بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

تخصص هندسة مدنية فرع هندسة مباني

اسم المشروع

التصميم الإنشائي لمجمع محاكم

فريق العمل

هدى زعاقيق ضحى عبيات

آية نجاجرة

إشراف:

د.ماهر عمرو

2013-2014

بسم الله الرحمن الرحيم

عمل التصاميم الإنشائية لمبنى مجمع محاكم

فريق العمل

هدى زعاقيق ضحى عبيات

آية نجاجرة

إشراف :

د. ماهر عمرو

تقرير مقدمة مشروع التخرج

مقدم إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا

جامعـــة بوليتكنك فلسطيـــن

للوفاء بجزء من متطلبات الحصول على

درجة البكالوريوس في الهندسة تخصص هندسة المباني

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

جامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل-فلسطين

٢٠١٣-٢٠١٤

شهادة تقييم مقدمة مشروع التخرج

جامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل – فلسطين

عمل التصاميم الإنشائية لمبنى مجمع محاكم

فريق العمل

هدى زعاقيق **ضحى عبيات**

آية نجاجرة

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 الجزئي بمتطلبات الدائرة لدرجة البكالوريوس.

توقيع مشرف المشروع **توقيع رئيس الدائرة**

د. ماهر عمرو **د. غسان الدويك**

٢٠١٣-٢٠١٤

الاهداء

إلى من علمونا النجاح والصبر ... إلى من علمونا أن نثابر لأصل ... آبائنا

الى القلوب الحنونة ... أمهاتنا

إلى أساتذتنا الأفاضل وأصحاب العقول المفكرة... الذين علمونا أن الشمعة لا تحترق لتذوب.... بل لتنير الدرب للآخرين.

إلى الذين عشنا معهم أجمل أيام العمر وعرفنا معهم معنى السعادة والاخوة ... إليكم أصدقائي وزملائي.

إلى الأرض التي أحببناها ... الأرض التي باركها الله ... إلى مسرى خاتم الأنبياء عليه الصلاة والسلام ... إلى فلسطين الحبيبة.

إليكم جميعا أحبتنا نهدي هذا الجهد المتواضع

الشكر والتقدير

إن الشكر والمنة لله وحدة كما يليق بجلال وجهه وعظيم سلطانه أولاً، كما يتقدم

فريق العمل بالشكر الجزيل والعميق لكل من ساهم في رعاية هذا المشروع وأنبت ينعه وزاد حصاده إلى الشكل الذي هو عليه، إلى:

جميع الأساتذة بالجامعة ونخص بالذكر الدكتور ماهر عمرو، الذي بذل الجهد النفيس للخروج بهذا العمل بالشكل اللائق.

الى طلبة الهندسة المعمارية في الجامعة وأخص بالذكر الطالبتان اللتان صممتا هذا المشروع الذي بين أيدينا.

الى أهلنا الأعزاء...

والى كل من ساهم في انجاح هذا العمل

الملخص:

تتلخص فكرة هذا المشروع في التصميم الانشائي لمجمع محاكم، والمشروع يتكون من عدة أقسام: ١. قسم محكمة الصلح ويتضمن غرفة رئيس قضاة الصلح وغرف سكرتارية وموظفين اضافة لقاعة محكمة كبرى وغرف مالية وأرشيف وغيرها.٢. قسم محكمة البداية هو مشابه للقسم السابق. ٣. قسم الدوائر الرسمية ويتضمن غرف قضاة التحقيق وديوان وخدمات خاصة بالمتهمين وغيرها. ٤. قسم النيابة العامة. ٥. قسم الأمن والشرطة. ٦. قسم الخدمات ويتضمن غرف صحافة واعلام وكافتيريا ومواقف سيارات. ٧. قسم مكاتب المحامين. ٨. جناحي رئيس ونائب رئيس المحكمة.

ويتكون المشروع من جزيئيات تتمثل بداية في التحليل والتصميم الانشائي للمجمع. لقد تم التدقيق المعماري وتم اختيار العناصر الانشائية المختلفة من أعمدة وجسور وعقدات بشكل لا يتناقض مع المتطلبات المعمارية للمشروع. وبعد ذلك تم الانتقال الى مرحة التصميم التي تقسم الى تصميم العناصر المختلفة باستخدام البرامج التصميمية الانشائية وعرض نتائجها على شكل مخططات تنفيذية.

سيتم التصميم ان شاء الله بناء على متطلبات الكود الأمريكي في الخرسانة (ACI_318) وسيتم الاستعانة ببعض برامج التصميم الانشائية وبرامج الرسم مثل AutoCAD, Office, Atir, Safe, colw وغيرها. ومن الجدير بالذكر انه تم استخدام الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية وسيتم الاطلاع على بعض مشاريع التخرج السابقة، وسيتضمن المشروع دراسة انشائية تفصيلية من تحديد وتحليل للعناصر الانشائية والأحمال المختلفة المتوقعة ومن ثم التصميم الانشائي للعناصر واعداد المخططات التنفيذية بناء على التصميم المعد لجميع العناصر الانشائية التي تكون الهياكل الانشائية للمبنى.

abstract

The idea of this project is the structural of a Justice Palace in Hebron City. The land of project is a piece of land adjacent to the governmental complex. The Justice Palace were designed architecturally in 2011. The project have five stores, ground floor and two basement, and contain 8 part with total area= 11000 m2.

The structural analysis and design will be done in this project for the Justice Palace . The design is based on(ACI_318) (design of reinforcement concrete) and by using several software programs such as AutoCAD, Office, Atir, Safe, colw, etc. For the determination of live loads the Jordanian code of loads will used.

The architectural drawing were first studied and corrected, the structural elements were selected without any conflict with the architectural requirement. Analysis and design of elements were done to make the requirement drawing for construction.

فهرس المحتويات

	رقم الصفحة
صفحة العنوان الرئيسية	i
صفحة تقرير المشروع	ii
صفحة شهادة تقييم مشروع التخرج	iii
صفحة الإهداء	iv
صفحة الشكر والتقدير	v
صفحة الملخص باللغتين الانجليزية والعربية	vi
List of Abbreviations	xii

الفصل الأول	الاطار العام للبحث	١
١-١	المقدمة	٢
١-٢	تعريف عام بالمشروع	٢
١-٣	أسباب اختيار المشروع	٢
١-٤	أهداف المشروع	٢
١-٥	مشكلة المشروع	٣
١-٦	حدود المشروع	٣
١-٧	مسلمات المشروع	٣
١-٨	الجدول الزمني للمشروع	٣

الفصل الثاني	الوصف المعماري	٤
٢-١	مقدمة	٥
٢-٢	لمحة عن المشروع	٥
٢-٣	موقع المشروع	٥
٢-٤	حركة الرياح	٦
٢-٥	أهمية الموقع	٧
٢-٦	وصف المساقط الأفقية	٧
٢-٦-١	طابق التسوية السفلي	٧

٢-٦-٢	طابق التسوية العلوي	٨
٢-٦-٣	الطابق الأرضي	٩
٢-٦-٤	الطابق الأول	١٠
٢-٦-٥	الطابق الثاني	١١
٢-٦-٦	الطابق الثالث	١٢
٢-٦-٧	الطابق الرابع	١٣
٢-٦-٨	الطابق الخامس	١٤
٢-7	وصف الواجهات	١٥
٢-8	تحليل الحركة	١٧

الفصل الثالث:	الوصف الإنشائي	١٩
٣-١	مقدمة	٢٠
٣-٢	هدف التصميم الإنشائي	٢٠
٣-٣	الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى	٢٠
٣-٣-١	الأحمال الانشائية	٢٠
٣-٣-٢	الأحمال الحية	٢٠
٣-٣-٣	الأحمال الميتة	٢١
٣-٣-٤	الأحمال البيئية	٢٢
٣-٣-٥	الرياح	٢٢
٣-٣-٦	الثلوج	٢٢
٣-٣-٧	الزلازل	٢٢
٣-٤	الدراسات الجيوتقنية	٢٣
٣-٥	العناصر الانشائية	٢٣
٣-٥-١	العقدات	٢٣
٣-٥-٢	الجسور	٢٥
٣-٥-٣	الاعمدة	٢٦
٣-٥-٤	جدران القص	٢٧
٣-٥-٥	الجدران الاستنادية	٢٧
٣-٥-٦	الادراج	٢٨
٣-٥-٧	الاساسات	٢٨
٣-٥-٨	فواصل التمدد	٢٩

31	Structural Design & Analysis	Chapter 4
31	Introduction	4.1
32	Factored Loads.	4.2
33	Determination of thickness.	4.3
37	Design of Rib.	4.4
55	Design of Beam	4.5
67	Design of Two way ribbed slab	4.6
78	Design of Column4.	4.7
82	Design of isolated footing.	4.8
89	Design of strip footing.	4.9
92	Design of mat footing.	4.10
96	Design of Basement wall	4.11
99	Design of Stair.	4.12
107	Design of Shear wall	4.13

الفصل الخامس	النتائج والتوصيات	١١٤
٥-١	مقدمة	١١٥
٥-٢	النتائج	١١٥
٥-٣	التوصيات	١١٦

فهرس الجداول

جدول (١-١)	الجدول الزمني للمشروع	٣
جدول (٣-١)	الاحمال الحية	٢١
جدول (٣-٢)	الكثافة النوعية للمواد المستخدمة	٢١
جدول (٣-٣)	أحمال الثلوج حسب ارتفاع المنشأ	٢٢
جدول (٤-١)	Calculation of the total dead load for one way rib slab.	٣٢
جدول (٤-٢)	Calculation of the total dead load for beam	٥٥
جدول (٤-٣)	Calculation of two way dead load for rib	٧١
جدول (٤-٤)	Calculation of the total dead load for landing	١٠١
جدول (٤-٥)	Calculation of the total Fx	١٠٨

فهرس الأشكال

شكل (٢-١)	موقع الأرض المقترحة للمشروع	٦
شكل (٢-٢)	حركة الرياح على الموقع خلال فصول السنة	٧
شكل (٢-٣)	طابق التسوية السفلي	٨
شكل (٢-٤)	طابق التسوية العلوي	٩
شكل (٢-٥)	الطابق الأرضي	١٠
شكل (٢-٦)	الطابق الأول	١١
شكل (٢-٧)	الطابق الثاني	١٢
شكل (٢-٨)	الطابق الثالث	١٣
شكل (٢-٩)	الطارق الرابع	١٤
شكل (٢-١٠)	الطابق الخامس	١٥
شكل (٢-١١)	الواجهة الجنوبية الرئيسية	١٦
شكل (٢-١٢)	الواجهة الشمالية	١٦
شكل (٢-١٣)	الواجهة الشرقية	١٧
شكل (٢-١٤)	الواجهة الغربية	١٧
شكل (٣-١)	العناصر الانشائية المكونة للمبنى	٢٣
شكل (٣-٢)	عقدة العصب باتجاه واحد	٢٤
شكل (٣-٣)	عقدة العصب باتجاهين	٢٥
شكل (٣-٤)	عقدة مصمتة	٢٥
شكل (٣-٥)	جسر مخفي	٢٦
شكل (٣-٦)	جسر مدلى	٢٦
شكل (٣-٧)	عمود مستطيل	٢٧
شكل (٣-٨)	جدار قص	٢٧
شكل (٣-٩)	جدار استنادي	٢٨
شكل (٣-١٠)	الدرج	٢٨
شكل (٣-١١)	أساس منفرد	٢٩
شكل (٣-١٢)	فاصل تمدد في مجمع المحاكم	٣٠
شكل (٤-١)	Topping	٣٤
شكل (٤-٢)	rib1 (figure4-2)	٣٧
شكل (٤-٣)	Geometry of rib1	٣٧
شكل (٤-٤)	Dead Load of rib1	٣٨
شكل (٤-٥)	Live load of rib1	٣٨

شكل (٤-٦)	Moment diagram of rib1	٣٩
شكل (٤-٧)	Shear diagram of rib1	٣٩
شكل (٤-٨)	Reactions of rib1	٥٦
شكل (٤-٩)	Geometry of beam1	٥٧
شكل (٤-١٠)	Dead Load of beam1	٥٧
شكل (٤-١١)	Live Load of beam1	٥٧
شكل (٤-١٢)	Moment diagrams of beam1	٥٨
شكل (٤-١٣)	Shear diagrams of beam1	٥٨
شكل (٤-١٤)	two way ribbed slab	٧٠
شكل(٤-١٥)	Place of column C4	٧٨
شكل (٤-١٦)	Reinforcement of C4	٨٢
شكل(٤-١٧)	Isolated footing5	٨٦
شكل (٤-١٨)	Isolated footing Detail	٨٨
شكل (٤-١٩)	Strip footing	٨٩
شكل (٤-٢٠)	Strip footing Detail	٩٢
شكل (٤-٢١)	Footing 33	٩٣
شكل(٤-٢٢)	Direction 1_Bottom Reinforcement	٩٣
شكل (٤-٢٣)	Direction 2_Bottom Reinforcement	٩٤
شكل(٤-٢٤)	Direction 1_Top Reinforcement	٩٤
شكل(٤-٢٥)	Direction 2_Top Reinforcement	٩٥
شكل (٤-٢٦)	Basement Wall	٩٦
شكل(٤-٢٧)	Shear and Moment Diagram	٩٧
شكل(٤-٢٨)	Stair(St5)	٩٩
شكل(٤-٢٩)	Loads on Stairs	١٠٢
شكل (٤-٣٠)	Structural system of Flight	١٠٣
شكل(٤-٣١)	Moment Diagram of flight	١٠٤
شكل (٤-٣٢)	Stair Section A-A	١٠٦
شكل(٤-٣٣)	Fx-Diagram	١٠٩
شكل (٤-٣٤)	Moment & Shear Diagram for Shear wall	١٠٩

List of Abbreviations

- **Ac** = area of concrete section resisting shear transfer.
- **As** = area of non-prestressed tension reinforcement.
- $\mathbf{A_S}$ **=** 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.
- **bw** = 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.
- $\mathbf{f_c}$ = 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 or 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.
- **Wc** = weight of concrete. (Kg/m³).
- **W** = width of beam or rib.
- **Wu** = factored load per unit area.
- **Φ** = strength reduction factor.
- ε_c **=** compression strain of concrete = 0.003mm/mm.
- ε_s **=** strain of tension steel**.**
- $\acute{\varepsilon}_s$ **=** strain of compression steel.
- **ρ** = ratio of steel area .

الفصل الأول: الاطار العام للبحث

1-1 : المقدمة

1-2 : تعريف عام بالمشروع

1-3 : أسباب اختيار المشروع

1-4 : أهداف المشروع

1-5 : مشكلة المشروع

1-6 : حدود المشروع

1-7 : مسلمات المشروع

1-8 : الجدول الزمني للمشروع

١-١ : المقدمة:

عبر الأزمنة الغابرة حاول الإنسان أن يأمن ثلاث أساسيات في حياته وهو مأكله ومشربه ومأمنه ومتى ما توفرت هذه الأشياء الثلاثة أستقرت حياته وهذا أمر فطري.

فإذا أستقر الإنسان في حياته حينها يبدء في التطوير، ومن أحد علامات التطور عند الإنسان هو البناء.

فأول ما بدء البناء كان الإنسان يبني عالمه من إقشاش أو حائط بدون سقف للحماية أو إلخ من البنايات البسيطه التي تأمن حياته من العوامل الخارجية من الأمطار والشمس.

لكن هذه البنايات لا تعني الحضارة، بل الحضارة هي البنايات الصارخة الشامخة التي يفعلها شعب ويعجز عن بنائها شعب أخر...

واستجابة لمتطلبات التقدم والتطور بدأ الانسان بالاتجاه إلى الأبنية المتخصصة في مجالات حياته العامة و الخاصة، فجعل لكل احتياج مبناه الخاص مثل الجامعات و المدارس والمستشفيات والشقق السكنية والمراكز الصحية والمجمعات، الخ...

ان مشروعنا يتمحور حول التصميم الانشائي لمجمع محاكم(قصر عدل) وذلك في محاولة لخلق مجتمع قضائي كبير يفي بكافة المتطلبات القضائية ، ويجمع بين مختلف أقسامه وعناصره بما يسد احتياجات مدينة كبيرة كمدينة الخليل بما فيها من تعقيد في المعاملات وكثرة المحاكمات.

وعملية التصميم تتطلب الأخذ بجميع النواحي للمبنى المراد إنشاؤه سواء من الناحية المعمارية التي تعنى بالمظهر العام للمبنى وكيفية توزيع الفراغات والمساحات داخله وربط الأقسام المختلفة ببعضها البعض، أو من الناحية الإنشائية التي تعنى بتوفير النظام الإنشائي القادر على التحمل الآمن للأحمال المؤثرة على المبنى مع مراعاة الناحية الاقتصادية الأدنى الممكنة لهذا النظام الإنشائي بما لا يتعارض مع التصميم المعماري المختار.

١-٢ : تعريف عام بالمشروع:

المشروع هو قصر عدل (مجمع محاكم) تبلغ مساحته ما يقارب ١١٠٠٠ م^{٢}، مقترح على أرض مساحتها ١٣٠٠٠ م^{٢}، في منطقة المقاطعة الواقعة في الوسط الشمالي من مدينه الخليل والذي يتكون من محكمتي بداية وصلح والنيابة العامة والخدمات للمحكمتين وأماكن للجمهور.

١-٣ : أسباب اختيار المشروع:

١. الحاجة إلى خلق مجتمع قضائي كبير يفي بكافة المتطلبات القضائية.

٢. اكتساب المهارة في التصميم للعناصر الإنشائية في المباني، وخاصة المباني الضخمة مثل المشروع الذي نعرضه في هذا البحث.

٣. الرغبة في أن يكون مشروع التخرج مشروعاً حيوياً قابلاً للتنفيذ.

٤. زيادة المعرفة للنظم الإنشائية المتبعة في بلادنا لأنه جزء من متطلبات انهاء درجة البكالوريوس.

١-٤ :أهداف المشروع:

١. القدرة على اختيار النظام الإنشائي المناسب للمشاريع المختلفة وتوزيع عناصره الإنشائية على المخططات، مع مراعاة الحفاظ على الطابع المعماري.

٢. القدرة على تصميم العناصر الإنشائية المختلفة.

٣. تطبيق وربط المعلومات التي تم دراستها في المساقات المختلفة.

٤. تطوير المهارة في دراسة المخططات المعمارية وتحليلها بما يتوافق مع النظام الانشائي.

١-٥ : مشكلة المشروع:

تتمثل مشكلة هذا المشروع في التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية المكونة لقصر العدل بما يتناسب مع التصميم المعماري له ،حيث سيتم تحليل كل من العناصر الإنشائية التالية: الأعصاب والأعمدة والجسور. بتحديد الأحمال الواقعة عليها ، ومن ثم تحديد أبعادها وتصميم التسليح اللازم لها مع الأخذ بعين الاعتبار عامل الأمان للمنشأ.

١-٦ : حدود المشروع:

١. الحدود الزمانية: وتتمثل في دراسة مقدمة المشروع خلال الفصل الدراسي الأول واستكمال اجراءات الدراسة لمشروع التخرج خلال الفصل الدراسي الثاني (٢٠١٣-٢٠١٤)م ان شاء الله تعالى.

٢. الحدود المكانية: محافظة الخليل حيث موقع المشروع.

٣. الحدود الموضوعية: تقتصر الدراسة في هذا المشروع على إعداد المخططات الإنشائية الهندسية المطلوبة لمختلف العناصر الإنشائية في المباني الموجودة على تنوعها.

