A_{st} = \left(\frac{1450}{150}\right) * 2 * 154 = 2977mm^2$$

$$w = \left(\frac{A_{st}}{L_w h}\right)\frac{f_y}{f_c'} = \left(\frac{2977}{1450 * 300}\right)\frac{420}{28} = 0.103$$

$$\alpha = \frac{P_u}{l_w h f_c'} = 0$$

$$\frac{C}{l_w} = \frac{w + \alpha}{2w + 0.85\beta_1} = \frac{0.103 + 0}{2 * 0.103 + 0.85 * 0.85} = 0.111$$

$$\emptyset M_n = \emptyset\left[0.5A_{st}f_y l_w(1 + \frac{P_u}{A_{st}f_y})(1 - \frac{c}{l_w})\right]$$

$$= 0.9[0.5 * 2977 * 420 * 1450(1 + 0)(1 - 0.111)] = 725KN \geq 640KN.m$$

4-11Design of Footing

✓ **Material :-**

⇒ concrete B350 Fc' = 28 N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel Fy = 420 N/mm^2

✓ **Load Calculations :- (From Column Group B)**

Dead Load = 2500 Kn , Live Load = 500Kn

Total services load = 2500 + 500 = 3000 Kn

Total Factored load = 1.2*2500 + 1.6*500 = 3800 Kn

Column Dimensions (a*b) = 65*50 cm

Soil density = 18 Kg/cm3

Allowable Bearing Capacity = 400 Kn/m2

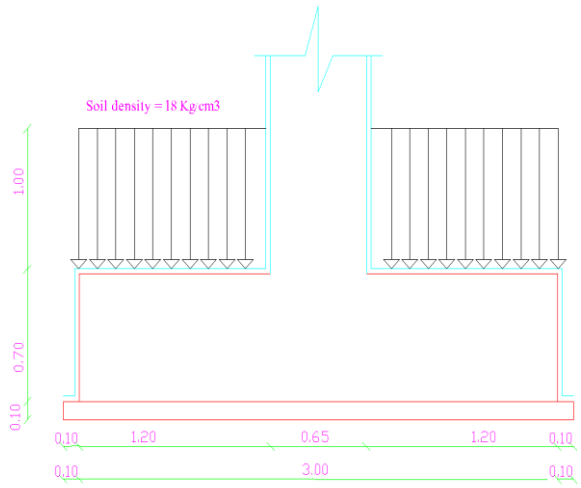


Figure (4-34):Footing Section.

Assume h = 70cm

$q_{net-allow}$ = 400 – 25*0.7 – 18*1.0– 25*0.6 = 349.5kn/m2

- ✓ **Area of Footing :-**

$$A = \frac{Pt}{q_{net-allow}} = \frac{3000}{349.5} = 8.58\ m^2$$

Assume Square Footing

B required = 3 m

Select B = 3 m

- ✓ **Bearing Pressure :-**

q_u = 3800/3*3 = 422 Kn/m^2

4-11-1 Design of One Way Shear Strength :-

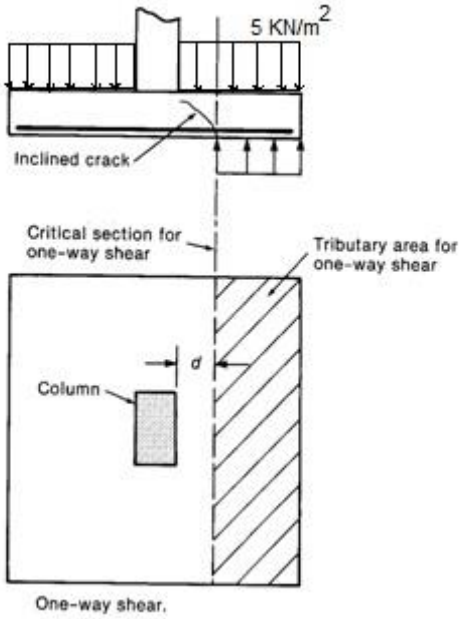


Figure (4-35) :Critical Section at Distance (d) From The Face of Column

Assume h = 60cm , bar diameter ø 14 for main reinforcement and 7.5 cm Cover

d = 700 – 75 – 14 =611 mm

$Vu = q_u * \left(\frac{B-a}{2} - d\right) * L$

$Vu = 422.0 * \left(\frac{3.0-0.50}{2} - 0.611\right) * 3 = 809Kn$

$$\phi.Vc = \phi.\frac{1}{6} * \sqrt{fc'} * b_w * d$$

$$\phi.Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{28} * 3000 * 611 = 1212Kn$$

$$\phi.Vc = 1212KN > Vu = 809Kn$$

$\therefore$ *Safe*

4-11-2 Design of Two Way Shear Strength :-

$Vu = Pu - FR_b$

$FR_b = q_u * area\ of\ critical\ \text{sec}tion$

$Vu = 3800 - 422[(0.5+0.611)*(0.65+0.611)] = 3209Kn$

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:-

$$\beta_C = \frac{Column\ Length\ (a)}{Column\ Width\ (b)} = \frac{65}{50} = 1.3$$

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

$b_o = 2*(61.1+50)+2*(61.1+65) = 474.4cm$

α_s = 40 for interior column

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{\beta_c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{6}*\left(1+\frac{2}{1.3}\right)*\sqrt{28}*4744*611 = 4866.8Kn$$

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{12}\left(\frac{\alpha_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{12}*\left(\frac{40*611}{4744}+2\right)*\sqrt{28}*4744*611 = 6855.8Kn$$

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{3}*\sqrt{28}*4744*611 = 3834.5Kn$$

ΦVc =3834Kn>Vu=3209Kn

4-11-3 Design of Bending Moment :-

Critical Section at the Face of Column

FR = $q_u * \left(\frac{B-a}{2}\right) * L$ = 422 * $\left(\frac{3.0-0.50}{2}\right)$ *3 =1582.5Kn

Mu = 1582.5* 1.25/2 = 989 Kn.m

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{989\times10^6}{0.9\times3000\times611^2} = 0.98\ Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85\times28} = 17.65$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{17.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times17.65\times0.98}{420}}\right) = 0.00239$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.00239×3000×611 = 4381.3 mm^2

$A_{s,min}$ = 0.0018*3000*700 = 3780 mm^2

$A_{s,req}$ = 4381.3mm^2 **…… is control**

Check for Spacing :-

S = 3h = 3*70 = 210cm

S = 380*($\frac{280}{\frac{2}{3}*420}$) – 2.5*75 = 192.5 cm

S = 45 cm **…… is control**

Use 18ø18 in Both Direction, $A_{s,provided}$= 4581mm^2>$A_{s,required}$= 4381.3 mm^2… Ok

Check for strain:-

$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85 b\ f_c'} = \frac{4581\times420}{0.85\times3000\times28} = 26.95\ mm$

$c = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{26.95}{0.85} = 31.7\ mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{611-31.7}{31.7}\right) = 0.054 > 0.005 \ \ldots\ldots \mathbf{0k}$$

4-11-4 Design of Dowels :-

Load Transfer In Footing :-

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

$A_1 = 50 * 65 = 0.325\ m^2$

$A_2 = 300* 300 = 9.0\ m^2$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{9.0}{.325}} = 5.26 > 2 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 2$$

$$\Phi Pn.b = 0.65 \times (0.85 \times 28 \times 325 \times 2) = 10055 Kn$$

$$\Phi Pn = 10055 > Pu = 3800 \ldots\ldots\ldots ok$$

No Need For Dowels

Load Transfer In Column :-

$$\Phi Pn.b = 0.65 \times (0.85 \times 28 \times 325) = 5027 Kn$$

$$\Phi Pn = 5027 > Pu = 3800 kn \ldots\ldots\ldots ok$$

No Need For Dowels

As,min = 0.005 * Ac = 0.005 * 500 * 650 = 1625 mm2

Use 12ø14, $A_{s,provided}$= 1848 mm^2>$A_{s,required}$= 1625 mm^2… Ok

4-11-5 Development Length In Footing :-

Tension Development Length In Footing :-

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

$$Ktr = 0\ (Nostripes)$$

$cb = 75 + \frac{16}{2} = 83mm \;\; Or \; cb = \frac{150}{2} = 75\ mm$

$\frac{ktr + cb}{db} = \frac{0 + 75}{16} = 4.68 > 2.5$

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

$Ld_{T\ req} = \frac{9}{10} * \frac{420}{1*\sqrt{28}} * \frac{1*1*0.8}{2.5} * 16 = 365.75\ mm$> 300mm