١-٧ : مسلمات المشروع:

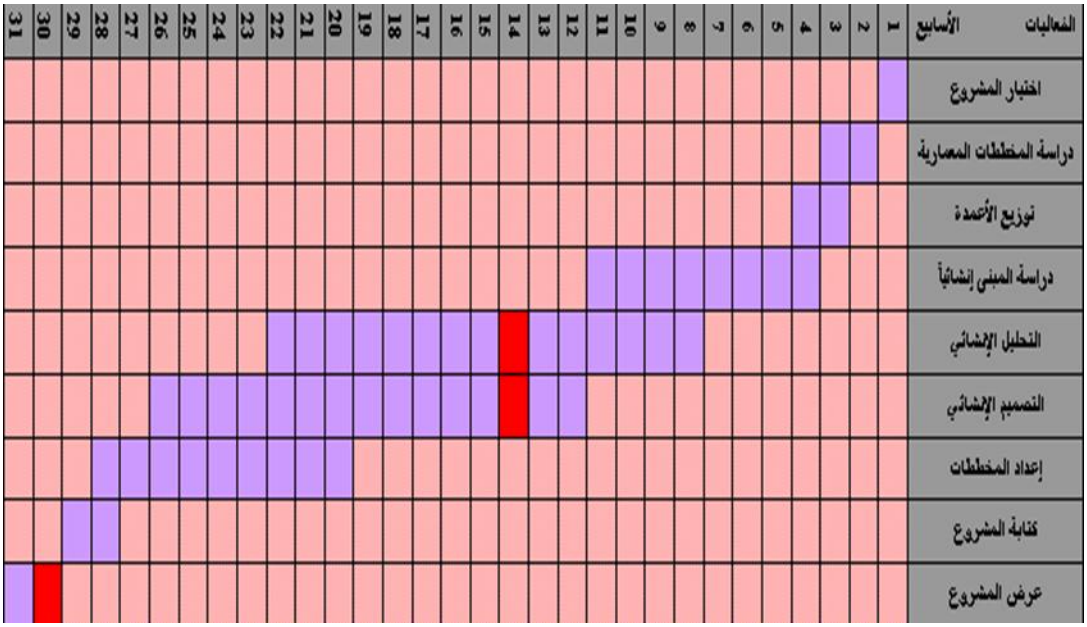
١. التصميم الانشائي للمبنى بما لا يتعارض مع المتطلبات المعمارية.

٢. اعتماد الكود الأمريكي في التصاميم الإنشائية المختلفة (ACI-318-08) والكود الأردني للأحمال الصادر عام ٢٠٠٦م.

٣. استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (Safe, Atir) اضافة لبرنامج الأتوكاد.

١-٨ : الجدول الزمني للمشروع:

جدول (١-١): الجدول الزمني للمشروع



الفصل الثاني: الوصف المعماري

2-1 : مقدمة

2-2 : لمحة عن المشروع

2-3 : موقع المشروع

2-4 : حركة الرياح

2-5 : أهمية الموقع

2-6 : وصف المساقط الأفقية

2-7 : وصف الواجهات

2-8 : وصف الحركة

٢-١ : مقدمة:

تمر عملية بناء المنشأ بعدة مراحل وعادة تبدأ بفكرة وتصميم معماري ولإنجاح عملية البناء لا بد من دراسة المبنى دراسة شاملة جيدة لكافة النواحي خاصة الناحية المعمارية حيث يتم وصف مساقط وواجهات المبنى وتحليلها معماريا وتحليل كافة الوظائف والفعاليات والحركات داخل المبنى كي يتسنى حسن اتقان التصميم الانشائي. ولا بد ان يراعى في التصميم مواضيع اخرى ذات اهمية مثل : الإنارة الجيدة ، ووسائل التهوية الصحية والحركة .

٢-٢ : لمحة عن المشروع:

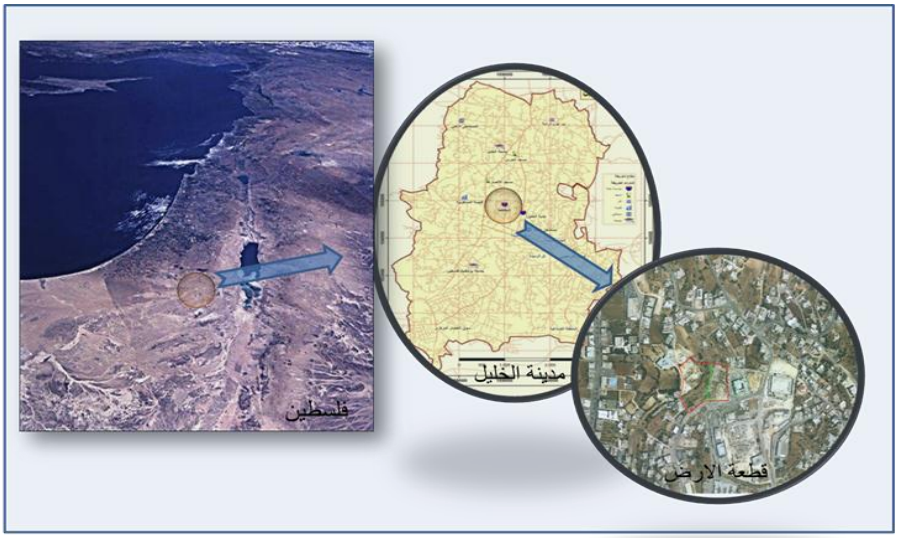
المشروع عبارة عن مجمع محاكم صمم نظرا لوجود نقص في المباني القضائية في فلسطين بشكل عام وفي مدينة الخليل خاصة، حيث يتكون من محكمتي بداية وصلح، ويشتمل المشروع أيضا على النيابة العامة والخدمات للمحكمتين وأماكن للجمهور وأقسام المبنى موزعة على ٦ طوابق اضافة لطابقين تسوية وتبلغ المساحة الكلية للمبنى ما يقارب ١١٠٠٠ م^{٢}.

٢-٣ :موقع المشروع:

تقع قطعة الأرض المقترحة للمشروع في فلسطين على أراضي مدينة الخليل التي تقع في جنوب الضفة الغربية ، تعتبر الخليل من أكبر مدن فلسطين مساحة إذ تبلغ مساحتها ٢٢,٨ كم^{٢} . وقد تم اختيار قطعة الأرض في منطقة المقاطعة الواقعة في الوسط الشمالي من مدينه الخليل وتقع على خط طول ١٤ ٩٣ ٣١ شمالا ، ودائرة عرض ٣٧ ٤٤ ٣٥ شرقا.

ويتدرج الموقع بين منسوب ٩٢٥م إلى ٩٥٠م فوق سطح البحر بحسب خرائط بلدية الخليل لمنطقه الدراسة، وتقع القطعة بالقرب من مقاطعة الخليل ، وبجانبها الأمن الوقائي وليس بعيد عنها الصالة الرياضية . وتبلغ مساحتها ٥ دونم وهي أرض ذات ملكية عامة (ملك الحكومة). وقد تم ضم قطع أراضي مجاورة لها وهذه الأرضي ملك خاص حيث أصبحت مساحة أرض المشروع ١٣ دونم، ويمكن الوصول للموقع من خلال شوارع فرعية من الشارعين الشريانيين (شارع عين سارة وشارع السلام).

وطبيعة أرض المشروع أنها ذات كنتور عالي وطبوغرافية منحدرة ، وتحتوي على طمم وقد تم استغلال هذا الطمم في تسوية كنتور الأرض إلى مستويات ترفع عليها كتل المبنى وتتماشى إرتفاع هذه الكتل مع كنتور الأرض ما عدا الكتلة الرئيسية التي تسيطر على التكتيل في المبنى.



شكل (٢-١): موقع الأرض المقترحة للمشروع

٢-٤ : حركة الرياح:

هذه المنطقة تتأثر بالرياح التي تهب على مدينه الخليل حالها حال أي قطعة بالمدينة حيث توثر فيها الرياح التالية:

* في فصل الشتاء:

١.الرياح الغربية وهي مصاحبة للمنخفضات الجوية وتهب عادة في وسط النهار وتكون محملة بالغبار.

٢.الرياح الشرقية الباردة التي تكون عاصفة قوية وجافة تسبق هطول الأمطار خاصة في أول الشتاء وأخر الصيف.

* في فصل الصيف:

١.الرياح الشمالية الغربية:

٢.الرياح الشمالية الشرقية جافة وحاره وتهب في أواخر شهري أب وأيلول.

شكل (٢-٢):حركة الرياح على الموقع خلال فصول السنة

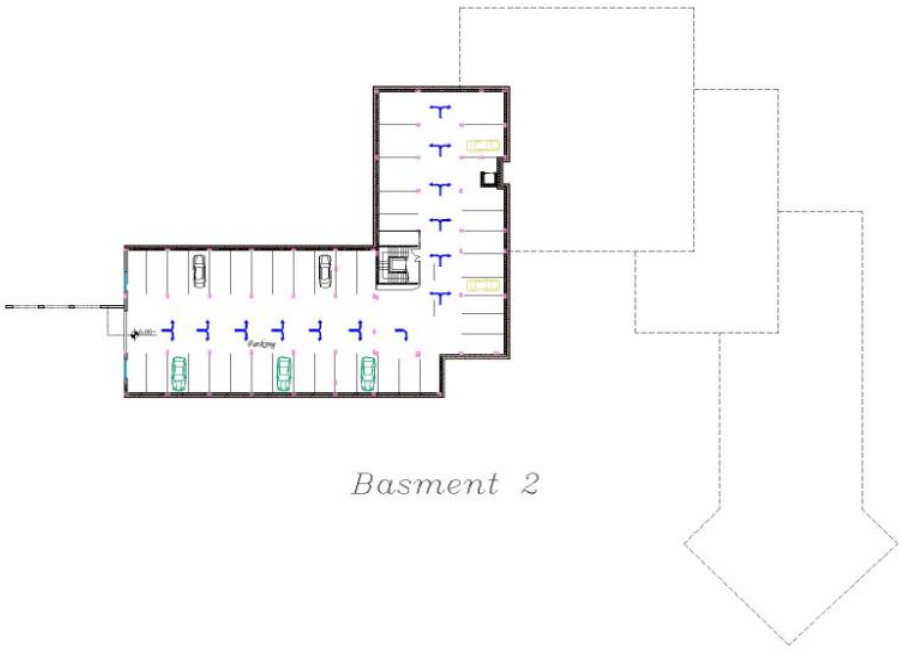
٢-٥: أهمية الموقع:

أخذ الموقع أهميته وذلك لوجود العديد من المباني الحكومية الهامة بالقرب منه حيث هنالك مقاطعة الخليل إضافة الى الأمن الوقائي والصالة الرياضية ومكاتب لعمل الجوازات والبطاقات الشخصية ومكتب للمخابرات وسجن إضافة كون هذه القطعة أرض ملك عام (أرض ملك للحكومة) .

٢-٦ : وصف المساقط الأفقية:

❶ طابق التسوية السفلي(basement 2):

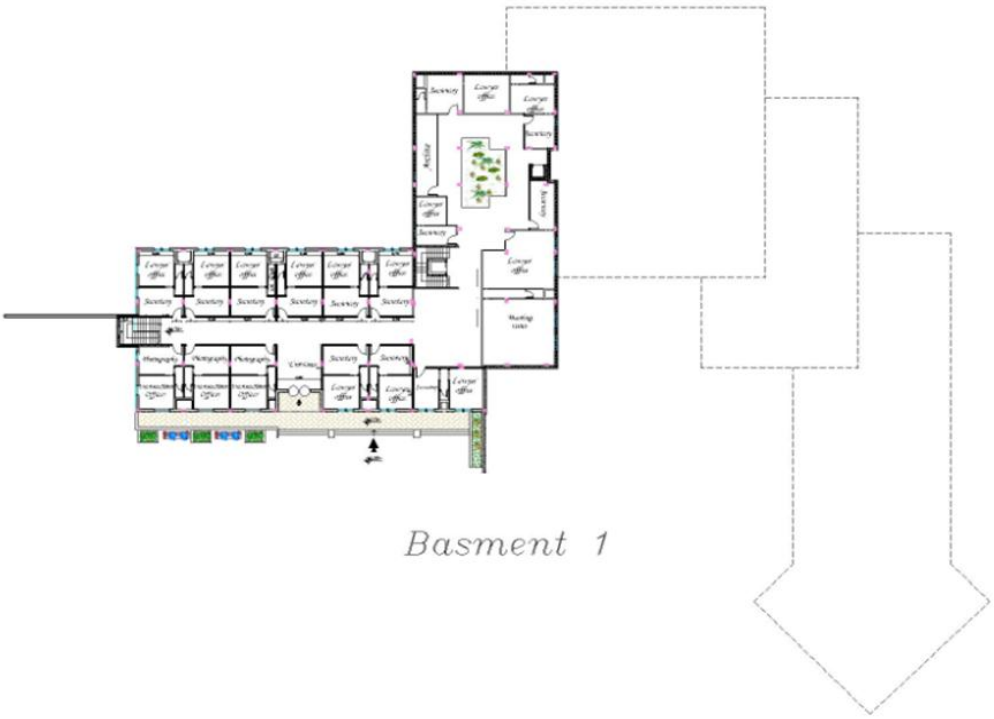
مساحة هذا الطابق حوالي ١٠٠٠ م^{٢}، وهو طابق مخصص لمواقف السيارات يتم الوصول اليه من المدخل الخارجي الخاص ويحتوي على درج ومصعدين كهربائيين كما هو موضح بالشكل التالي:



شكل (٢-٣): طابق التسوية السفلي

❷ طابق التسوية العلوي(basement 1):

تبلغ مساحته حوالي ١٠٠٠ م^{٢}. يحتوي على مكاتب محاميين وسكرتاريا وهي على الأغلب مكاتب للايجار عائدها يكون للمحكمة ويتم الوصول اليه من خلال طابق التسوية السفلي عن طريق المصعد الكهربائي والدرج كما يظهر في الشكل التالي:



شكل (٢-٤): طابق التسوية العلوي

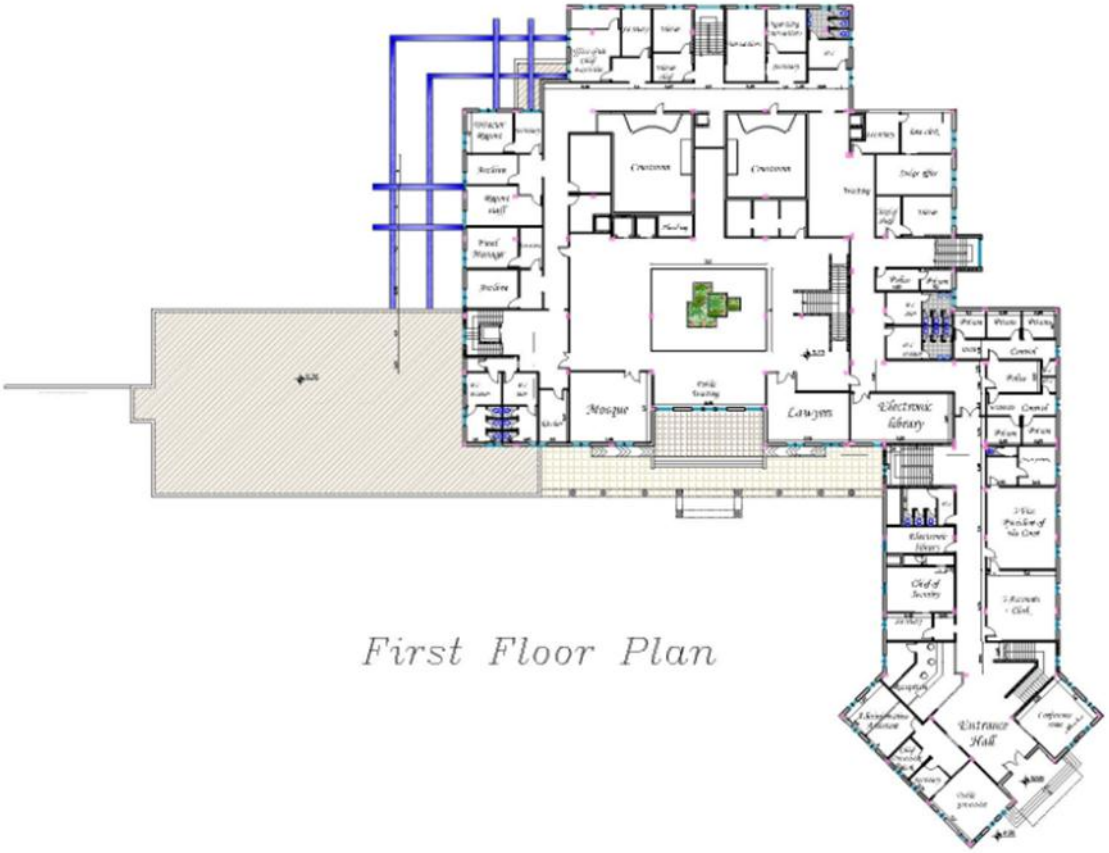
❸ الطابق الأرضي:

تبلغ مساحة الطابق حوالي ٢٥٠٠ م^{٢}. يتم الوصول اليه عن طريق المدخل الرئيسي لمجمع المحاكم حيث يتقدم المدخل الأقواس ذات الطابع الإسلامي والأعمدة المرتفعة التي تعطي رهبة وقوة للمحكمة ، وابتداءا من هذا الطابق يبدأ ظهور الكتلة الرئيسية بذلك يكون قد تم تأكيد المدخل من خلال وجودة في الكتلة الرئيسية المسيطرة. والطابق مقسم لعدة أقسام منها قسم خاص بالمحامين يحتوي على خدمات مختلفة خاصة بهم كما ويحتوي على غرف خاصة بالقضاة ومكتبة الكترونية وأرشيف وغرف صحافة واعلام وخدمات خاصة بزوار المحكمة، والشكل التالي يوضح تقسيمات الطابق:

شكل (٢-٥): الطابق الأرضي

❹ الطابق الأول:

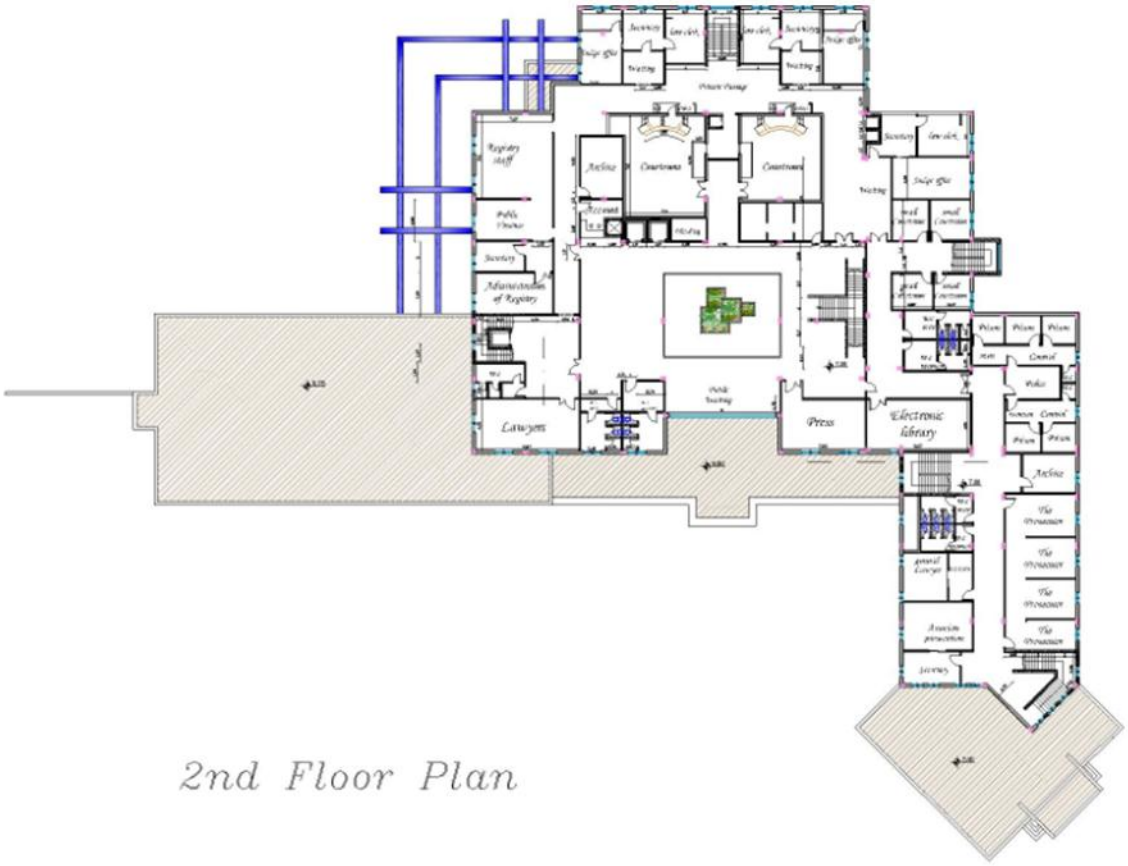
تبلغ مساحة الطابق حوالي ٢٤٠٠ م^{٢}، يتم الوصول اليه عن طريق الأدراج والمصاعد حيث يوجد ٦ أدراج و٥ مصاعد موزعة على كافة أنحاء الطابق تسهل الحركة، ويحتوي الطابق على عدة أقسام منها قسم للزوار فيه مصلى ودورات مياه وأماكن انتظار كما ويحتوي على غرف أرشيف ومكتبة الكترونية وفيه قسم للنظارة للرجال وحجز متهمين مزود بغرف حراسة وأمن كما ويوجد قسم خاص بالاداريين ومساعديهم وقاعة كون فرنس كما يظهر بالشكل التالي:



شكل (٢-٦): الطابق الأول

❺ الطابق الثاني:

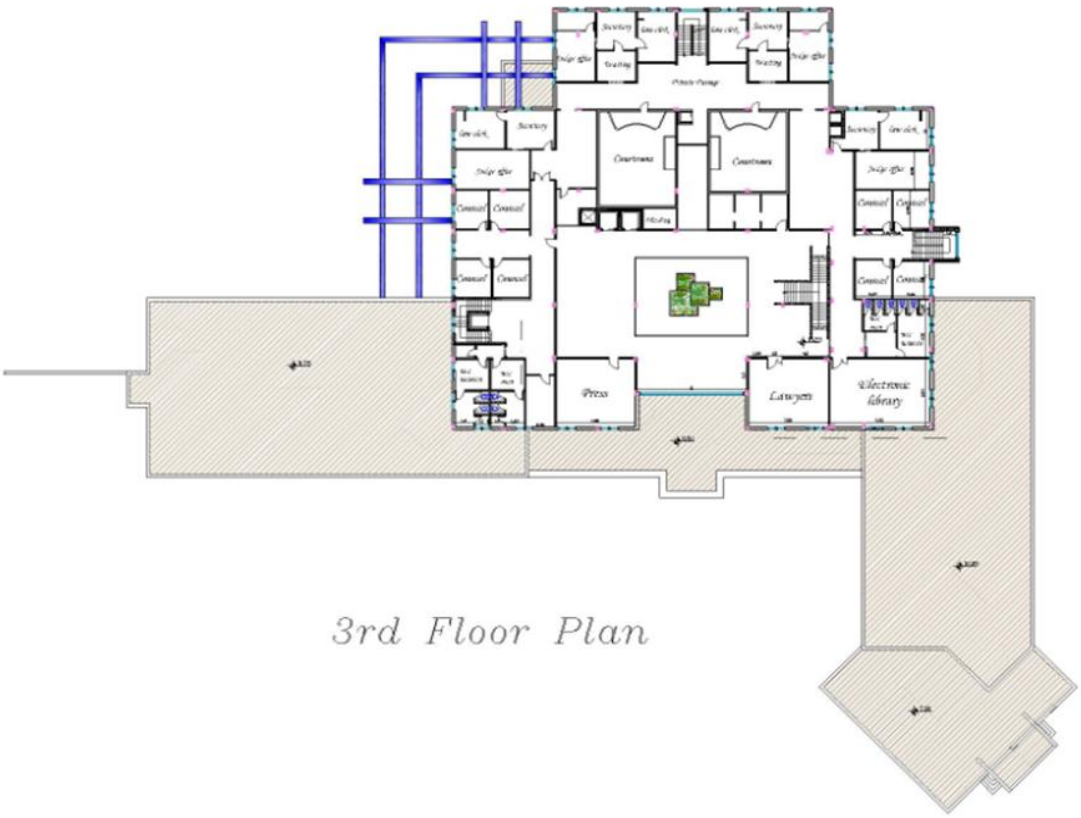
تبلغ مساحة الطابق حوالي ٢٣٠٠ م^2، يتم الوصول اليه عبر الأدراج والمصاعد الموزعة على الطابق، ويحتوي الطابق على مكاتب قضاة وصحافة واعلام وأقسام نظارة للمتهمين وهو شبيه بالطابق الأول من حيث توزيع الكتل والشكل الخارجي للمسقط كما يظهر بالشكل:



شكل (٢-٧): الطابق الثاني

❻ الطابق الثالث:

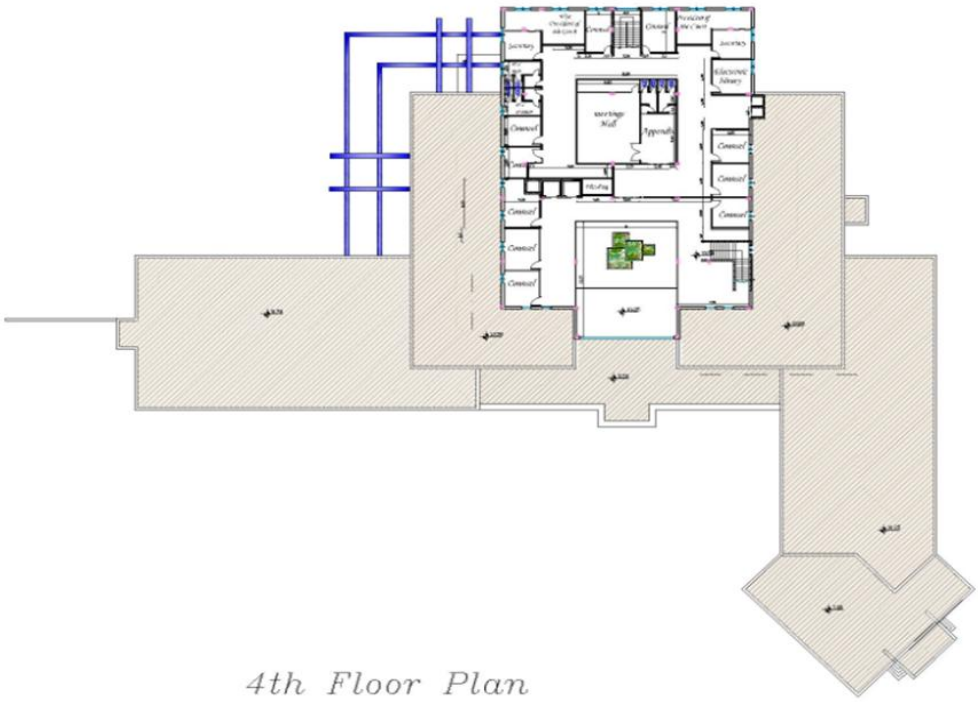
تبلغ مساحة الطابق حوالي ١٥٠٠ م^{٢}، يتم الوصول اليه عبر المصاعد الكهربائية والأدراج، يحتوي على عدة مكاتب منها مكتبة الكترونية ومكاتب اعلام ومحاماه ومكاتب قضاة وسكرتارية كما يظهر في الشكل التالي:



شكل (٢-٨): الطابق الثالث

❼ الطابق الرابع:

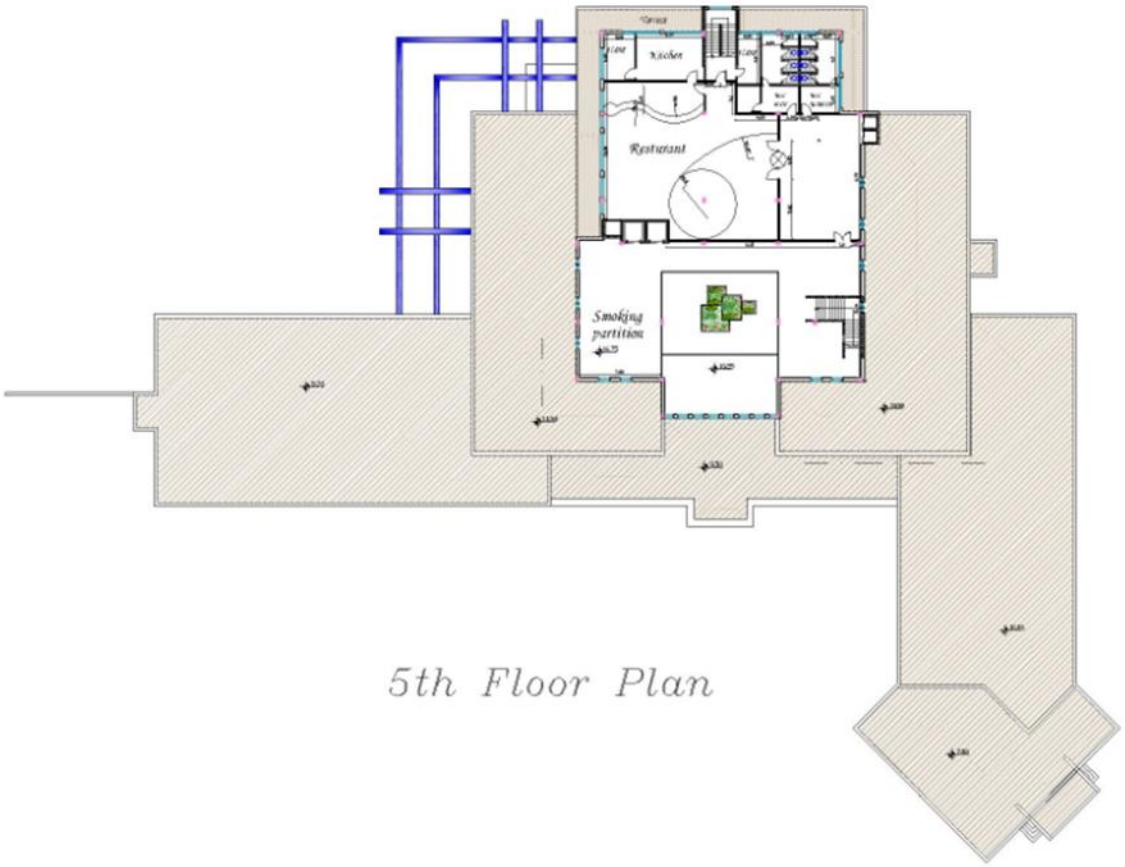
تبلغ مساحة الطابق حوالي ١٢٠٠م^{٢} ، يحتوي مكاتب استشاريين ومكتبة الكترونية وقاعة اجتماعات ويتم الوصول للفراغات في الطابق من خلال الأدراج والمصاعد الكهربائية كما يظهر بالشكل التالي:



شكل (٢-٩): الطابق الرابع

❽ الطابق الخامس:

تبلغ مساحته حوالي ١١٠٠م^{٢}، ويتم الوصول اليه من خلال الأدراج والمصاعد الكهربائية، ويحتوي على مطعم وكافتيريا مع خدمات خاصة كالمطبخ ودورات المياه كما يظهر بالشكل التالي:



شكل (٢-١٠): الطابق الخامس

٢-٧ : وصف الواجهات:

لا شك في ان الواجهات المنبثقة من اي تصميم تعطي الانطباع الاول عن المبنى ، ومدى علاقته مع البيئة المحيطة بل وانها تظهر اختلافات الوظيفة التي تؤديها الفراغات والتي تعكسها الواجهة ، وهذا يتأتى من خلال نظام الفتحات التي تظهر في الواجهة والتي لا بد ان تتناسب مع وظيفة هذا الفراغ او من خلال المناسيب وتفاوتها .

❶ الواجهة الجنوبية:

وهي الواجهة الرئيسية للمبنى وفيها يظهر المدخل الرئيسي للمبنى والمحاط بأعمدة فخمة تبرز هيبة المحكمة و نلاحظ من هذه الواجهة استخدام متعدد لمواد البناء مثل : الحجارة والخرسانة و الزجاج ، وذلك لكسر الملل الذي قد يتولد لدى الناظر علاوة على استخدام أقواس الحجارة الجميلة لابراز المدخل ، هذا بالاضافة الى ان استخدام الزجاج اضفى نوع من الحداثه من جهة ومن جهة اخرى اضفى جانب جمالي ، بالاضافة الى مساهمته في توفير جزء من الاضاءة الطبيعية، وتظهر الواجهة اختلاف مناسيب الارض والمبنى علما ان اختلاف المناسيب يزيد من جمال الواجهة كما يظهر بالشكل التالي:

شكل (٢-١١): الواجهة الجنوبية الرئيسية

❷ الواجهة الشمالية:

وهذه الواجهة أيضا تشبه الواجهة الرئيسية من حيث اظهار اختلاف المناسيب واستخدام مواد البناء المختلفة والاعتماد على الزجاج في اظهار جمال وحيوية الواجهة والمبنى كما هو واضح بالشكل التالي:

شكل (٢-١٢): الواجهة الشمالية

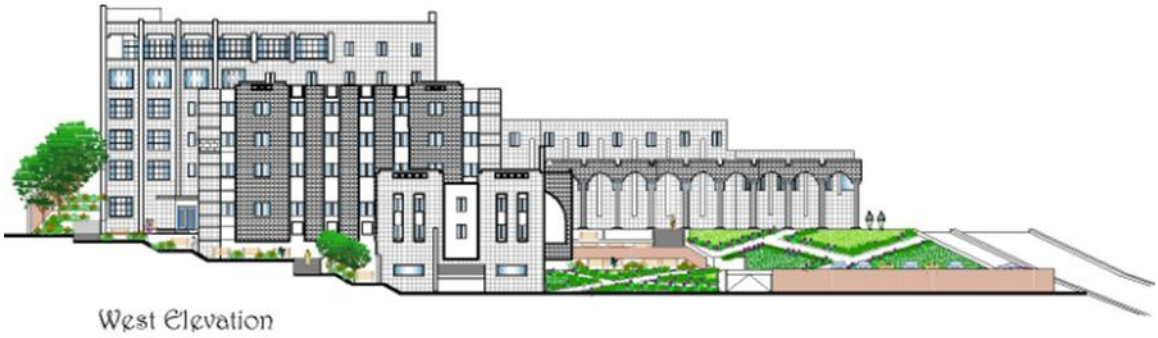
❸ الواجهة الشرقية:

في هذه الواجهة لا يظهر أي من طابقي التسوية وهي أقل امتداد من الواجهات الأخرى، و توضح مناسيب المبنى المختلفة ويبرز جمالها باستخدام مواد بناء مختلفة من حجارة وزجاج وخرسانة ونلاحظ وجود مواقف السيارات أمام المبنى من خلالها كما يظهر بالشكل:

شكل (٢-١٣): الواجهة الشرقية

❹ الواجهة الغربية:

تظهر هذه الواجهة اختلاف مناسيب الأرض والمبنى ويبرز جمالها بالأقواس والأعمدة الموجودة في الممرات الموجودة عند مداخل المحكمة كما وتظهر الساحات الخضراء حول المحكمة خاصة من الجهة الغربية كما يظهر بالشكل التالي:



شكل (٢-١٤): الواجهة الغربية

٢-٨ : تحليل الحركة:

يمكننا الوصول للمبنى من عدة اماكن مثل المدخل الرئيسي والمداخل الأخرى وهذا بدوره يتيح حرية الدخول والخروج من والى المبنى ، اما بالنسبة للحركة داخل المبنى فتقسم الى حركة افقية داخل الطابق الواحد ، وحركة راسية ما بين الطوابق المختلفه.

فالحركه في الطابق تاخذ شكل خطي في الممرات ، بالاضافه الى الحركة الراسية بين الطوابق فانها تتم من خلال الادراج المتوفرة في اماكن متعددة في المبنى وهذا بدوره يسهل الحركة الافقية داخل الطوابق والحركة الراسية بينهما .

ويوجد للمبنى أربعة مداخل :

- المدخل الرئيسي والذي يقع على الشارع العام و يؤدي إلى المداخل الرئيسية لمحكمتي الصلح والبداية.
- ومدخل يؤدي إلى قسم النيابة العامة وهو خاص بأمور النيابة والشرطة والحجز .
- ومدخل خاص بمواقف سيارات الموظفين والعاملين في المحاكم ومنه مدخل فرعي خاص بالموظفين.
- ومدخل يؤدي إلى مواقف سيارات الجمهور وهي مكشوفة وتوجد على طابقين لتوفير أكبر قدر ممكن مما يحتاجه المشروع من مواقف للسيارات .

الفصل الثالث: الوصف الانشائي

3-1 : مقدمة

3-2 : الهدف من التصميم الانشائي

3-3 : الدراسات النظرية للعناصر الانشائية في المبنى

3-4 : الدراسات الجيوتقنية

3-5 : العناصر الانشائية

٣-١ :مقدمة:

بعد دراسة المبنى من النواحي المعمارية لا بد من الانتقال للدراسة الانشائية وذلك بما يتوافق مع المتطلبات المعمارية ويحقق عامل الراحة والأمان للمنشأ وهذا يعتمد على دراسة الأحمال المعرضة للمبنى وكيفية التعامل معها بما يلبي المتطلبات السابقة وتحقيق الجانب الاقتصادي.

٣-٢ :الهدف من التصميم الانشائي:

من المعلوم ان الهدف الاساسي للتصميم الانشائي المتكامل هو الخروج بمبنى متزن يحقق ما يلي:

١. الأمان (safety) : ويتحقق باختيار النظام الانشائي الملائم لمقاومة الأحمال والاجهادات التي يتعرض لها المبنى.

٢. التكلفة الاقتصادية (economical) : وذلك باختيار مواد البناء والنظام الانشائي الأقل كلفة ولكن بما لا يتعارض مع عامل الأمان للمبنى.

٣. كفاءة الاستخدام (serviceability) : وصلاحية المبنى للاستخدام وذلك بالحفاظ عليه ضد التشققات والهبوط والرطوبة وحمايته من أي عوامل قد تفقده صلاحية الاستخدام.

٤. التماشي مع التصميم المعماري والحفاظ على شكل المنشأ وجماله.

٣-٣ :الدراسات النظرية للعناصر الانشائية في المبنى:

تعتبر الدراسة النظرية للعناصر الانشائية خطوة مهمة قبل البدء بعملية التحليل والتصميم الفعلي للمنشأ لفهم آلية العمل والتصميم وترتيب الأفكار للخروج بالتصميم السليم وهذا يتضمن دراسة الآتية:

١. الأحمال الانشائية:

وهي القوى المؤثرة على أي عنصر من عناصر المنشأ، وحيث تؤخذ جميع الأحمال في الاعتبار عند التصميم الإنشائي طبقا لنوع المنشأ وشكل توزيع الأحمال ومدى استمرارها وطبيعتها إن كانت ساكنة أو متحركة وما إلى ذلك من العوامل التي قد تؤثر على مقدار الأحمال المؤثرة على المنشأ. ليتم تحليل القوى وتقييم الإجهادات التي قد تحدث كي يتم تفاديها أو التحكم فيها. ويمكن تقسيم الأحمال التي يتعرض لها المبنى كالآتي:

- الأحمال الحية (live loads):

هي الأحمال التي تتعرض لها المباني والإنشاءات بحكم استعمالاتها المختلفة، أو استعمالات أي جزء منها، بما في ذلك الأحمال الموزعة والمركزة وأحمال الصدم والاهتزاز وأحمال القصور الذاتي، وهي تشمل:

١. أثقال الأشخاص مستعملي المنشأ
٢. الأحمال الدينامية، كالأجهزة التي تنشأ عنها اهتزازات تؤثر على المنشأ
٣. الأحمال الساكنة، التي يمكن أن تتغير أماكنها من وقت إلى آخر كأثاث البيوت والأجهزة والآلات الاستاتيكة غير المثبتة والمواد المخزنة.
٤. القسامات (partitions) ، غير محددة المواقع.

وتعتمد قيمة هذه الأحمال على طبيعة الاستخدام للمنشأ و يؤخذ عادة مقدارها من جداول خاصة في الكودات المختلفة، والجدول التالي يبين الأحمال الحية في المشروع والمحددة بالرجوع إلى الكود الأردني الصادر عام ٢٠٠٦م.

جدول (٣-١): الأحمال الحية

الرقم	الاستخدام	الحمل الحي (KN/m^2)
1	مواقف السيارات	5.0
2	المخازن	5.0
3	المدارس	٥,٠
4	الأدراج	4.0
5	المطاعم وصالات	5.0
٦	قاعات المعدات	2
٧	مكاتب الاستعلام	2.5

ملاحظة: المشروع الذي بين أيدينا عبارة عن مجمع محاكم حيث تم اعتماد ما قيمته $5.0\ KN/m^2$ كحمل حي على المبنى

- الأحمال الميتة (Dead loads):

هي القوى الدائمة الناتجة عن الجاذبية كالأثقال على مختلف أنواعها، سواء منها الأثقال الذاتية للمنشأ، أو أثقال العناصر الثابتة فوقه، أو القوى الجانبية الناتجة عن الأثقال الخارجية، كقوة دفع التربة للجدران الساندة مثلا. وتدخل ضمن هذا التعريف الأوزان الذاتية للمنشأ و أوزان العناصر المركزة عليه بصورة دائمة، كالقسامات محددة المواقع والجدران وأعمال الأرضيات و القصارة وكساء الجدران والتمديدات والتركيبات الكهربائية والميكانيكية والمعمارية والأتربة المحمولة.

ويمكن حسابها من خلال تحديد أبعاد العنصر الإنشائي، وكثافات المواد المكونة له ، والجدول التالي يبين الكثافات النوعية للمواد المستخدمة في المشروع :

جدول (٣-٢): الكثافة النوعية للمواد المستخدمة

الرقم المتسلسل	المادة المستخدمة	الكثافة المستخدمة (KN/m^3)
1	البلاط	23
2	المونة	22
3	الخرسانة	25
4	الطوب	10
5	القصارة	22
6	الرمل	17

❖ الأحمال البيئية:

وتشمل الأحمال التي تنتج بسبب التغيرات الطبيعية التي تمر على المنشأ وهي تختلف من حيث المقدار والاتجاه من منطقة لأخرى، و يمكن اعتبارها جزءاً من الأحمال الحية ، حيث تصنف كما يلي:

١. قوى الرياح (Wind Forces):

هي الأفعال الناتجة عن تعرض البناء أو المنشأ لعصفات الرياح، ويمكن أن تكون على شكل ضغط (pressure) أو على شكل شد (سحب) (suction).

وهي قوى افقية تؤثر على المبنى ويظهر تأثيرها في المباني التي يزيد ارتفاعها عن ستة أدوار، وتكون موجبة إذا كانت ناتجة عن ضغط وسالبة إذا كانت ناتجة عن شد، وتقاس ب (KN/m^2). وتحدد أحمال الرياح اعتماداً على السرعة وارتفاع المبنى عن سطح الأرض، والموقع من حيث الإحاطة من مباني سواء كانت مرتفعة أو منخفضة، والعديد من العوامل الأخرى.

٢. أحمال الثلوج (Snow loads):

هي تلك الأحمال التي يمكن أن يتعرض لها المنشأ بفعل تراكم الثلوج عليه. ويمكن تقييم أحمال الثلوج على الأسس التالية:

❶ الوزن النوعي للثلج.

يعتبر أن الوزن النوعي للثلج يتراوح بين (0.1-0.4) أي ما متوسطه 0.25 وذلك اعتمادا على نوعية الثلج.

تؤخذ امكانية تصلب الثلج في بعض الأحيان بعين الاعتبار، اذ قد تنتج عن الثلج أحيانا طبقة من الجليد ذات سماكة قد تبلغ 50 ملم، ويعتبر الوزن النوعي للجليد مساويا 1.0 وهو الوزن النوعي للماء.

❷ ارتفاع المنشأ عن سطح البحر.

الجدول التالي يبين قيمة أحمال الثلوج حسب ارتفاع المنشأ عن سطح البحر بالاعتماد على الكود الأردني الصادر عام 2006م:

جدول (٣-٣): أحمال الثلوج حسب ارتفاع المنشأ

ارتفاع المنشأ عن سطح الأرض (H) (M)	أحمال الثلوج (KN/M^2)
250>h	0
500 > h > 250	(h-250) /800
1500 > h > 500	(h-400) /320

❸ ميلان السطح المعرض لتساقط الثلوج.

٣. قوى الزلازل(Earthquake Forces):

تنتج الزلازل عن اهتزازت أفقية وعموديه، وذلك بسبب الحركة النسبية لطبقات الأرض الصخرية فتنتج عنها قوى قص تؤثر على المنشأ، ويجب أن تؤخذ هذه الأحمال بعين الاعتبار عند التصميم بحيث تصمم على القوة الافقية

وذلك لضمان مقاومة المبنى للزلازل في حال حدثت ، وبالتالي التقليل من الأضرار المحتملة نتيجة حدوث الزلزال، ويتم تحديد أحمال الزلازل وقوى القص اعتماداً على كود (UBC97).

٣-٤ : الدراسات الجيوتقنية:

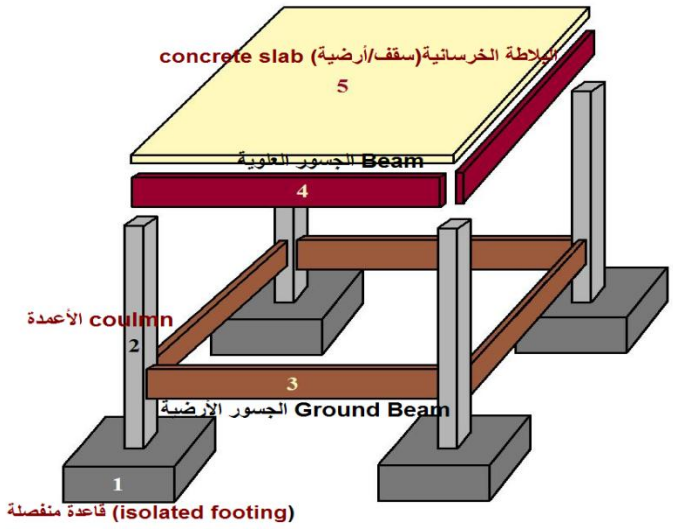
يعني بالدراسات الجيوتقنية جميع الأعمال التي لها علاقة باستكشاف الموقع ودراسة التربة والصخور والمياه الجوفية وتحليل المعلومات وترجمتها للتنبؤ بطريقة تصرف التربة عند البناء عليها ، وهذه الدراسات تعتبر مهمة جداً في مرحلتي التصميم والتنفيذ للمباني ، وتعتبر مكملة لها . وتشتمل الدراسات المطلوب إجراؤها للموقع على مرحلتين هامتين يقدم فيهما تقريران منفصلان وهما:

1. تقرير المسح الابتدائي.
2. تقرير المسح النهائي.

وتعتمد هذه التقارير على أهمية وحساسية المشروع ، ويمكن أن يطلب تقرير واحد أو كلاهما معاً.

٣-٥ :العناصر الانشائية:

تتكون المنشآت من مجموعة من العناصر الانشائية التي تتكاثف مع بعضها لتقاوم القوى المؤثرة على المنشأة وتحافظ على استمراريتها. ومن أمثلتها الأعمدة، الجسور، العقدات، الأساسات والجدران الحاملة كما يظهر بالشكل التوضيحي:



شكل (٣-١): العناصر الانشائية المكونة لمبنى

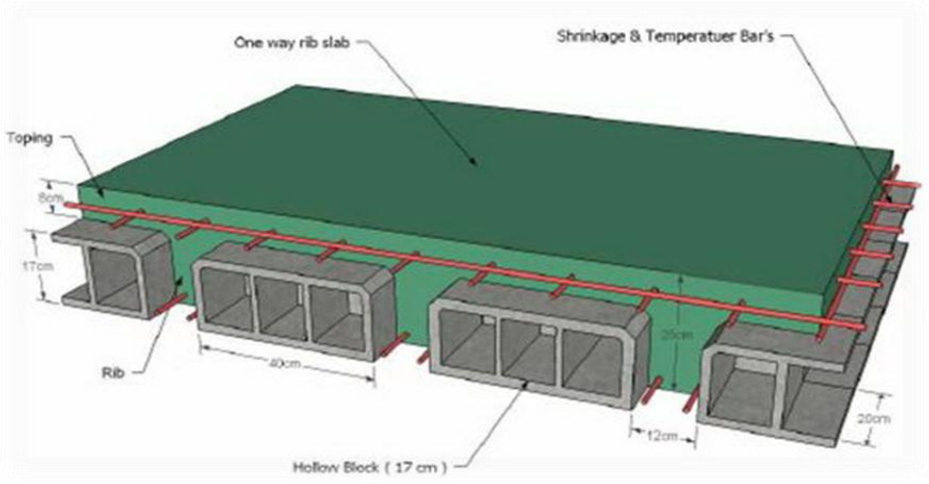
أولا :- العقدات:

وهي عبارة عن العناصر الإنشائية التي تنقل القوى الرأسية بسبب الأحمال المؤثرة عليها إلى العناصر الإنشائية الحاملة في المبنى مثل الجسور والجدران والأعمدة. ويوجد أنواع مختلفة من العقدات الخرسانية المسلحة ، منها ما يلي:

أولا: البلاطات المفرغة (Ribbed slabs) وتقسم الى:

1. عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slabs):

تصمم لمقاومة العزوم باتجاه واحد على ان يغطي الاتجاه الاخر متطلبات الكود من حيث مقاومة التمدد و التقلص للخرسانة حيث تحتوي الأعصاب والتسليح باتجاه واحد، وتتميز بخفة وزنها وفعاليتها، كما هو موضح بالشكل:



شكل (٣-٢): عقدة العصب باتجاه واحد

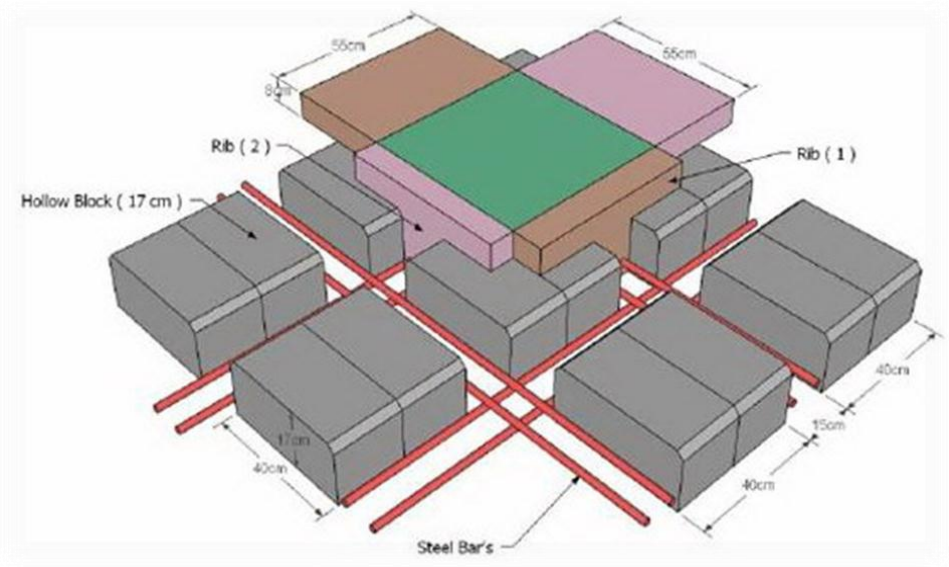
وتعتبر الاكثر شيوعا في بلادنا ويستعمل هذا النوع من العقدات عادة عندما يتوفر الشرط.....L1/L2 ≥ 2.

حيث L1 :- البعد الاطول للبلاطه (طول البلاطة).

L2:- البعد الاقصر للبلاطة (عرض البلاطة).

❷ عقدات العصب باتجاهين (two way ribbed slab):

تشبه السابقة من حيث المكونات ولكنها تختلف من حيث كون التسليح باتجاهين ويتم توزيع الحمل في جميع الاتجاهات، ويراعى عند حساب وزنها طوبتين وعصب في الاتجاهين كما يظهر بالشكل التالي:

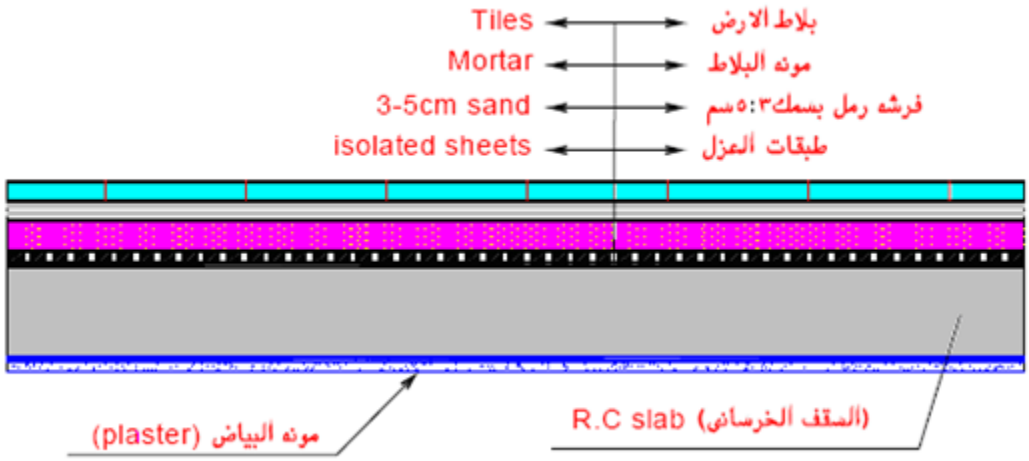


شكل (٣-٣): عقدة العصب باتجاهين

وستستخدم في العقدات الرئيسية،عندما لا تتحقق الشروط السابقه أي عندما يكون.....L1/L2 ≤ 2.

ثانيا: البلاطات المصمتة (solid slabs):

منها ما هو باتجاه واحد حيث تكون هذه البلاطات خالية من الطوب (طوب العقدات) كما في الشكل ومنها ما هو باتجاهين

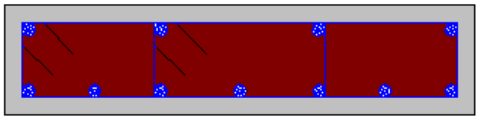


شكل (٣-٤): عقدة مصمتة

ثانيا :- الجسور:

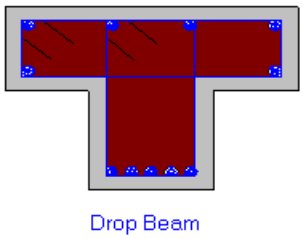
عبارة عن العناصر الإنشائية التي تقوم بنقل الأحمال من العقدة إلى الأعمدة وهي نوعين:

١ – **الجسور المسحورة:-** وهي عبارة عن جسور سمكها يساوي سمك العقدة ، ولذلك فهي لا تظهر، بعد الانتهاء من أعمال التشطيب.



شكل (٣-٥): جسر مخفي

٢- **الجسور المدلاة:-** وهي عبارة عن جسور يكون عمقها أكبر من سمك العقدة، وبالتالي فهي تظهر على شكل بروز في سقف الطابق.



شكل (٣-٦): جسر مدلى

ثالثا :- الأعمدة:

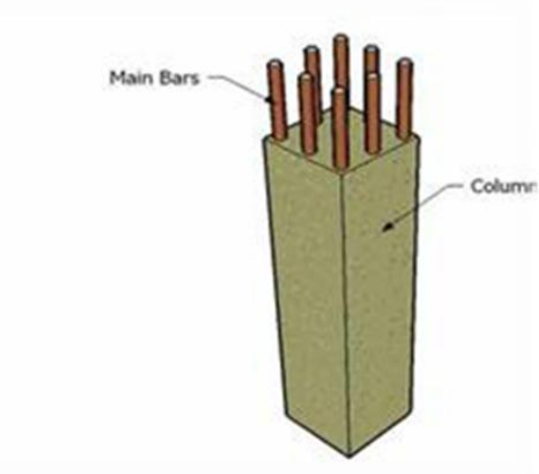
هي عنصر أساسي ورئيسي في المنشأ ، حيث تنتقل الأحمال من العقدة إلى الجسور ، وتنقلها الجسور بدورها إلى الأعمدة ، ثم إلى أساسات المبنى، لذلك فهي عنصر وسطي وأساسي، فيجب تصميمها بحرص لتكون قادرة على نقل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها، والأعمدة نوعين من حيث التعامل معها في التصميم الإنشائي:

١- الأعمدة القصيرة short column.

٢- الأعمدة الطويلة long column.

أما من حيث الشكل المعماري أو المقطع الهندسي:

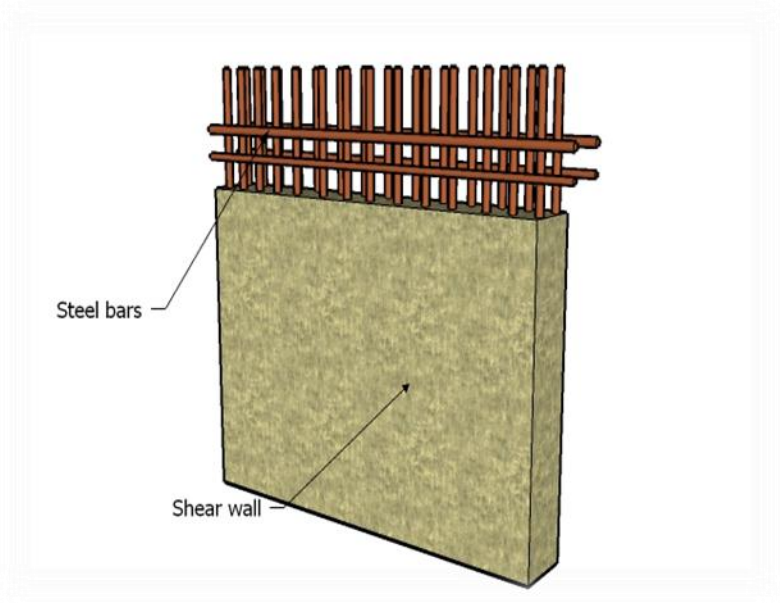
منها المستطيل والدائري، والمربع ، والمشروع يحتوي على نوع واحد من الأعمدة هي المستطيلة كما في الشكل:



شكل (٣-٧): عمود مستطيل

رابعا :- جدران القص:

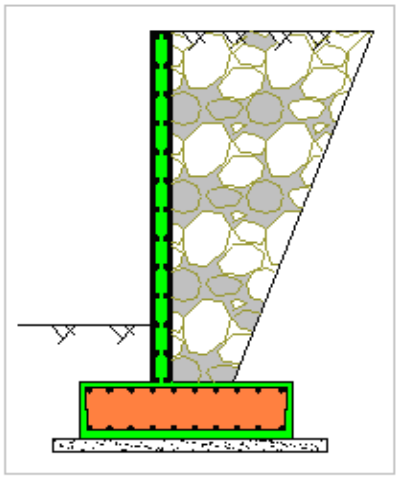
وهي عبارة عن العنصر الإنشائي الذي يقوم بالدور الأكبر في مقاومة الأحمال الأفقية الناتجة عن أحمال الرياح و الزلازل، وعادة ما تستخدم في جدران بيت الدرج و المصاعد. ويراعى توفرها في اتجاهين متعامدين في المبنى لتوفير ثبات كامل للمبنى والشكل التالي يبين جدار قص مسلح:



شكل (٣-٨): جدار قص

خامسا :- الجدران الاستنادية:

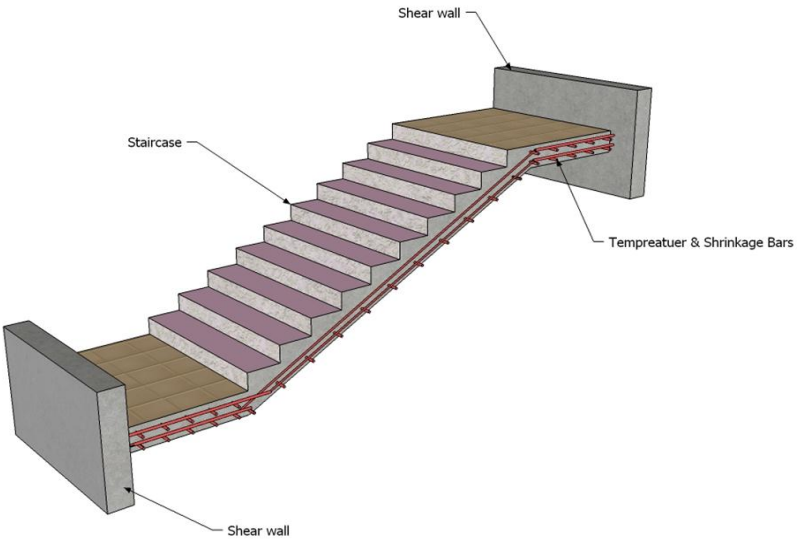
وهي عبارة عن العناصر الإنشائية التي تقوم بمقاومة أحمال التربة التي تؤثر على المبنى خاصة في الطوابق التي تقع تحت منسوب سطح الأرض(طابق التسوية).لاحظ الشكل التالي:



شكل (٣-٩): جدار استنادي

سادسا :- الأدراج:

وهي عبارة عن العناصر الإنشائية التي تحقق سهولة الحركة الرأسية بين الفعاليات المختلفة. لاحظ الشكل التالي:



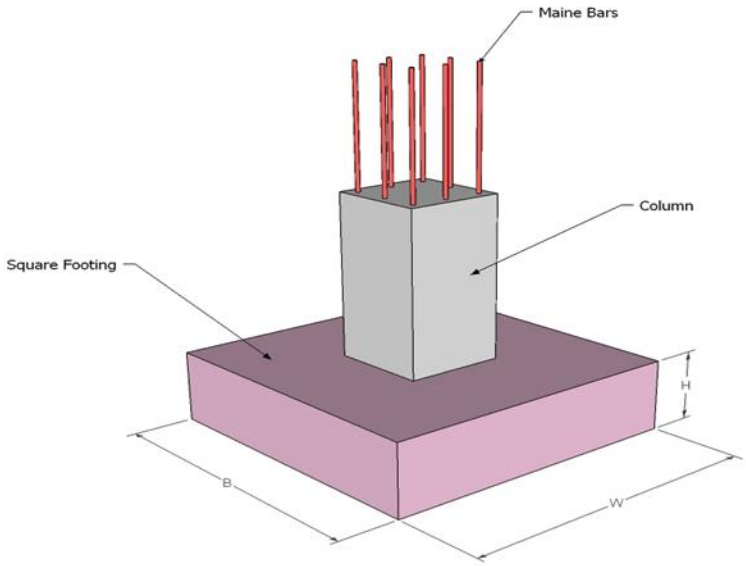
شكل (٣-١٠): الدرج

سابعا:- الأساسات:

وهي عبارة عن العناصر التي تنقل إليها جميع أحمال المبنى مباشرة من الأعمدة، ويتم تصميمها بناءا على قدرة تحمل التربة، و مقدار الأحمال التي تتعرض لها، وهناك عدة أنواع سيتم استخدامها في هذا المشروع أهمها:-

١-الأساسات المربعة أو المستطيلة وسيتم استخدامها كأساسات للأعمدة الحاملة. لاحظ الشكل التالي:

٢- الأساسات المستمرة ،وسيتم استخدامها كأساسات لبيت الدرج و المصعد،(جدران القص).



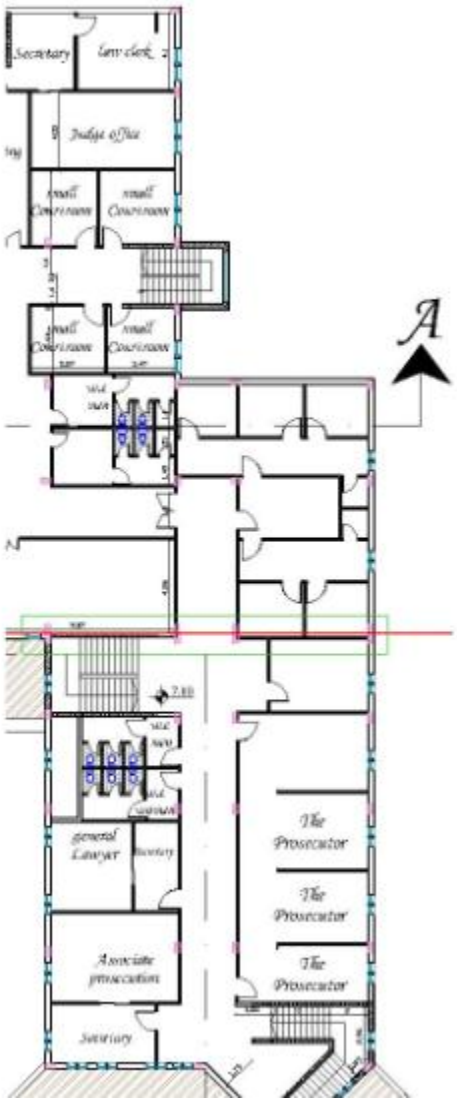
شكل (٣-١١): أساس منفرد

ثامنا:- فواصل التمدد:

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

- من ٤٠ إل ٤٥ م في المناطق المعتدلة كما هو الحال في فلسطين .
- من ٣٠ إل ٣٥ م في المناطق الحارة .
- و يمكن زيادة هذه المسافات بشرط الأخذ بعين الاعتبار تأثير عوامل الانكماش و التمدد و الزحف .
- و في حالة أعمال الخرسانة الكتلية كالحوائط الأستنادية و الأسوار يجب تقليل المسافات بين الفواصل و اخذ الاحتياطات اللازمة لمنع تسرب المياه من خلال فواصل التمدد .

وقد تم استخدام ثلاث فواصل تمدد في هذا المشروع كل منها ٥ سم. لاحظ الشكل:



شكل (٣-١٢): فاصل تمدد في مبنى مجمع المحاكم

Chapter Four: Structural Analysis & Design

4-1 Introduction.

4-2 Factored loads

4-3 Determination of thickkness

4-4 Load calculation

4-5 Design of Topping

4-6 Design of Rib 1

4-7 Design of Two way Rib Slab.

4-8 Design of one Way solid Slab.

4-9

4.1: Introduction

Concrete is a construction material composed of cement (commonly Portland cement) as well as other cementations materials such as fly ash and slag cement, aggregate (generally a coarse aggregate such as gravel, limestone, or granite, plus a fine aggregate such as sand), water, and chemical admixtures. The word concrete comes from the Latin word "concretus", which means "hardened" or "hard".

Concrete solidifies and hardens after mixing with water and placement due to a chemical process known as hydration. The water reacts with the cement, which bonds the other components together, eventually creating a stone-like material. Concrete is used to make pavements, architectural structures, foundations, motorways/roads, bridges/overpasses, parking structures, brick/block walls and footings for gates.

.

In This Project, there are two types of slabs: one-way ribbed and two-way ribbed slabs. They would be analyzed and designed by using finite element method of design, with aid of a computer Program called " ATIR- Software" to find the internal forces, deflections for ribbed slabs, and then hand calculation would be made to find the required steel for some members.

The design strength provided by a member, its connections to other members, and its cross-sections in terms of flexure, and load, shear, and torsion is taken as the nominal strength calculated in accordance with the requirements and assumptions of ACI-code.

4 .2 : Factored Loads:

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

$q_u = 1.2DL + 1.6LL$ *ACI – 318 - 08 (9.2.1)*

4.3 : Determination of Thickness:

4.3.1 Determination of Thickness for One Way Rib Slab:

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

الفصل الخامس : النتائج والتوصيات

٥.١ مقدمة.

٥.٢ النتائج .

٥.٣ التوصيات .

٥-١ المقدمه :

في هذا المشروع تم الحصول على مخططات معمارية تفتقد الى الكثير من الامور، بعد دراسة جميع المتطلبات تم اعداد المخططات المعمارية والمخططات الإنشائية الشاملة لمجمع المحاكم المقترح بناءها في مدينه الخليل .

وتم اعداد المخططات الانشائية بشكل مفصل ودقيق وواضح لتسهيل عملية البناء، ويقدم هذا التقرير شرحا لجميع خطوات التصميم المعمارية والانشائية للمبنى.

٥-٢ النتائج:

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

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

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

4. القيمة الخاصة بقوة تحمل التربة هي ٤ كغم/سم^{٢} .

5. لقد تم استخدام نظام عقدات (One-Way Ribbed Slab) في جميع العقدات نظراً لطبيعة وشكل المنشأ. كما تم استخدام نظام عقدات (Two-Way Ribbed Slab) في اجزاء معينة من الطوابق.

6. برامج الحاسوب المستخدمة :

هناك عدة برامج حاسوب سيتم استخدمها في هذا المشروع وهي:

a) AUTOCAD 2010/2007 : و ذلك لعمل الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية.
b) 3D studio Max & Sketch up5 : برنامج رسم ثلاثي الأبعاد.
c) STAAD PRO: وذلك لإجراء التحاليل الإنشائية لبعض العناصر الإنشائية.
d) ATIR: للتصميم والتحليل الإنشائي للعناصر الإنشائية.

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

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

٥-٣ التوصيات :

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

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

Chapter Four

4 – 1 Introduction.

4 – 2 Factored Loads.

4 - 3 Determination of thickness.

4 – 4 Design of Rib.

4 – 5 Design of Beam.

4 – 6 Design of Two way ribbed slab.

4 – 7 Design of Column4.

4_8 Design of Isolated footing (Under Col. 4).

4 _ 9 Design of Stirp footing .

4 – 10 Design of mat footing.

4 – 11 Design of Basement wall.

4 – 12 Design of Stair .

4 – 13 Design of Shear wall.

4.1 Introduction

Concrete is a construction material composed of cement (commonly Portland cement) as well as other cementations materials such as fly ash and slag cement, aggregate (generally a coarse aggregate such as gravel, limestone, or granite, plus a fine aggregate such as sand), water, and chemical admixtures. The word concrete comes from the Latin word "concretus", which means "hardened" or "hard".

Concrete solidifies and hardens after mixing with water and placement due to a chemical process known as hydration. The water reacts with the cement, which bonds the other components together, eventually creating a stone-like material. Concrete is used to make pavements, architectural structures, foundations, motorways/roads, bridges/overpasses, parking structures, brick/block walls and footings for gates.

.

In This Project, there are two types of slabs: one-way ribbed and two-way ribbed slabs. They would be analyzed and designed by using finite element method of design, with aid of a computer Program called " ATIR- Software" to find the internal forces, deflections for ribbed slabs, and then hand calculation would be made to find the required steel for some members.

The design strength provided by a member, its connections to other members, and its cross-sections in terms of flexure, and load, shear, and torsion is taken as the nominal strength calculated in accordance with the requirements and assumptions of ACI-code.

4 .2 Factored Loads.

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

$q_u = 1.2DL + 1.6LL$ *ACI – 318 - 08 (9.2.1)*

4.3 Determination of Thickness:

4.3.1Determination of Thickness for One Way Rib Slab:

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

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

The minimum required thickness of the joist is:

h_{min} for one-end continuous = L1/18.5

= 620 /18.5 = 33.5 cm.

h_{min} for both-end continuous = L2/21

= 711/21 = 33.9 cm

h_{min} for Cantilever = L3/8

= 80/8 = 10 cm.

h_{min} for Simply supported = L4/16

= 500/16 = 31.25cm

We **selected h = 35cm**

4.3:2 Load Calculation:

One - way ribbed slab.

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

smallest of the following:

b_E = (4700-800) / 4 = 975 mm

b_E = 120 + 16 t = 120 + 16 (80) = 1400 mm

b_E = 520 mm ..... control

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

No.	Parts of	Calculation
1	Rib	0.15 × 0.27 × 25 = 1.0125KN/m
2	Hollow	٠.5 × 0.27 ×5= 0.675KN/m
3	Top Slab	0.08 × 0.65 × 25 =1.3 KN/m
4	Plaster	0.03 × 0.65 × 22 = 0.429
5	Sand Fill	0.07 × 0. 65× 17 = 0.7735
6	Tile	0.03 × 0. 65 × 22 = 0.429
7	Mortar	0.03 × 0. 65 × 22 = 0.429
		5.048 KN/m

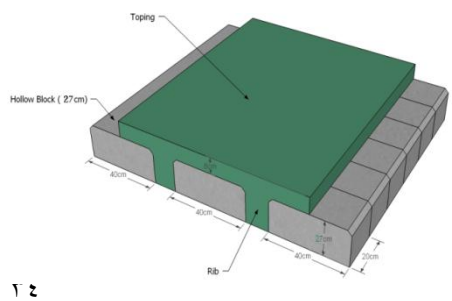
Table (4 – 1) Calculation of the total dead load for one way rib slab.

Nominal Total Dead Load:

D.L. $_{total}$ = 1.0125+ 0.675 + 1.3 + 0.429+ 0.7735 + .429+ .429 =

5.048KN/m of rib

For library the live load is 5 KN/m²



Live load = 5× 0.65 = 3.25 KN/m of rib

Fig. (4-1) Topping

4.3.3 Design of Topping:

`Design of Topping for Ribbed Slab:

Dead load of topping

Tiles 0.03×22= 0.66KN/m

Morter 0.03×22=0.66KN/m

Course sand 0.07×17=1.19KN/m

Topping .08×25=2KN/m

Total =4.51 KN/m

Live Load = 5 × 1 = 5 KN/m.

Wu = (1.2 ×4.51) + (1.6 × 5)
= 13.412 KN/m

→ For a one meter strip Wu (13.412) KN/m

Assume slab fixed at supported points (ribs):

$$Mu = \frac{Wu \times l^2}{12}$$

$$Mu = \frac{13.412 \times 0.4^2}{12} = 0.179KN.$$

ACI-318-08 (22.5.1) $fr = 0.42 \times \sqrt{fc'}$

$$fr = 0.42 \times \sqrt{24} = 2.0576\,MPa$$

Mn = fr× s

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{1000 \times 80^2}{6} = 1066666.667mm^3$$

Mn = $2.0576 \times 1066666.667 \times 10^{-6}$ = 2.1947KN.m

ΦMn = 0.55 × 2.1947= 1.207085KN.m

Φ Mn = 1.207085 KN.m >> Mu = 0.179KN.m

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

For the shrinkage and temperature reinforcement:

ρ =0.0018 *ACI-318-08 (7.12.2.1)*

As = ρ× b × h = 0.0018 × 1000× 80 = 144 mm^2

Try bars Φ 8 with As = 50.27

Bar numbers $n = \frac{As}{As\phi 8} = \frac{144}{50.27} = 2.87$

Take 3 Φ 8 with As = 150.8 mm²/m strip or Φ 8 @ 300mm

In both direction step (S) is the smallest of :-

1) 3h = 3*80=240mm……control ACI-318-08 (10.5.4)
2) 450mm
3) $s = 380\left(\frac{280}{fs}\right) - 2.5Cc = 380\left(\frac{280}{\frac{2}{3}\times 420}\right) - 2.5\times 20 = 330mm$

BUT :

$$s \le 300\left(\frac{280}{fs}\right) = 300\left(\frac{280}{\frac{2}{3}\times 420}\right) = 300mm$$

Take Φ 8 @200mm in both direction S= 200mm<Smax =240mm…..ok

Use Φ8@ 20 cm.