$Ld_{T\ available} = \frac{1900-500}{2}$ -75= 625 mm

$Ld_{T\ available}$ = 625 mm >$ld_{req} = 395.054\ mm$**…….. OK**

Compression Development Length In Footing :-

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

$Ld_{Creq} = \frac{0.24*420*16}{\sqrt{28}}$ = 304.8> 0.043*420*16 = 288.96>200mm

Ld_{Creq}= 304.8 mm

$Ldc_{available}$= 600 – 75 – 16 – 16 = 493mm >Ld_{Creq}= 304.8 mm **…….. Ok**

Lap Splice of Dowels In Column :-

Lsc = 0.071×fy×db = 0.071×420 ×16 = 477.12 mm > 300 mm

Select Lsc = 500 mm

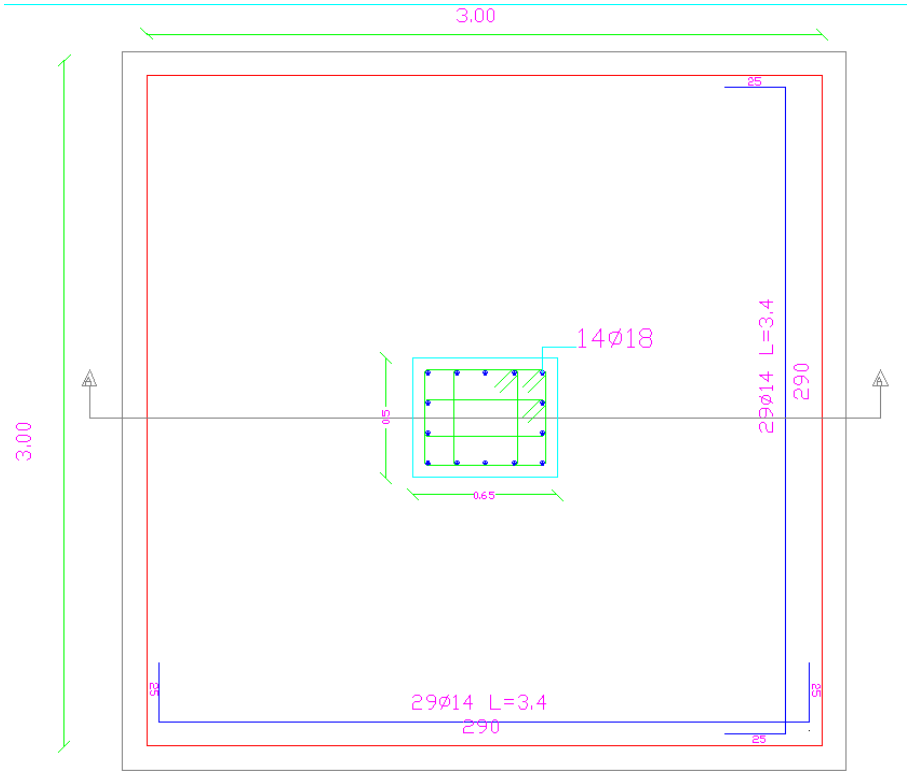


Figure (4-36): Footing Reinforcement Details.

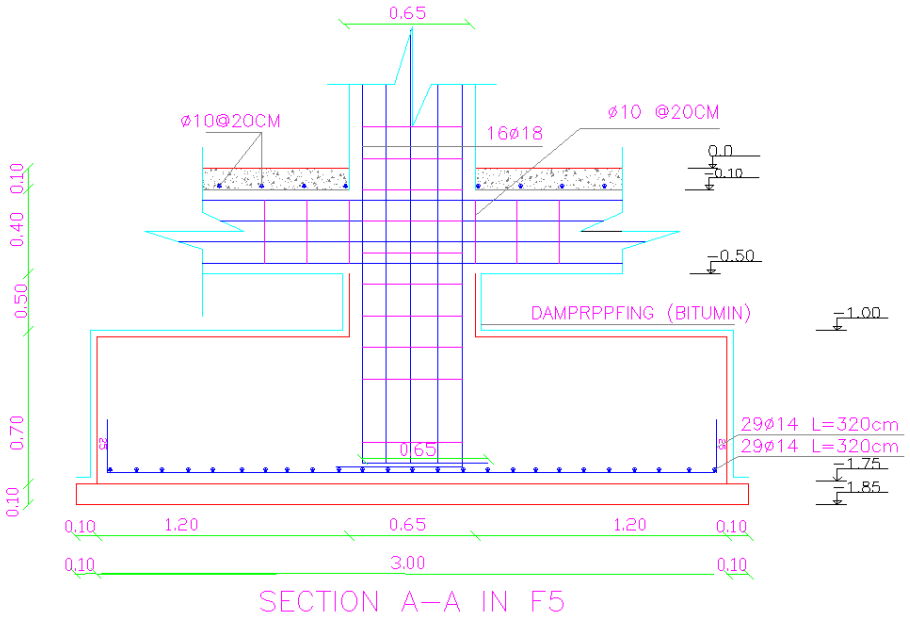


Figure (4-37) : Section from Footing Reinforcement Details.