4.4 Design of Rib1 :

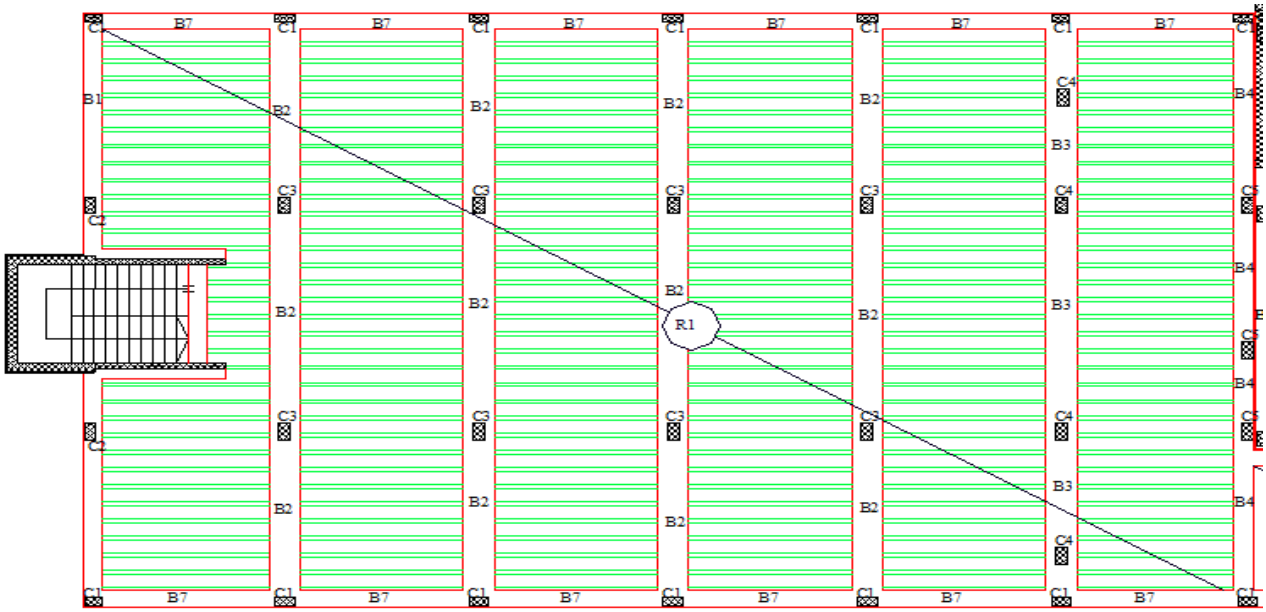


Fig. (4-2) One way ribbed slab

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

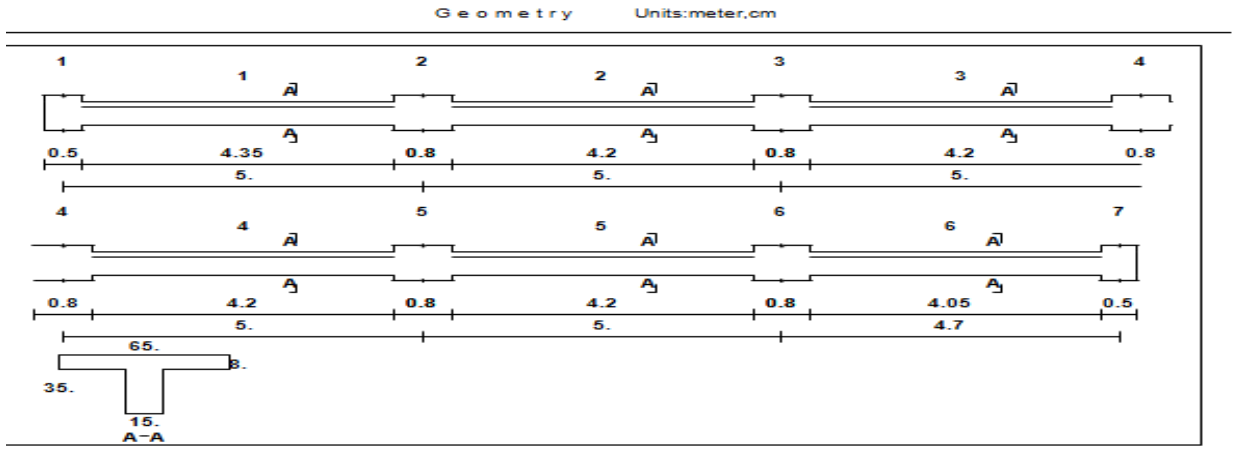


Fig.(4-3) Geometry of rib1

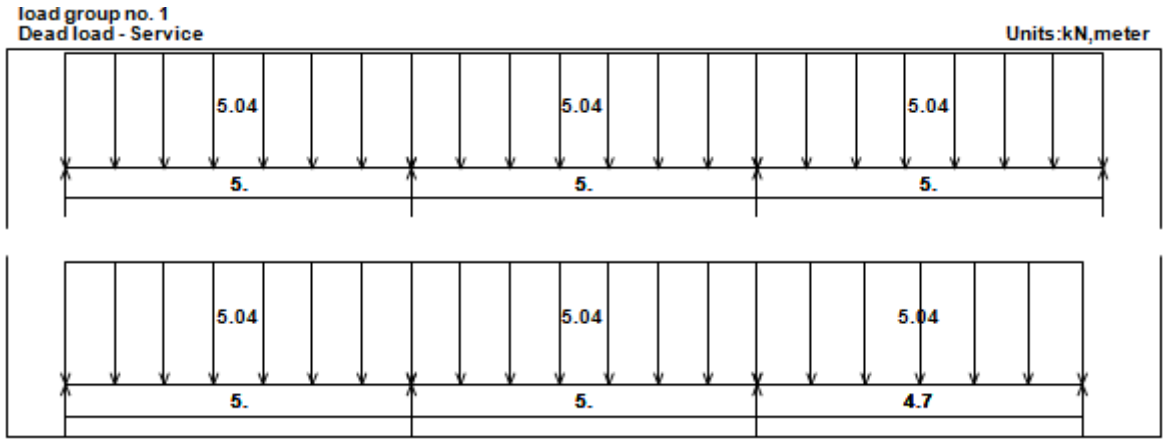


Fig.(4-4) Dead load of rib1

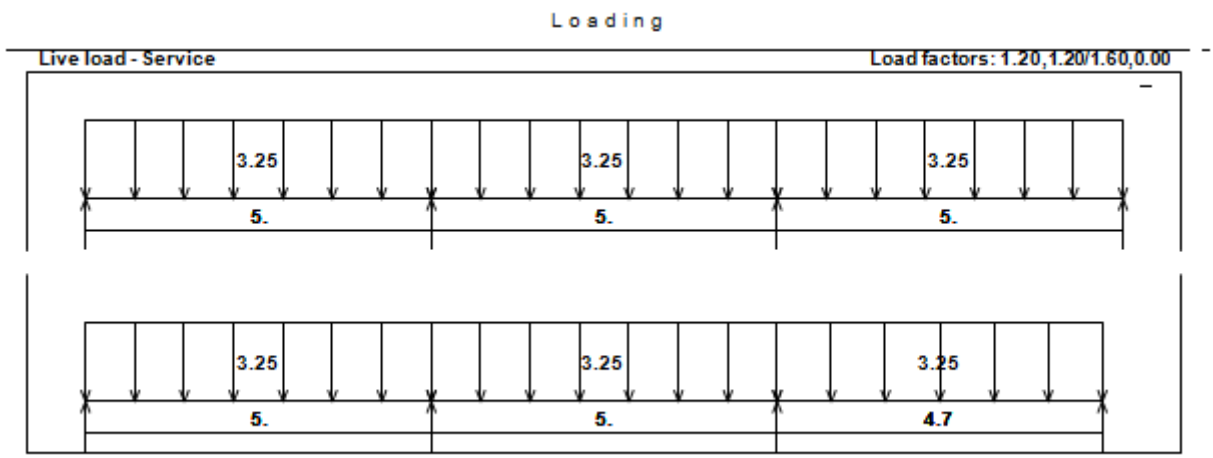


Fig.(4-5) Live load of rib1

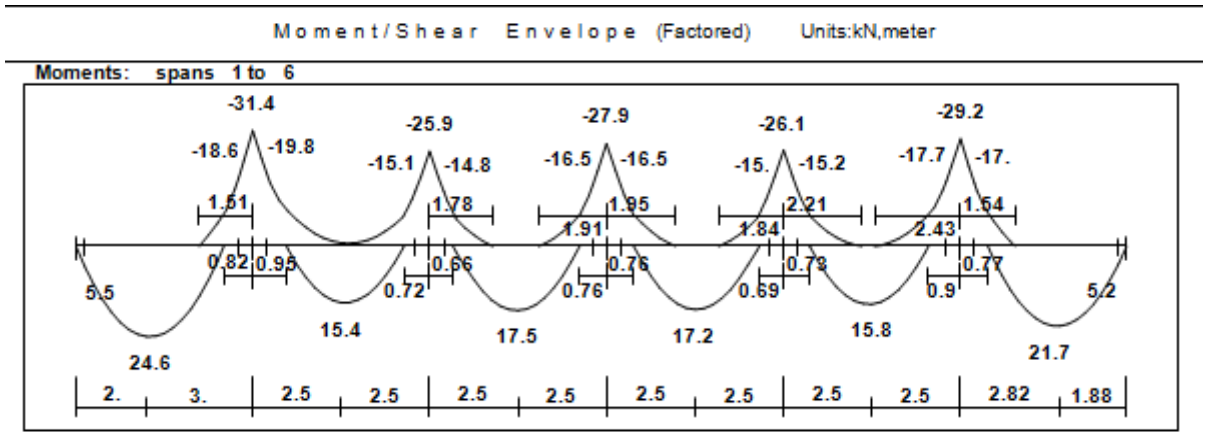


Fig.(4-6) Moment diagram of rib1

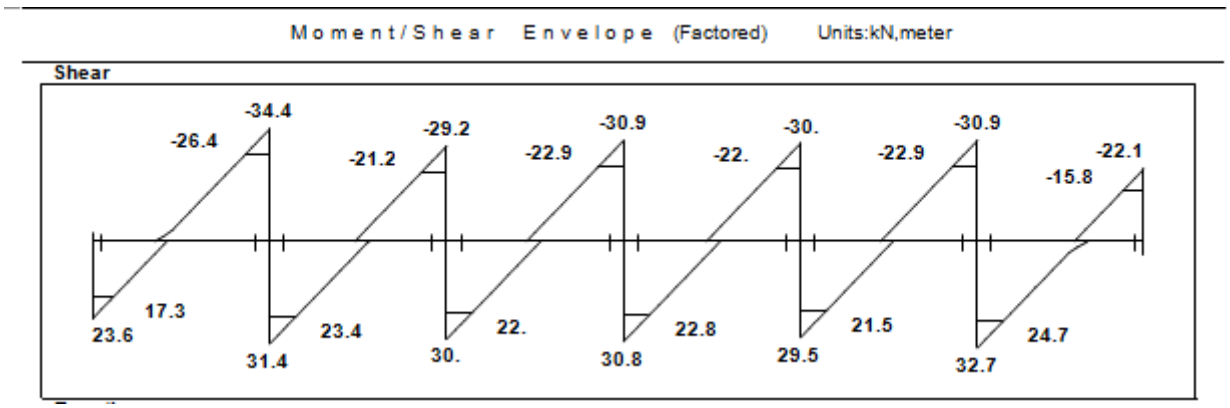


Fig.(4-7) Shear diagram of rib1

4.4.1 Design of Positive Moment for Rib.

Assume bar diameter Φ 14 for main positive reinforcement :-

$$d = h - \text{cover} - d_{stirrups} - \frac{db}{2} = 350 - 20 - 10 - \frac{14}{2} = 313mm$$

The maximum positive moment in all spans of rib =24.6KN.m

»Use M_u max positive for span = 5 m

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

For hf = 80 mm

d = $350 - 20 - 10 - \frac{14}{2} = 313mm$

$$\phi Mn = 0.9 \times 0.85 \times f'c \times b \times hf \times (d - \frac{hf}{2})$$

$$\phi Mn = 0.9 \times 0.85 \times 24 \times 0.65 \times 0.08 \times (0.313 - \frac{0.08}{2}) = 260.6KN.m$$

ΦMn = 260.6 KN.m> M_u =24.6KN.m

Design as a rectangular with b_E = 65 cm

$$As\ \min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)\ \textit{ACI-318-08 (10.5.1)}$$

$$As\ \min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(150)(313) = 136.9mm^2$$

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

$$As\ \min = \frac{1.4}{420}(150)(313) = 156.5mm^2 \ldots\ldots \text{control}$$

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

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{(24.6/0.9)\times(10)^{-3}}{(0.65)(0.313)^2} = 0.429MPA$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times0.429\times20.6}{420}}\right) = 0.00103$$

As =(0.00103) (650) (313) = 210.16 mm^2> As min = 156.5 mm^2

Use 2Φ1٢ with As=٢٢٦.08mm^2>223.98mm2

Select bottom bars 2Φ12

* Check Strain:

Tension = Compression

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

$$226.08\times420 = 0.85\times24\times650\times a$$

$$a = 7.16mm$$

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

$$c = \frac{7.16}{0.85} = 8.42mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{313-8.42}{8.42}\times0.003 = 0.108$$

$$\varepsilon_s = 0.108 > 0.005$$

Ok…….

»Use M_u positive for span(5)= 15.4 kN.m

ΦMn= 260.6 KN.m> M_u =15.4KN.m

Design as a rectangular with b_E = 65 cm

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)\ ACI\text{-}318\text{-}08\ (10.5.1)$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(150)(313) = 136.9mm^2$$

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

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{420}(150)(313) = 156.5mm^2 \ldots\ldots \text{control}$$

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

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{(15.4/0.9) \times (10)^{-3}}{(0.65)(0.313)^2} = 0.268MPA$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.268 \times 20.6}{420}}\right)$$

$$= 0.00642$$

A_s =(0.00642)(650) (313) = 130.7 mm^2 < $A_{s\ min}$ = 156.5mm^2

Select bottom bars 2Φ12

Total As $_{(provide)}$ =226.08mm^2

* Check Strain:

Tension = Compression

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

$$226.08 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 650 \times a$$

$$a = 4.97mm$$

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

$$c = \frac{4.97}{0.85} = 5.85mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{313 - 5.85}{5.85} \times 0.003 = 0.157$$ Ok

$$\varepsilon_s = 0.157 > 0.005$$

»Use M_u positive for span(5)= 17.5 kN.m

ΦMn= 260.6 KN.m> M_u =17.5 KN.m

Design as a rectangular with b_E = 65 cm

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)\ \textit{ACI-318-08 (10.5.1)}$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(150)(313) = 136.9mm^2$$

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

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{420}(150)(313) = 156.5mm^2 \ldots..\text{control}$$

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

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{(17.5/0.9)\times(10)^{-3}}{(0.65)(0.313)^2} = 0.305MPA$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 0.305\times 20.6}{420}}\right)$$

$$= 0.00732$$

A_s =(0.00732)(650) (313) = 149.03mm^2 < A_s min = 156.5 mm^2

Select bottom bars 2Φ12

Total As (provide) =226.08mm^2

* Check Strain:

Tension = Compression

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

$$226.08 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 650 \times a$$

$$a = 4.97mm$$

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

$$c = \frac{4.97}{0.85} = 5.85mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{313 - 5.85}{5.85} \times 0.003 = 0.157$$

$$\varepsilon_s = 0.157 > 0.005$$

»Use M_u positive for span(5)= 17.2 kN.m

ΦMn= 260.6 KN.m> M_u =17.2 KN.m

Design as a rectangular with b_E = 65 cm

$$\text{A}s \text{ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \quad \textit{ACI-318-08 (10.5.1)}$$

$$\text{A}s \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(150)(313) = 136.9mm^2$$

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

$$\text{A}s \text{ min} = \frac{1.4}{420}(150)(313) = 156.5mm^2 \ldots\ldots \text{control}$$

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

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{(17.2/0.9) \times (10)^{-3}}{(0.65)(0.313)^2} = 0.30MPA$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.30 \times 20.6}{420}}\right)$$

$$= 0.0072$$

A_s =(0.0072)(650) (313) = 146.5mm^2 < $A_{s\ min}$ = 156.5 mm^2

Select bottom bars 2Φ12

Total As $_{(provide)}$ =226.08 mm^2

* Check Strain:

Tension = Compression

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

$$226.08 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 650 \times a$$

$$a = 7.16mm$$

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

$$c = \frac{7.16}{0.85} = 8.42mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{313 - 8.42}{8.42} \times 0.003 = 0.108$$ Ok

$$\varepsilon_s = 0.108 > 0.005$$

Use M_u positive for span(5)= 15.8 kN.m

ΦMn= 260.6 KN.m> M_u =15.8 KN.m

Design as a rectangular with b_E = 65 cm

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$$ *ACI-318-08 (10.5.1)*

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(150)(313) = 136.9mm^2$$

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

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{420}(150)(313) = 156.5mm^2$$ .....control

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

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{(15.8/0.9) \times (10)^{-3}}{(0.65)(0.313)^2} = 0.275MPA$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.275 \times 20.6}{420}}\right)$$

$$= 0.0066$$

A_s =(0.0066)(650) (313) = 134.45mm^2 < $A_{s\ min}$ = 156.5 mm^2

Select bottom bars 2Φ12

Total $As_{(provide)}$ =226.08 mm^2

* Check Strain:

Tension = Compression

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

$$226.08 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 650 \times a$$

$$a = 7.16mm$$

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

$$c = \frac{7.16}{0.85} = 8.42mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{313 - 8.42}{8.42} \times 0.003 = 0.108$$ Ok

$$\varepsilon_s = 0.108 > 0.005$$

»Use M_u positive for span(4.7)= 21.7 kN.m

ΦMn= 260.6 KN.m> M_u =21.7 KN.m

Design as a rectangular with b_E = 65 cm

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)\ ACI\text{-}318\text{-}08\ (10.5.1)$$

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(150)(313) = 136.9mm^2$$

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

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{420}(150)(313) = 156.5mm^2 \ldots..\text{control}$$

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

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{(21.7/0.9)\times(10)^{-3}}{(0.65)(0.313)^2} = 0.378MPA$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 0.378\times 20.6}{420}}\right)$$

$$= 0.0091$$

A_s =(0.0091)(650) (313) = 185.145mm^2 > $A_{s\ min}$ = 156.5 mm^2

Select bottom bars 2Φ12

Total $As_{(provide)}$ =226.08 mm^2

* Check Strain:

Tension = Compression

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

$$226.08\times 420 = 0.85\times 24\times 650\times a$$

$$a = 7.16mm$$

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

$$c = \frac{7.16}{0.85} = 8.42mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{313 - 8.42}{8.42} \times 0.003 = 0.108$$ Ok

$$\varepsilon_s = 0.108 > 0.005$$

4.4.2 Design of Negative Moment for Rib:

According to ACI 8.9.3 — for beams built integrally with supports, design on the basic of moments at faces of support shall be permitted.

The maximum negative moment at the face of support is for span(5)

Mu = -19.8kN.m

ΦMn = 260.6KN.m> M_u = 19.8KN.m

Design as a rectangular with b_E = 65 cm

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)\ \textit{ACI-318-08 (10.5.1)}$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(150)(313) = 136.9mm^2$$

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

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{420}(150)(313) = 156.5mm^2 \ldots\ldots \text{control}$$

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

$$kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{(19.8/0.9) \times (10)^{-3}}{(0.15)(0.313)^2} = 1.49Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 1.49\times 20.6}{420}}\right) = .00368$$

A_s = (0.00368)(150) (313) = 173.13 mm^2 > $A_{s\ min}$ = 156.5 mm^2

Select bottom bars 2Φ12

Total $As_{(provide)}$ =226.08 mm^2

* Check Strain:

Tension = Compression

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

$$226.08 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 150 \times a$$

$$a = 31.03mm$$

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

$$c = \frac{31.03}{0.85} = 36.5mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{313-36.5}{36.5} \times 0.003 = 0.0227$$

$$\varepsilon_s = 0.0227 > 0.005$$ **Ok**

Design Mu = -15.1kN.m…span(5m)

ΦMn = 260.6KN.m> M_u = 15.1KN.m

Design as a rectangular with b_E = 65 cm

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)\ \textit{ACI-318-08 (10.5.1)}$$

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(150)(313) = 136.9mm^2$$

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

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{420}(150)(313) = 156.5mm^2 \ldots\ldots \text{control}$$

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

$$kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{(15.1/0.9) \times (10)^{-3}}{(0.15)(0.313)^2} = 1.14Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1.14 \times 20.6}{420}}\right) = .00279$$

A_s = (0.00297)(150) (313) = 131.515 $mm^2 < A_s \text{ min}$ = 156.5 mm^2

Select bottom bars 2Φ12

Total $As_{(provide)}$ =226.08 mm^2

* Check Strain:

Tension = Compression

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

$$226.08 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 150 \times a$$

$$a = 31.03mm$$

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

$$c = \frac{31.03}{0.85} = 36.5mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{313 - 36.5}{36.5} \times 0.003 = 0.0227$$

$$\varepsilon_s = 0.0227 > 0.005$$

Design Mu = -16.5kN.m…span(5m)

ΦMn = 260.6KN.m> M_u = 16.5KN.m

Design as a rectangular with b_E = 65 cm

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)\ \textit{ACI-318-08 (10.5.1)}$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(150)(313) = 136.9 mm^2$$

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

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{420}(150)(313) = 156.5 mm^2 \ldots..\text{control}$$

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

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{(16.5/0.9) \times (10)^{-3}}{(0.150)(0.313)^2} = 1.247 Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1.247 \times 20.6}{420}}\right) = .00306$$

A_s = (0.00306)(150) (313) = 144 mm^2<A_s min = 156.5 mm^2

Select bottom bars 2Φ12

Total $A_{s\,(provide)}$ =226.08mm^2

* Check Strain:

Tension = Compression

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

$$226.08 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 150 \times a$$

$$a = 31.03mm$$

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

$$c = \frac{31.03}{0.85} = 36.5mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{313 - 36.5}{36.5} \times 0.003 = 0.0227$$

$$\varepsilon_s = 0.0227 > 0.005$$

Design Mu = -15.2kN.m…span(5m)

ΦMn = 260.6KN.m> M_u = 15.2KN.m

Design as a rectangular with b_E = 65 cm

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$$ *ACI-318-08 (10.5.1)*

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(150)(313) = 136.9mm^2$$

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

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{420}(150)(313) = 156.5mm^2 \ldots..\text{control}$$

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

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{(15.2/0.9)\times(10)^{-3}}{(0.150)(0.313)^2} = 1.149Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times1.149\times20.6}{420}}\right) = .00281$$

A_s = (0.00281)(150) (313) = 132.3 mm^2<$A_{s\ min}$ = 156.5 mm^2

Select bottom bars 2Φ12

Total $As_{(provide)}$ =226.08 mm^2

* Check Strain:

Tension = Compression

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

$$226.08\times420 = 0.85\times24\times150\times a$$

$$a = 31.03mm$$

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

$$c = \frac{31.03}{0.85} = 36.5mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{313-36.5}{36.5}\times0.003 = 0.0227$$

$$\varepsilon_s = 0.0227 > 0.005$$

Design Mu = -17.7kN.m

ΦMn = 260.6KN.m> M_u = 17.7KN.m

Design as a rectangular with b_E = 65 cm

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)\ ACI\text{-}318\text{-}08\ (10.5.1)$$

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(150)(313) = 136.9mm^2$$

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

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{420}(150)(313) = 156.5mm^2 \ldots..\text{control}$$

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

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{(17.7/0.9)\times(10)^{-3}}{(0.150)(0.313)^2} = 1.338Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1.338 \times 20.6}{420}}\right) = .00329$$

A_s = (0.00329)(150) (313) = 154.86 mm^2 < $A_{s\ min}$ = 156.5 mm^2

Select bottom bars 2Φ12

Total $As_{(provide)}$ =226.08mm^2

Tension = Compression

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

$$226.08 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 650 \times a$$

$$a = 7.16mm$$

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

$$c = \frac{7.16}{0.85} = 8.42mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{313 - 8.42}{8.42} \times 0.003 = 0.108$$

$$\varepsilon_s = 0.108 > 0.005$$

4.4.3 Design of shear for Rib 1:

V_u= 26.4KN

$V_c = 1.1 * \frac{1}{6}\sqrt{fc'}\, b_w\, d$

$V_c = \frac{1.1}{6}\sqrt{24} * 150 * 313$

V_c= 42.2KN.