الفصـــــــــــل الخامس

النتائج والتوصيات

5

5-1 النتائج

5-2 التوصيات

5-3 المراجع

5-4 الملحقات

5-1 النتائج

من خلال النظر والتجوال في هذا البحث، التعرف على معطياته و جوانبه، تم الخروج بخالصة هذا البحث من خلال نتائج تتمثل فيما يلي :-

1-إن فهم المخططات المعمارية له دور كبير في إيجاد الحلول الإنشائية الملائمة لنوع الاستخدام في المبنى.

2-إن القدرة على الحل اليدوي ضرورية للمصمم الإنشائي للتأكيد على حل البرامج المحسوبة وفهم طريقة عملها.

3 - التعرف على العناصر الإنشائية ، وكيفية التعامل معها، ومع آلية عملها ،وذلك ليتم تصميمها تصميما جيدا يحقق الأمان و القوة الإنشائية.

5-2 التوصيات

1-يجب أن يكون هنالك تنسيق بين المصمم المعماري والإنشائي خلال عملية التصميم حتى ينتج مبنى متكاملا إنشائيا ومعماريا.

2-يوصى بتنفيذ المشروع حسب المخططات المرفقة بالمشروع بأقل تغييرات ممكنة.

3-ينصح بوجود مهندس مشرف للإشراف على التنفيذ وأن يلتزم بالمخططات والشروط لضمان التنفيذ الأفضل للمشروع.

4-يجب استكمال التصميم الكهربائي و الميكانيكي للمشروع قبل المباشرة في التنفيذ لإدخال أي تعديلات محتملة عليه من الناحية الإنشائية.

5-3 قائمة المصادر و المراجع

1-كودات البناء الوطني الأردني، كود الأحمال والقوى، مجلس البناء الوطني الأردني، عمان، الأردن، 1990م.

2-ملاحظات الأستاذ المشرف

4 – مشاريع تخرج سابقة في تخصص الهندسة المدنية(فرع مباني).

3- ACI Committee 318 (2011), ACI 318-11: Building Code Requirements for Structure Concrete and Commentary, American Concrete Institute, ISBN 0-87031-264-2.

4-5 الملحقات

Appendix (A)

Architectural Drawings

This appendix is an attachment with this project

Appendix (B)

Structural Drawings

This appendix is an attachment with this project

Appendix (C)

TABLE 9.5(a)—MINIMUM THICKNESS OF NONPRESTRESSED BEAMS OR ONE-WAY SLABS UNLESS DEFLECTIONS ARE CALCULATED

	Minimum thickness, *h*			
	Simply supported	One end continuous	Both ends continuous	Cantilever
Member	Members not supporting or attached to partitions or other construction likely to be damaged by large deflections.			
Solid one-way slabs	$\ell/20$	$\ell/24$	$\ell/28$	$\ell/10$
Beams or ribbed one-way slabs	$\ell/16$	$\ell/18.5$	$\ell/21$	$\ell/8$

Notes:
Values given shall be used directly for members with normalweight concrete (density w_c = 2320 kg/m^3) and Grade 420 reinforcement. For other conditions, the values shall be modified as follows:
a) For structural lightweight concrete having unit density, w_c, in the range 1440-1920 kg/m^3, the values shall be multiplied by $(1.65 - 0.003w_c)$ but not less than 1.09.
b) For f_y other than 420 MPa, the values shall be multiplied by $(0.4 + f_y/700)$.

MINIMUM THICKNESS OF NONPRESTRESSED BEA`S OR ONE WAY SLABS UNLESS DEFLECTIONS ARE CALCULATED)

TABLE 9.5(b) — MAXIMUM PERMISSIBLE COMPUTED DEFLECTIONS

Type of member	Deflection to be considered	Deflection limitation
Flat roofs not supporting or attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections	Immediate deflection due to live load L	$\ell/180^*$
Floors not supporting or attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections	Immediate deflection due to live load L	$\ell/360$
Roof or floor construction supporting or attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections	That part of the total deflection occurring after attachment of nonstructural elements (sum of the long-term deflection due to all sustained loads and the immediate deflection due to any additional live load)†	$\ell/480^‡$
Roof or floor construction supporting or attached to nonstructural elements not likely to be damaged by large deflections		$\ell/240^§$

* Limit not intended to safeguard against ponding. Ponding should be checked by suitable calculations of deflection, including added deflections due to ponded water, and considering long-term effects of all sustained loads, camber, construction tolerances, and reliability of provisions for drainage.