ΦV_c= 0.75 *42.2 = 31.6 KN

$0.5\emptyset v_c < v_u \leq \emptyset(v_c)$

No shear reinforcement req.

4.5 Design For Beam :

Calculation of beam load :

1	Plaster	0.03 ×0 .8 × 22 = 0.528KN/m
2	**Sand Fill**	0.07 ×0 .8 × 17=0 .952 KN/m
3	**Tile**	0.03 ×0 .8 × 22 = 0.528 KN/m
4	**Mortar**	0.03 ×0. 8 × 22 = 0.528 KN/m
5	**RC Beam**	0.35 ×0 .8 × 25 =7 KN/m
	Sum	9.54KN/m

Table (4 – 2) Calculation of the total dead load for beam

Reactions

Factored

DeadR	17.	46.25	18.3	23.59	29.03	22.35	28.14	9.8
LiveR	15.47	40.02	27.68	27.76	27.07	24.	25.85	9.51
Max R	32.47	86.27	45.98	51.34	56.1	46.35	53.99	19.31
Min R	16.12	59.75	13.14	23.74	39.35	29.53	37.69	8.69
Service								
DeadR	14.16	38.54	15.25	19.66	24.19	18.63	23.45	8.16
LiveR	9.67	25.01	17.3	17.35	16.92	15.	16.16	5.95
Max R	23.83	63.55	32.55	37.	41.11	33.63	39.61	14.11
Min R	13.62	46.98	12.03	19.75	30.64	23.12	29.42	7.47

Fig.(4-8) Reactions of rib1

Dead load for first span of beam = 1.2*DL $+\frac{Reaction\ of\ rib}{0.65}$

DL = 1.2 *9.54 +(23.45*1.2) / .65)) $= 54.74KN/m$

Live load for first span of beam = 1.6LL + $\frac{Reaction\ of\ rib}{0.65}$

LL = 1.6 *5 + $\frac{16.16*1.6}{0.65} = 47.8KN/m$

Check weather the section will be act as singly or doubly reinforced section :

Assume bar diameter Φ18 for main reinforcement.

$$d = h - \text{cover} - d_{stirrups} - \frac{db}{2} = 350 - 40 - 10 - \frac{18}{2} = 291m$$

a=h_f

$$Mn,\max = 0.85 \times f'c \times b \times hf \times (d - \frac{hf}{2})$$

Mn,max=0.85 *24*800*350(291 -350/2)*10^{-6} =662.592Kn .m

ϕ=.82

Mu=192.4 KN.m< ϕMn=543.325 KN.m..... singly reinforced concrete section.

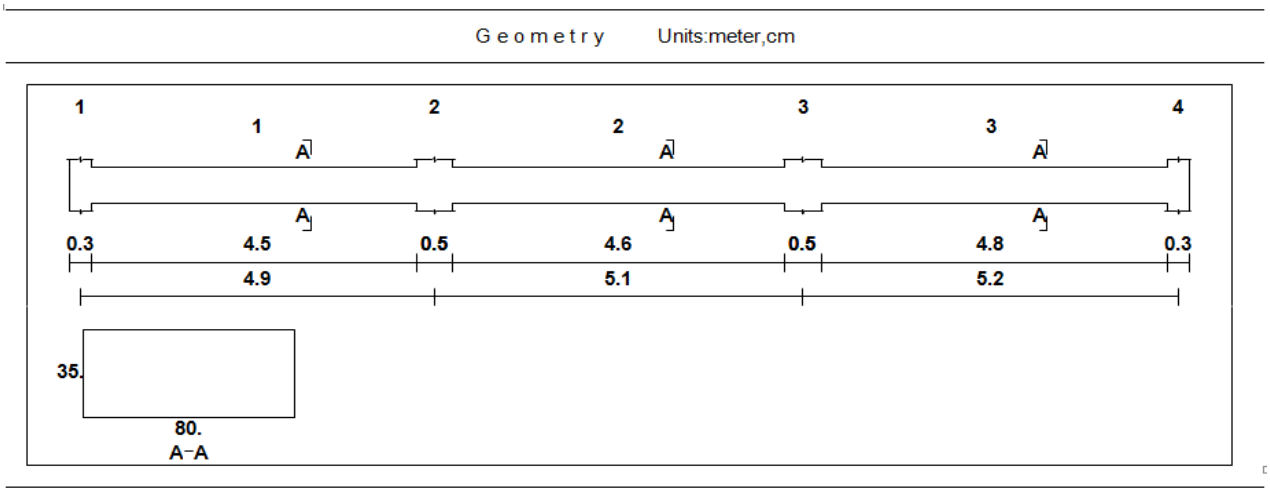


Fig.(4-9) Geometry of beam

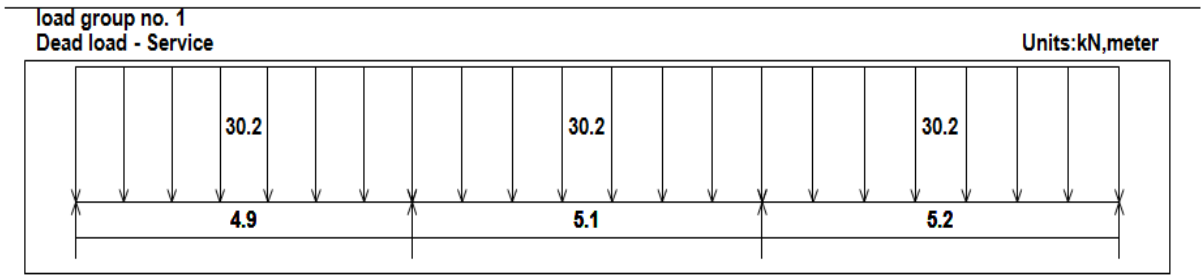


Fig.(4-10) Dead load of beam

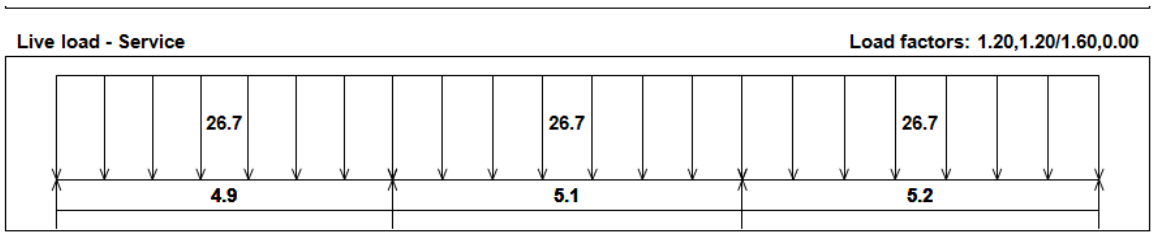


Fig.(4-11) Live load of beam

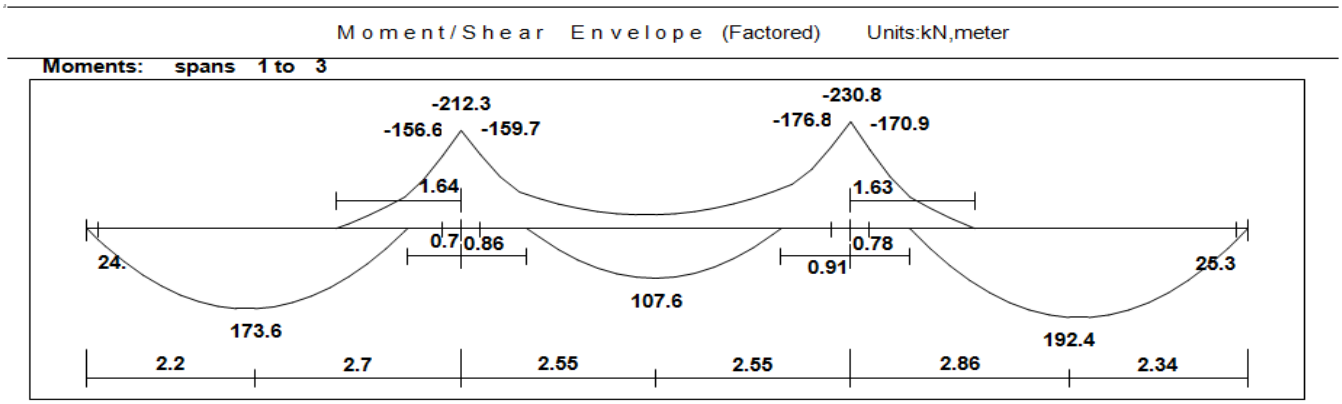


Fig.(4-12) Moment diagram of beam

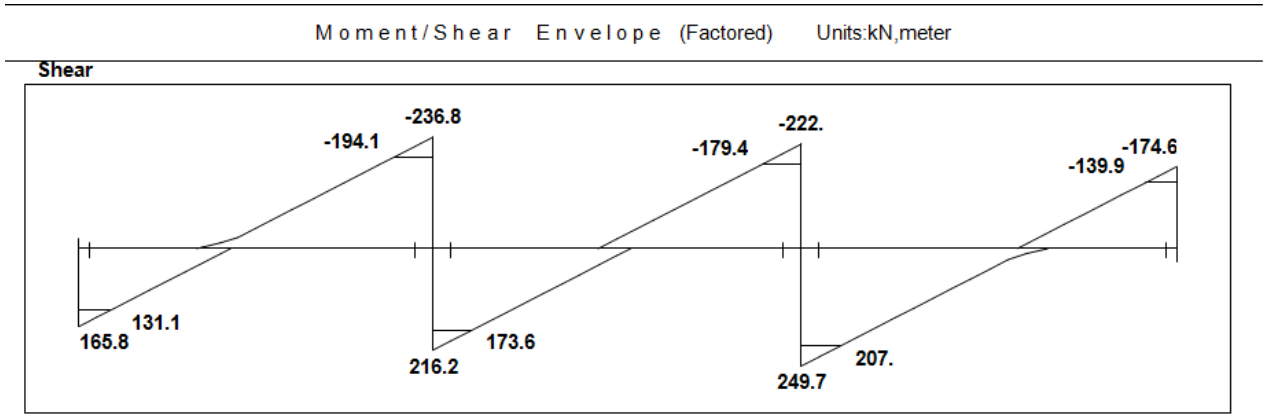


Fig.(4-13) Shear diagram of beam

4.5.1 Design for positive moment

Design for positive moment(192.4) for maximum span(5.2) :

ϕMn=543.325>192.4…Ok design **rectangular**

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{(192.4/0.9)\times(10)^6}{(800)(291)^2} = 3.2Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 3.2\times 20.6}{420}}\right) = .0082$$

A_s = 0.0082 (800) (291) =1908.96 mm^2

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)\ \ ACI\text{-}318\text{-}08\ (10.5.1)$$

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(800)(291) = 678.85mm^2$$

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

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) \quad = \frac{1.4}{420} * 800 * 291 = 776mm^2\ (control)$$

A_s = 0.0082 (800) (291) =1908.96 mm^2> $A_{s\ min}$

Select bottom bars 8Φ18

Total $As_{(provide)}$ = 2034.72mm^2

* Check Strain

Tension = Compression

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

$$2034.72 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 800 \times a$$

$$a = 52.36mm$$

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

$$c = \frac{52.36}{0.85} = 61.6mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{291 - 61.6}{61.6} \times 0.003 = 0.011$$

$$\varepsilon_s = 0.011 > 0.005$$

Ok

Check space :

(800-80-20-8*18)/7 = 79.43 mm

79.43 mm >25mm .

79.43 mm >d_b .ok

Design for positive moment(107.6) for maximum span(5.1) :

ϕMn=543.325>107.6…Ok design **rectangular**

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{(107.6/0.9) \times (10)^6}{(800)(291)^2} = 1.76Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1.76 \times 20.6}{420}}\right) = .0044$$

A_s = 0.0044 (800) (291) = 1024.65 mm^2

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)\ \ ACI\text{-}318\text{-}08\ (10.5.1)$$

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(800)(291) = 678.85mm^2$$

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

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) \quad = \frac{1.4}{420} * 800 * 291 = 776mm^2\ (control)$$

A_s = 0.0044 (800) (291) = 1024.65 mm^2> $A_{s\ min}$

Select bottom bars 5Φ18

Total $As_{(provide)}$ = 1271.7mm^2

* Check Strain

Tension = Compression

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

$$1271.7 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 800 \times a$$

$$a = 32.72mm$$

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

$$c = \frac{32.72}{0.85} = 38.5mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{291 - 38.5}{38.5} \times 0.003 = 0.0197$$

$$\varepsilon_s = 0.0197 > 0.005$$

Ok

Check space :

(800-80-20-5*18)/4 = 152.5 mm

152.5 mm >25mm .

152.5 mm >d_b .ok

Design for positive moment(173.6) for maximum span(4.9) :

ϕMn=543.325>173.6…Ok design **rectangular**

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{(173.6/0.9)\times(10)^6}{(800)(291)^2} = 2.85Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 2.85\times 20.6}{420}}\right) = .0073$$

A_s = 0.0073 (800) (291) = 1707.15 mm^2

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)\ \ ACI\text{-}318\text{-}08\ (10.5.1)$$

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(800)(291) = 678.85mm^2$$

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

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) \quad = \frac{1.4}{420} * 800 * 291 = 776mm^2\ (control)$$

A_s = 0.0073 (800) (291) = 1707.15 mm^2> $A_{s\ min}$

Select bottom bars 7Φ18

Total $As_{(provide)}$ = 1780.38mm^2

* Check Strain

Tension = Compression

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

$$1780.38 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 800 \times a$$

$$a = 45.8mm$$

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

$$c = \frac{45.8}{0.85} = 53.9mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{291 - 53.9}{53.9} \times 0.003 = 0.013$$

$$\varepsilon_s = 0.013 > 0.005$$

Ok

Check space :

(800-80-20-7*18)/6 = 95.7 mm

95.7 mm >25mm .

95.7mm >d_b .ok

4.5.2-Design for Negative moment :

M_u = -176.8KN.m

ϕMn=543.325>176.8…Ok design **rectangular**

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{(176.8/0.9) \times (10)^6}{(800)(291)^2} = 2.9Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2.9 \times 20.6}{420}}\right) = .0075$$

As = 0.0075(800) (291) = 1741.5 mm^2

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)\ \ ACI\text{-}318\text{-}08\ (10.5.1)$$

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(800)(291) = 678.85mm^2$$

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

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) \quad = \frac{1.4}{420} * 800 * 291 = 776mm^2\ (control)$$

As = 0.0075(800) (291) = 1741.5 mm^2> $A_{s\ min}$

Select Top bars 7Φ18

Total $As_{(provide)}$ =1780.38mm^2

* Check Strain

Tension = Compression

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

$$1780.38 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 800 \times a$$

$$a = 45.8mm$$

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

$$c = 53.9mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{291 - 53.9}{53.9} \times 0.003 = 0.013 > 0.005...$$

OK

Check space :

(800-80-20-7*18)/6 =95.7mm>25mm

Design for Negative moment :

M_u = -159.7 KN.m

ϕMn=543.325>159.7…Ok design **rectangular**

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{(159.7/0.9)\times(10)^6}{(800)(291)^2} = 2.62Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 2.62\times 20.6}{420}}\right) = .0067$$

A = 0.0067(800) (291) = 1559.4mm^2

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$$ *ACI-318-08 (10.5.1)*

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(800)(291) = 678.85mm^2$$

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

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) \quad = \frac{1.4}{420} * 800 * 291 = 776mm^2\ (control)$$

A = 0.0067(800) (291) = 1559.4mm^2> $A_{s\ min}$

Select bottom bars 7Φ18

Total $As_{(provide)}$ =1780.38mm^2

* Check Strain

Tension = Compression

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

$1780.38 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 800 \times a$

$a = 45.8mm$

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

$c = 53.9mm$

$\varepsilon_s = \frac{291 - 53.9}{53.9} \times 0.003 = 0.013 > 0.005...$

OK

Check space :

(800-80-20-7*18)/6 =95.7mm>25mm

٤ .5.٣Design a beam for shear (at distance d) :

V_u = 207KN

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

$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{24} * 800 * 291$

V_c=190.1KN.

Φ V_c= 0.75*190.1=142.56KN

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

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

$v_{s,min} = \frac{1}{3}\ 800 * 291 = 77.6KN$

$v_{s'} = \frac{1}{3}\sqrt{fc'}b_w\ d$

$v_{s'} = \frac{1}{3}\sqrt{24} * 800 * 291$ =380.2KN

Case 4

$\emptyset(v_c + v_{s,min}) < v_u \leq \emptyset(v_c + v_{s'})$ –stirrups are required

0.75*(190.1+77.6) <207≤ 0.75(190.1+380.2)

200.8<207≤ 427.7

Use stirrups 2U-shape (4legs stirrups) 8 ∅

As =201.1 mm^2 .

$V_s = V_n - V_c = \frac{207}{0.75}$ –190.1= 85.9KN

$$S = \frac{A_v f_{yt}\, d}{v_s} = \frac{202.1 * 420 * 291}{85.9 * 1000} = 287.6\, mm$$

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

$s_{max} = 145.5mm$ or ≤ $600\ mm\ control$

Take 2U-shape (4leg stirrups) Φ8@145mm

4.6 Design of Two way ribbed slab

4-٨-1 Comparison between the thickness of one way rib slab and two way rib slab :

4.6.1Check Thickness of one way rib slab& Two way ribbed slab

- ✓ **Statically system for (R 1)** :

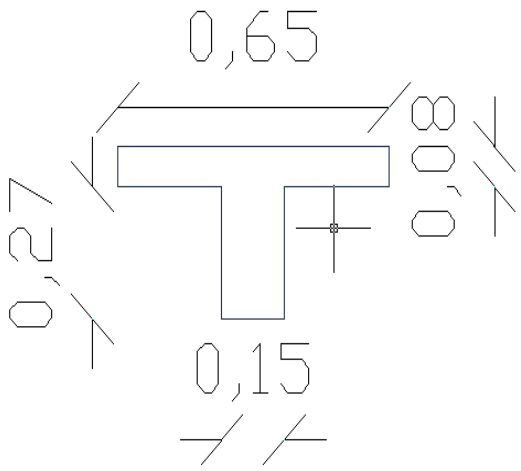
The minimum required thickness is:

$\frac{L}{21} = \frac{6900}{21}$ = 328.5 mm for simply supported.