† Long-term deflection shall be determined in accordance with 9.5.2.5 or 9.5.4.3, but may be reduced by amount of deflection calculated to occur before attachment of nonstructural elements. This amount shall be determined on basis of accepted engineering data relating to time-deflection characteristics of members similar to those being considered.

‡ Limit may be exceeded if adequate measures are taken to prevent damage to supported or attached elements.

§ Limit shall not be greater than tolerance provided for nonstructural elements. Limit may be exceeded if camber is provided so that total deflection minus camber does not exceed limit.

MAXIMUM PERMISSIBLE COMPUTED DEFLECTIONS

الاحمال الحية للأرضيات والعقدات

نوع المبنى		الاستعمال	الحمل الموزع	الحمل المركز البديل
عام	خاص	الاشغال	كن/م^2	كن
تابع المباني التعليمية وماشابهها.	تابع السجون والمستشفيات والمدارس والكليات.	غرف التدريس.	3.0	2.7
		غرف المطالعة دون مستودع كتب.	2.5	4.5
		غرف المطالعة بمستودع كتب.	4.0	4.5
		قاعات المعدات.	2.0	1.8
		غرف الأشعة والعمليات والخدمات.	2.0	4.5
		غرف تبديل الملابس وغرف النوم في المستشفيات.	2.0	1.8
		المقصورات.	4.5 لكل متر طولي موزعا بانتظام على العرض.	-

المباني التعليمية وماشابهها	السجون والمستشفيات والمدارس والكليات.	غرف المراجل والمحركات والمراوح وغرف المشروبات والحمامات والشرفات والممرات وغرف الطعام وردهات الاستراحة والبلياردو.	كما ورد في النوع الثالث من المباني السكنية.
		الممرات والمداخل والأدراج وبسطات الأدراج والممرات المرتفعة الموصلة بين المباني.	كما ورد في النوع الثاني من المباني السكنية.

بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

هندسة مباني

مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لـِ مركز دورا النسوي

فلسطين- دورا

إشراف :

د. رياض عوض

مايو– ٢٠١٨م

فريق العمل :

إيهاب تلاحمه حمادة حوشية محمود محاريق

جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

هندسة مباني

التصميم الإنشائي لـِ مركز دورا النسوي

فلسطين-دورا

فـريـق الـعـمـل

إيهاب تلاحمه حمادة حوشية محمود محاريق

بناء على توجيهات الأستاذ المشرف على المشروع وبموافقة جميع أعضاء اللجنة الممتحنة، تم تقديم هذا المشروع إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا للوفاء بمتطلبات الدائرة لدرجة البكالوريوس.

توقيع مشرف المشروع	توقيع اللجنة الممتحنة	توقيع رئيس الدائرة
د. رياض عوض		م. فيضي شبانة
.....	.....	.....

مايو– ٢٠١٨م

الإهـــــــداء

إلى من جعلوا من أنفسهم جسراً تعبره نجاحاتنا، إلى من سهروا ليلهم لتشرق شمسنا، إلى من عرقت جباههم وما جفّت وتعبت جوارحهم وما كلّت وما أنّت، إلى من وهبوا أنفسهم وما ملكت أيديهم شموعاً تحترق لتنير لنا الدرب، إلى من غرسوا بذور العطاء والبر والتقوى والمحبة في أراضينا القاحلة، وعصروا من قلوبهم ترياقاً لهمومنا وبلسماً لحياتنا، إلى من آثروا الحرمان لنكتفي نحن فيكتفون ونرتفع نحن فيرتفعون، إلى آبائنا وأمهاتنا العظام الذين لا يجازي رضاهم مداد البحر من الكلمات، ولا يوفيهم حقّهم مدى الدهر من الوفاء والطاعات، إليكم نهدي هذا العمل المتواضع.

كما ونهدي هذا العمل إلى كل الأساتذة والأهل والأخوة والأصدقاء الذين وقفوا وما يزالون إلى جانبنا في السراء والضراء، وبوجودهم تذوقنا طعم الحياة وحلاوة الأوقات وبمحبتهم وعطائهم تجاوزنا الصعاب وبلغنا الأهداف.

فـريـق الـعـمـل

شـــكـــر وتـــقـــديـــر

لا فضل علينا إلا فضله، وما من نعمةٍ نحن بها إلا من عنده، وما توفيقنا إلا به فله الحمد والشكر عدد الأوراق والأشجار، وعدد ما ذكره الذاكرون الأبرار، وعدد ما سبح الطير وطار وما تعاقب الليل والنهار، حمداً كثيراً طيباً مباركاً لا انقضاء له في السعد والحزن، والسر والعلن.

كما ونتقدم بجزيل شكرنا، وعظيم امتناننا وتقديرنا وعرفاننا إلى كل من ساهم في إنجاز مشروعنا هذا، متحدين كل الظروف والعقبات.

ونخص بالشكر أستاذنا الفاضل الدكتور رياض عوض المشرف والموجه، الذي لم يتوانى ولم يتأخر عن تقديم ما آتاه الله من علم وحلم لنا وبكل سعة صدر، ولم يدخر جهدا في توجيهنا والأخذ بأيدينا إلى طريق النجاح.

ونشكر طاقم دائرة الهندسة المدنية والمعمارية كلٌ بمكانه، فقد كرّسوا وقتهم وجهدهم لمساعدتنا ومساعدة زملائنا طوال فترة الدراسة.

ونشكر زملائنا وزميلاتنا الأعزاء الذين لولا وجودهم لما تذوقنا حلاوة العلم، ولا شعرنا بمتعة المنافسة الإيجابية.

وختام القول مسك، فكل الشكر لآبائنا وأمهاتنا أصحاب الدور الأبرز في الوصول إلى ما وصلنا إليه.

فـريـق الـعـمـل

ملخص المشروع

التصميم الإنشائي لـِ مركز دورا النسوي

(مركز ثقافي اجتماعي ترفيهي)

التصميم الإنشائي هو أهم التصميمات اللازمة للمبنى بعد التصميم المعماري فتوزيع الأعمدة وحساب الأحمال والحفاظ على المتانة وبأفضل طريقة اقتصادية وأعلى درجات الأمان والسلامة يقع على عاتق الإنشائي.

يتكون المبنى من طابقين، وتبلغ المساحة الإجمالية (5000) متر مربع، ويتميز التصميم من الناحية المعمارية للمشروع بأنه تم بأسلوب يقوم على تعدد الكتل الفراغية وتوزيعها بشكل متناسق من الناحية الجمالية والوظيفية، إضافة إلى أنه تم الاهتمام عند توزيع الكتل بتوفير الراحة والسهولة وسرعة الوصول للمستخدمين.

تكمن أهمية المشروع في تنوع العناصر الإنشائية في المبنى مثل الجسور والأعمدة والبلاطات الخرسانية، وتعدد الكتل.

من الجدير بالذكر أنه سيتم استخدام الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية، ولتحديد أحمال الزلازل، أما بالنسبة للتحليل الإنشائي وتصميم المقاطع فسيتم استخدام الكود الأمريكي (ACI_318_08) ، ولا بد من الإشارة إلى أنه سيتم الاعتماد على بعض برامج الحاسوب مثل :-ATIR،AutoCAD ,Microsoft Office

وسيتضمن المشروع دراسة إنشائية تفصيلية من تحديد وتحليل للعناصر الإنشائية والأحمال المختلفة المتوقعة ومن ثم التصميم الإنشائي للعناصر وإعداد المخططات التنفيذية بناء على التصميم المعد لجميع العناصر الإنشائية التي تكوّن الهياكل الإنشائية للمبنى، ومن المتوقع بعد إتمام المشروع أن نكون قادرين على تقديم التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية بإذن الله.

Abstract

Dura Woman's Centre

(Cultural, social, entertaining)

The idea of this project can be summarized by preparing Dura Woman's Center. This consists of all facilities that should be available in any Center.

The project consists of two floors, and the total area of the building is 5000 square meters. The design of the project is based on the multiplicity of spatial cluster and distributed consistently aesthetically and functional.

The ACI-318 code will be used in the design of structural elements, where other programs such as ATIR and AutoCAD are used as supporting programs. Old graduation projects where reviewed and studied.This project will include detailed structural analysis and design of the construction elements according to the expected various loads. Shop drawings will be produced based on the resulting design.

فهرس المحتويات Table of Contents

الصفحات الابتدائية	رقم الصفحة
تقرير مقدمة مشروع التخرج	I
تقييم مقدمة مشروع التخرج	II
الاهداء	III
الشكر والتقدير	IV
الملخص باللغة العربية	V
الملخص باللغة الانجليزية	VI
فهرس المحتويات	VII
فهرس الجداول	IX
فهرس الاشكال	X
List of Figures	XI
List of Abbreviations	VII

الفصل الاول	المقدمة	١
١-١	مقدمة	٢
١-٢	أهداف المشروع	٢
١-٣	مشكلة المشروع	٢
١-٤	حدود مشكلة المشروع	٣
١-٥	المسلمات	3
١-٦	فصول المشروع	3
١-٧	إجراءات المشروع	3
١-٨	الجدول الزمني للمشروع	٤

الفصل الثاني	الوصف المعماري	٥
٢-١	مقدمة	٦
٢-٢	لمحة عامة عن المشروع	٦
٢-٣	موقع المشروع	٧
٢-٤	وصف المساقط الافقية	٨
4-2-1	الطابق الارضي	٨

4-2-2	الطابق الأول	٩
5-2	وصف الواجهات	١٠
5-2-1	الواجهة الشمالية	١٠
5-2-2	الواجهة الغربية	١١
5-2-3	الواجهة الشرقية	١١
5-2-4	الواجهة الجنوبية	١٢
6-2	وصف الحركة	١٣

الفصل الثالث	**الوصف الانشائي**	**١٤**
٣-١	مقدمة	١٥
٣-٢	الهدف من التصميم الانشائي	١٥
٣-٣	مراحل التصميم الانشائي	١٥
٣-٤	الأحمال	١٦
٣-٤-١	الأحمال الميتة	١٦
٣-٤-٢	الأحمال الحية	١٧
٣-٤-٣	الأحمال البيئية	١٧
٣-٤-٣-١	أحمال الرياح	١٧
٣-٤-٣-٢	أحمال الثلوج	١٩
٣-٤-٣-٣	أحمال الزلازل	١٩
٣-٥	الاختبارات العملية	٢٠
٣-٦	العناصر الانشائية	٢٠
٣-٦-١	العقدات	٢١
٣-٦-١-١	عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	٢٢
٣-٦-١-٢	عقدات العصب ذات الاتجاهين	٢٢
٣-٦-١-٣	العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد	٢٢
٣-٦-١-٤	العقدات المصمتة ذات الاتجاهين	٢٢
٣-٦-٢	الأدراج	٢٤
٣-٦-٣	الجسور	٢٤
٣-٦-٤	الأعمدة	٢٥
٣-٦-٥	جدران القص	٢٦

٣-٦-٦	الأساسات	٢٧
٣-٧	فواصل التمدد	٢٨
٣-٨	برامج الحاسوب التي تم استخدامها	٢٩

فهرس الجداول

Chapter 4	Structural Analysis and Design	٣٠
4-1	Introduction	٣١
4-2	Design Method and Requirements	٣١
4-3	Check of Minimum Thickness of Structural Member	٣٣
4-4	Design of Topping	٣٤
4-5	Design of One Way Rib Slab	٣٧
4-6	Design of Two Way Rib Slab	٥٠
4-7	Design of Beam	٥٩
4-8	Design of Stair	٦٦
4-9	Design of Column	٨٠
4-10	Design of Shear Wall	٨٤
4-11	Design of Footing	٩٠

الفصل الخامس	النتائج والتوصيات	٩٧
٥-١	النتائج	٩٨
٥-٢	التوصيات	٩٨
٥-٣	قائمة المصادر و المراجع	٩٨
٥-٤	الملحقات	٩٩

رقم الجدول	اسم الجدول	رقم الصفحة
جدول (١-١)	الجدول الزمني للمشروع	٤
جدول (٣-١)	الكثافة النوعية للمواد المستخدمة	١٦
جدول (٣-٢)	الأحمال الحية لعناصر المبنى	١٧
جدول (٣-٣)	أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر	١٩
جدول (٤-١)	Check of Minimum Thickness for Structural Members	٣٣
جدول (٤-٢)	Dead Load Calculations of Topping	٣٥
جدول (٤-٣)	Dead Load Calculation of Rib	٤١
جدول (٤-٤)	Calculation of the total dead load for tow way rib slab	٥٢
جدول (٤-٥)	Dead load calculation of flight	٦٧
جدول (٤-٦)	Dead load calculation of middle landing	٧١
جدول (٤-٧)	Dead load calculation of main landing	٧٥

فهرس الأشكال

رقم الشكل	اسم الشكل	رقم الصفحة
الشكل (٢-١)	منظور للمبنى	٦
الشكل (٢-٢)	مخطط الموقع العام للمشروع	٧
الشكل (٢-٣)	مسقط الطابق الأرضي	٨
الشكل (٢-٤)	مسقط الطابق الأول	٩
الشكل (٢-١٢)	الواجهة الشمالية	١٠
الشكل (٢-١٣)	الواجهة الغربية	١١
الشكل(٢-١٤)	الواجهة الشرقية	١٢
الشكل(٢-١٥)	الواجهة الجنوبية	١٢
الشكل(٢-١٦)	قطاع A-A	١٣
الشكل(٢-١٧)	قطاع B-B	١٣
الشكل (٣-١)	تأثير الرياح على المباني من حيث ارتفاع المبنى والبيئة المحيطة به	١٨
الشكل (٣-٢)	توضيح لبعض العناصر الإنشائية للمبنى	٢٠

الشكل (٣-٣)	عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	٢٢
الشكل (٣-٤)	عقدات العصب ذات الاتجاهين	٢٢
الشكل (٣-٥)	العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد	٢٣
الشكل (٣-٦)	العقدات المصمتة ذات الاتجاهين	٢٣
الشكل (٣-٧)	الدرج	٢٤
الشكل (٣-٨)	أنواع الجسور المستخدمة في المشروع	٢٥
الشكل (٣-٩)	أنواع الأعمدة المستخدمة في المشروع	٢٦
الشكل (٣-١٠)	جدار قص	٢٧
الشكل (٣-١١)	الأساسات	٢٨

List of Figures

Figure #	Description	Page #
4-1	Topping Load and moment diagram	٣٤
4-2	Topping of one way ribbed slab	٣٥
4-3	One way ribbed slab	٣٧
4-4	Rib 1 in ground floor	٣٨
4-5	Dead load on rib	٣٨
4-6	Live load on rib	٣٩
4-7	Geometry of rib and it's dimension	٣٩
4-8	Reaction of rib	٣٩
4-9	Moment diagram of rib	٤٠
4-10	Shear diagram of rib	٤٠
4-11	Tow way rib slab location at the ground floor slab	٥٠
4-12	Rib and beam section	٥١
4-13	Moment diagrams for tow way rib slab	٥٤

4-14	Beam geometry	٦٠
4-15	Dead load in beam	٦٠
4-16	Live load in beam	٦٠
4-17	Reaction of beam (live and dead)	٦١
4-18	Moment diagram of beam	٦١
4-19	Shear diagram in beam	٦١
4-20	Stair plan	٦٦
4-21	Stair section	٦٧
4-22	Statically system and load distribution of flight	٦٨
4-23	Shear and moment envelope diagram of flight	٦٨
4-24	Statically system and load distribution of middle landing	٧٢
4-25	Shear and moment envelope diagram of middle landing	٧٢
4-26	Statically system and load distribution of main landing	٧٦
4-27	Shear and moment envelope diagram of main landing	٧٦
4-28	Stair reinforcement details	٧٩
4-29	Column section	٨٠
4-30	Column reinforcement details	٨٤
4-31	Shera wall	٨٤
4-32	Shear diagram of shear wall	٨٥
4-33	Moment diagram of shear wall	٨٥
4-34	Footing section	٩٠
4-35	Critical section distance (d) from the face of column	٩١
4-36	Footing reinforcement details	٩٦
4-37	Section from Footing Reinforcement Details.	٩٦

List of Abbreviations

- **Ac** = area of concrete section resisting shear transfer.
- **As** = area of non-prestressed tension reinforcement.
- **As' =** area of non-prestressed compression reinforcement.
- **Ag** = gross area of section.
- **Av** = area of shear reinforcement within a distance (S).
- **At** = area of one leg of a closed stirrup resisting tension within a (S).
- **b** = width of compression face of member.
- $\mathbf{b_w}$ = web width, or diameter of circular section.
- $\mathbf{C_c}$ **=** compression resultant of concrete section.
- $\mathbf{C_s}$= compression resultant of compression steel.
- **DL** = dead loads.
- **d** = distance from extreme compression fiber to centroid of tension reinforcement.
- **Ec** = modulus of elasticity of concrete.
- **Fc**' = compression strength of concrete .
- **fy** = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- **h** = overall thickness of member.
- **Ln** = length of clear span in long direction of two- way construction, measured face-to-face of supports in slabs without beams and face to face of beam or other supports in other cases.
- **LL** = live loads.
- **Lw** = length of wall.
- **M** = bending moment.
- **Mu** = factored moment at section.
- **Mn** = nominal moment.
- **Pn** = nominal axial load.

- **Pu** = factored axial load.
- **S** = Spacing of shear in direction parallel to longitudinal reinforcement.
- **Vc** = nominal shear strength provided by concrete.
- **Vn** = nominal shear stress.
- **Vs** = nominal shear strength provided by shear reinforcement.
- **Vu** = factored shear force at section.
- **W_c**= weight of concrete.
- **W** = width of beam or rib.
- **Wu** = factored load per unit area.
- **Φ** = strength reduction factor.
- **ε_c =** compression strain of concrete = 0.003.
- **ε_s =** strain of tension steel**.**
- **$\acute{\varepsilon}_s$=** strain of compression steel.
- **ρ** = ratio of steel area