***Check Thickness of two way rib slab:**

- ✓ **Statically system for Rib** :

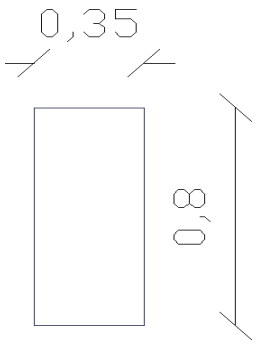
Rib slab :



$\mathbf{Y_c} = \frac{(65*8*31)+15*27*13.5}{(65*8)+(15*27)}$ **= 23.33 cm**

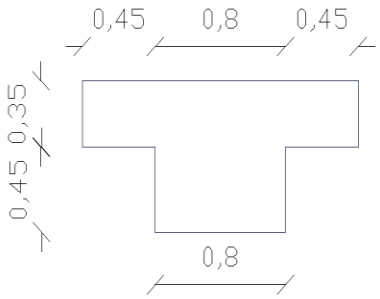
$I_{rib} = 40 * \frac{8^3}{12} + 40 * 8 * 7.67^2 + 15 * \frac{27^3}{12} + 25 * \frac{8^3}{12} + 25 * 27 * 7.67^2 + 27 * 15 * 9.83^2 = 12.5 * 10^4 \ cm^4$

Rectangular Beam :



$I_b = 35*80^3/ 12 = 149.33 *10^4 \ cm^4$

T Beam:



External:

Long direction L = 930 cm

$I_s = \frac{\frac{930}{2}+80}{65} * 12.5 * 10\text{^}4 = 1048076.9 \ cm^4$

Internal :

In long direction L = 7 cm

$I_s = \frac{930+80}{65} * 12.5 * 10^4 = 1942307.7 \ cm^4$

In short direction L = 700 cm

$$I_s = \frac{\frac{700}{2}+80}{65} * 12.5 * 10^4 = 826923.07\ cm^4$$

$$I_s = \frac{700+80}{65} * 12.5 * 10^4 = 1500000\ cm^4$$

$$\alpha_1 = \frac{149.33*10\hat{}4}{1500000} = 0.995$$

$$\alpha_2 = \frac{149.33*10\hat{}4}{1048076.9} = 1.424 = \alpha_4$$

$$\alpha_3 = \frac{149.33*10\hat{}4}{826923.07} = 1.805$$

$$\alpha_{fm} = \frac{\propto 1+\propto 2+\propto 3+\propto 4}{4} = 1.412 < 2 \qquad \beta = \frac{9.3}{7} = 1.328$$

$$h = \frac{9300\ (0.8+\frac{420}{1400})}{36+5*1.328*(1.412-0.2)} = 232.25 > h_{min} = 125\ mm$$

The thickness of one way rib slab is smaller than in two way rib slab SO ,

Take the slab thickness = 35 cm, 27 cm for concrete block , 8 cm, for topping.

4.6.2Design of two way Rib slab .

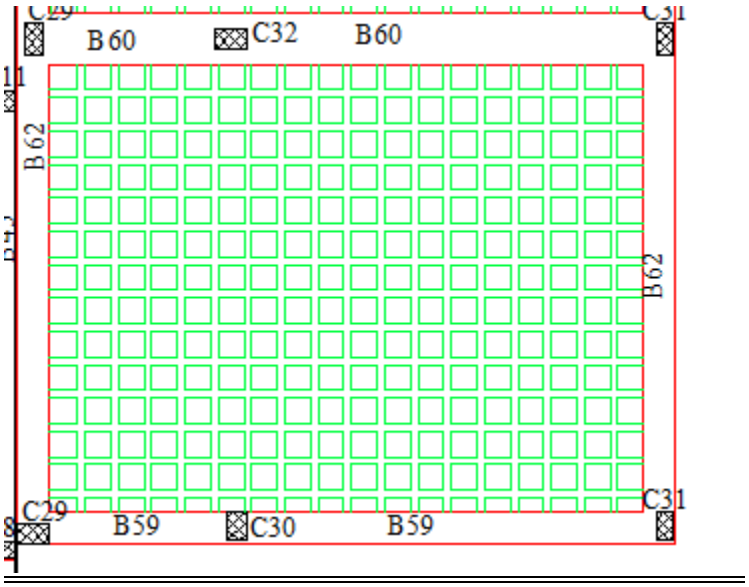


Figure (4-14): two way rib slab

4.6.3Load calculations:

Dead load calculations:

Dead load from:	W = γ×V	KN
Tiles	$0.03\times23\times0.٦5^2$	0.2٩١
Mortar	$0.03\times22\times0.٦5^2$	0.٢٧٩
Coarse sand	$0.07\times16\times0.٦5^2$	0.٤٧٣٢
Topping	$0.08\times25\times0.٦5^2$	0.٨٤٥
RC rib	$0.2٧\times25\times0.15\times(0.٦5+0.٥)$	١.164
Hollow Block	$0.2٧\times5\times0.٥\times0.٥$	0.3375
Plaster	$0.03\times22\times0.٦5^2$	0.279
	∑	3.963

Table (4.3) Calculation of two way dead load for rib

Nominal Total Dead Load = 3.963 KN/Ri

DL= $3.963/(0.65^2)$ = 9.4 KN/m^2

Nominal Total live load = 5 KN/m^2

Determination of factored dead & live load

Factored dead load = 1.2*Dead load = 1.2*9.4= 11.25KN/m^2.

Factored Live load = 1.6*live load = 1.6*5 = 8 KN/m^2.

W = 11.25 + 8 = 19.25 KN/m^2

4.6.4Flexural Design for Rib :

Moments calculations :-

$M_a = C_a\, wl_a^2\, b_{rib}$ and $M_b = C_b\, wl_b^2\, b_{rib}$

L_a/L_b = 7./9.3= 0.752 ……..Case 6

The moment calculation will be done for the slab middle strip.

***Negative moments at continuous edge :**

$C_{a,neg}\,(l_a/l_b=0.75) = 0.088$ $C_{a,neg}\,(l_a/l_b=0.80) = 0.086$

$C_{a,neg}\,(l_a/l_b=0.752) = 0.0879$

$M_{a\text{-}ve}=C_a*W*L_a^{\,2}*b_{rib}=0.0879*19.25*7^{\,2}*0.65= 53.9$ KN.m/Rib

$C_{b,neg}\,(l_a/l_b=0.75) = 0.0$ $C_{b,neg}\,(l_a/l_b=0.80) = 0.0$

$C_{b,neg}\,(l_a/l_b=0.752) = 0.0$

$M_{b\text{-}ve}=C_b*W*\,L_b^{\,2}*b_{rib}\,=0.0$

***Positive moments :**

$C_{a,D}\,(l_a/l_b=0.75) = 0.048$ $C_{a,D}\,(l_a/l_b=0.80) = 0.045$

$C_{a,D}\,(l_a/l_b=0.752) = 0.0478$

$M_{a+ve,D}=C_a*W*\,L_a^{\,2}*b_{rib}\,=0.0459*11.25*7^{\,2}*0.65= 16.45$ KN.m/Rib

$C_{a,L}(l_a/l_b=0.75) = 0.055$ $C_{a,L}\,(l_a/l_b=0.80) = 0.051$

$C_{a,L}\,(l_a/l_b=0.752) = 0.05484$

$M_{a+ve,L}=C_a*W*\,L_a^{\,2}*b_{rib}\,=0.05484*8*7^2*0.65= 13.97$KN.m/Rib

$M_{a+ve}\,= M_{a+ve,L}\,+\,M_{a+ve,D}\,= 30.42$ KN.m/Rib

$C_{b,D}\,(l_a/l_b=0.75) = 0.012$ $C_{b,D}\,(l_a/l_b=0.80) = 0.015$

$C_{b,D}\,(l_a/l_b=0.752) = 0.01212$

$M_{b+ve,D}=C_b*W*\,L_b^{\,2}*b_{rib}\,=0.01212*11.25*9.3^{\,2}*0.65= 7.7$KN.m/Rib

$C_{b,L}(l_a/l_b=0.75) = 0.016$ $C_{b,L}(l_a/l_b=0.80) = 0.019$

$C_{b,L}(l_a/l_b=0.752) = 0.01612$

$M_{b+ve,L}=C_b*W*L_b^2*b_{rib} =0.01612*8*9.3^2*0.65= 7.24$ KN.m/Rib

$M_{b+ve} = M_{b+ve,L} + M_{b+ve,D} = 14.95$KN.m/Rib

*Negative moments at Discontinuous edge (1/3 * positive moments):

$$M_{b,neg} = \frac{15.55}{3} = 4.98 \text{ KN.m/Rib}$$

4.6.5Design for Negative and Positive moment:

**** Short direction***

$$d = 350 - 20 - 8 - \frac{14}{2} = 315 \text{ mm}$$

Positive Moment:

Midspan: (Mu = +30.42 KN.m/Rib)

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{30.42\times10^6}{0.9\times650\times315^2} = 0.52Mpa.$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times0.52}{420}}\right) = 0.00126$$

$A_s = \rho.b.d = 0.00126 \times650\times315 = 258.9 \text{ mm}^2$. ***Control.***

Check for $A_{s,min}$.

$$A_{s,min} = 0.25\frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w.d \geq \frac{1.4}{f_y} b_w.d$$

$$A_{s,min} = 0.25\frac{\sqrt{24}}{420} 150 \times 315 = 137.78\, mm^2$$

$A_{s,min} = \frac{1.4}{420} 150 \times 315 = 157.5\ mm^2$

$A_{s,required}$ = 258.9 mm^2.

Use 2 ø 14 **Bottom**, $A_{s,provided}$ = 307.72 mm^2 > $A_{s,required}$ = 258.9 mm^2. Ok

Check spacing :

$S = \frac{150-40-20-(2\times14)}{1} = 62mm > d_b = 14 > 25 \quad OK$

Check for strain:

$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f'_c} = \frac{307.72\times420}{0.85\times650\times24} = 9.746\ mm$

$c = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{9.746}{0.85} = 11.5\ mm$

$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{315-11.5}{11.5}\right) = 0.079 > 0.005 \quad 0k$

Negative Moment:

Continuous edge : (Mu = - 53.9 KN.m/Rib)

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{53.9\times10^6}{0.9\times150\times315^2} = 4.02\ Mpa.$

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

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times4.02}{420}}\right) = 0.01$

$A_s = \rho.b.d = 0.010 \times150\times315 = 509.2$ mm^2. ***Control.***

Use 2 ø 20 **Top** , $A_{s,provided}$ = 628 mm^2 > $A_{s,required}$ = 509.2 mm^2. Ok

Check spacing :

$S = \frac{150-40-20-(2\times20)}{1} = 50\ mm > d_b = 20 > 25 \quad OK$

Check for strain:

a $= \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f'_c} = \frac{628\times420}{0.85\times150\times24} = 86.2\ mm$

c$= \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{86.2}{0.85} = 101.4\ mm$

$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{315-101.4}{101.4}\right) = 0.0063 > 0.005 \qquad 0k$

**** Long direction***

d = 350 – 20 – 8 – $\frac{14}{2}$ =315mm

Positive Moment:

Midspan: (Mu = +14.95 KN.m/Rib)

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{14.95\times10^6}{0.9\times650\times315^2} = 0.257\ Mpa.$

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

ρ$= \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times0.257}{420}}\right) = 0.0062$

A_s = ρ.b.d = 0.0062 ×650×315 = 126.35 mm^2.

Check for $A_{s,min}$.

$A_{s,min}$ $=0.25\frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}\ b_w.d \geq \frac{1.4}{f_y}b_w.d$

$A_{s,min}$ $=0.25\frac{\sqrt{24}}{420}\ 150\times315 = 137.78\ mm^2$

$A_{s,min} = \frac{1.4}{420} 150 \times 315 = 157.5\ mm^2$ ***Control.***

$A_{s,required}$ = 157.5 mm^2.

Use 1 ø 16 **Bottom,** $A_{s,provided}$ = 200.96 mm^2 > $A_{s,required}$ = 157.5mm^2. Ok

Check spacing :

$S = \frac{150-40-20-(1\times16)}{1} = 74\ mm > d_b = 16 > 25$ OK

Check for strain:

$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f'_c} = \frac{200{,}96\times420}{0.85\times650\times24} = 6.36\ mm$

$c = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{6.36}{0.85} = 7.5\ mm$

$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{315-7.5}{7.5}\right) = 0.123 > 0.005$ $0k$

Negative Moment :

Discontinuous edge

$A_s = \frac{157.5}{3} = 52.5\ \text{mm}^2$

$A_{s,required}$ = 157.5 mm^2. ***Control.***

Use 2 ø 12 **Top** , $A_{s,provided}$ = 226.08 mm^2 > $A_{s,required}$ = 157.5 mm^2. Ok

Check spacing :

$S = \frac{150-40-20-(2\times12)}{1} = 66mm > d_b = 12 > 25$ OK

Check for strain:

a $= \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'} = \frac{226.08\times420}{0.85\times150\times24} = 31.03\ mm$

c$= \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{31.03}{0.85} = 36.5mm$

$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{315-36.5}{36.5}\right) = 0.023 > 0.005 \qquad 0k$

4.6.6Shear Design for Rib :

W_a (l_a/l_b=0.75) = 0.88 W_a (l_a/l_b=0.80) = 0.86

W_a (l_a/l_b=0.752) = 0.8792

- The total load on the panel being (7×9.3×20.2 = 1315.02KN)
- The load per rib at face of the long beam is (0.8792×1315.02×0.65/(2×9.3)=40.4 KN)

V_{ud} = 40.4– 20.2×0.65×0.315 = 36.3 KN

$V_c = \frac{1.1}{6}\lambda\sqrt{f_c'}\ b_w d = \frac{1.1}{6}\sqrt{24}\ \times 150 \times 315 \times 10^{-3} = 42.43KN$

ø V_c =0.75×42.43 =31.83KN.

0.5 ø V_c =0.5×31.83=15.9 KN

$V_{s,min} = \frac{1}{3}\ 150 \times 315 \times 10^{-3} = 15.75\ KN$ ***Control***

$V_{s,min} = \frac{1}{16}\sqrt{24}\ \times 150 \times 315 \times 10^{-3} = 14.46KN$

ø $V_c < V_u <$ ø ($V_c + V_{s,min}$)

31.83<36.3<43.635KN

Case (3) for shear Design : Minimum shear reinforcement

Use stirrups U-shape (2 leg stirrups) ø 10 A_v = 2 × 78.5 = 157 mm^2.

$$S_{max} \le \frac{d}{2} \le 600\ mm \qquad \frac{d}{2} = \frac{315}{2}$$

$$= 157.5\ mm \qquad \textbf{\textit{Control.}}$$

$$S_{req} = \frac{3\ A_v\ f_{yt}}{b_w} = \frac{157\times420\times3}{150} = 1318.8\ mm > S_{max}\ take\ S = 150\ mm$$

$$S_{req} = \frac{16\ A_v\ f_{yt}}{b_w\sqrt{f_c'}} = \frac{157 \times 420 \times 16}{150\ \sqrt{24}} = 1435.73\ mm > S_{max}\ take\ S$$

$$= S_{max} = 150\ mm$$

Use 2-Leg ø 10 @ 140 mm , and 2-Leg ø 10 @ 200 mm in the middle space.

4.7 Pos. (C4,B3): Design of column C3:

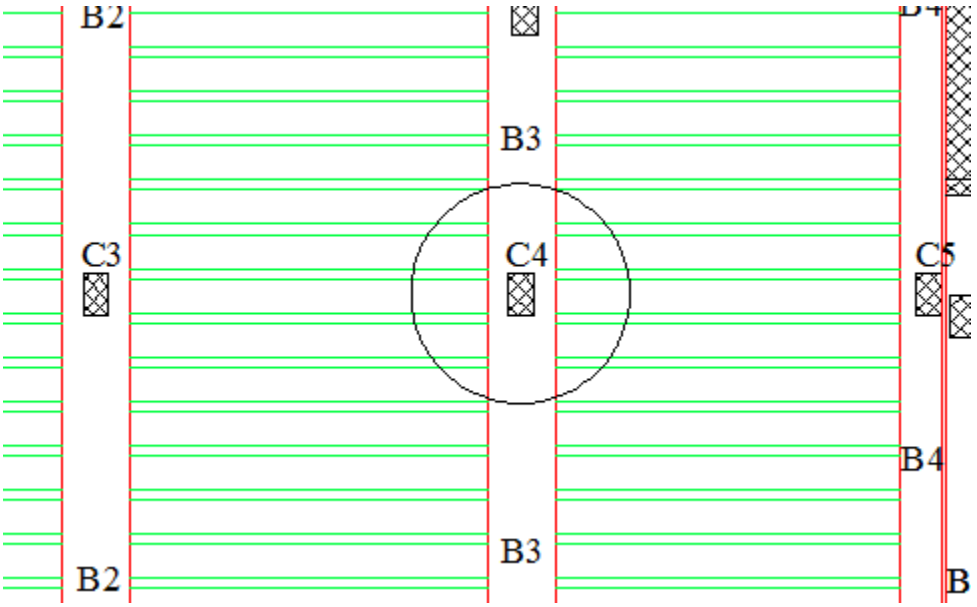
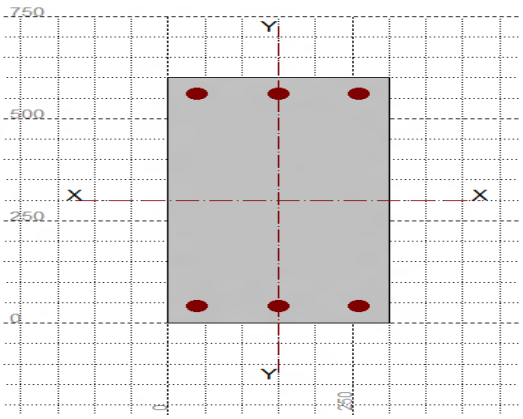


Figure (4-15): Place of column (C4,B3)

Column	Column Dimensions	*fc'*	*fy*
Col. 4	40cm*40cm	28 Mpa	420Mpa



C3 :

Dl = 966KN/m2

Ll= 912KN/m2

Pu = 2618.4KN/m2

- **In 0.4m-Direction(about x axis)**

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

Lu: Actual unsupported (unbraced) length.

K: effective length factor (K= 1 for braced frame).

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

Lu = 4.25 m
M1/M2 =1
K=1 , According to ACI 318-2002 (10.10.6.3) The effective length factor, k, shall be permitted to be taken as 1.0.

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

$$\frac{1\times 4.25}{0.3\times 0.4} = 35.4 > 22$$

$$\therefore Long\ \ Column\ \ in\ \ \ 0.4m : direction$$

- **In 0.4 m-Direction (about y axis)**

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

Lu: Actual unsupported (unbraced) length.

K: effective length factor (K= 1 for braced frame).

R: radius of gyration = $\sqrt{\frac{I}{A}} \approx 0.3$ h

Lu = 4.25 m
M1/M2 =1
K=1 , According to ACI 318-02 (10.10.6.3) The effective length factor, k, shall be permitted to be taken as 1.0.

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

$$\frac{1\times 4.25}{0.3\times 04} = 35.41 > 22$$

$$\therefore long\ \ Coloumn\ \ in\ \ \ 0.4m : direction$$

$$EI = 0.4\frac{E_c I_g}{1+\beta_d} \quad .....[ACI 318-05\ \ (Eq.\ 10-15)]$$

$$E_c = 4750\sqrt{fc'} = 4700\times\sqrt{28} = 24870Mpa$$

$$\beta_d = \frac{1.2DL}{Pu} = \frac{1.2*(966)}{2618.4} = 0.443 < 1$$

$$I_g = \frac{b\times h^3}{12} = \frac{0.4\times 0.4^3}{12} = 0.00213m^4$$

$$EI = \frac{0.4\times 24870\times 0.00213}{1+0.443} = 14.7MN.m^2$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(KLu)^2} \quad .....ACI\,318-05(Eq.\ 10-13)$$

$$P_c = \frac{3.14^2 \times 14.7}{(1.0 \times 4.25)^2} = 8.032MN.$$

$$Cm = 0.6 + 0.4\left(\frac{M1}{M2}\right) \quad .....ACI\,318-05(Eq.10-16)$$

$$Cm = 1 \quad .....According\ \ to\ \ ACI\,318-05(10.10.6.4)$$

$$\delta_{ns} = \frac{Cm}{1-\frac{Pu}{0.75P_c}} \geq 1.0 \quad .....ACI\,318-05(Eq.\ 10-12)$$

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1-\frac{2618.4}{0.75 \times 8032}} = 1.8 > 1$$

d = 500-40-10-(25/2) = 437.5

d= 40 + 10 + (25/2) = 62.5

ɣ = 0.9

From the interaction diagram constructed in **PCA _ COLUMN program**:

min ρ= 0.01

Select the longitudinal bars:

$A_s = \rho \times A_g = 0.01 \times 400 * 400 = 1600\ mm^2$

Select 12 ø 16 with As =2412mm^2 >1600mm^2

4.7.1Design of the Stirrups:

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

$spacing \le 16 \times d_b = 16 \times 16 = 25.6\ cm$

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

$spacing \le least.\dim. = 20\ cm$

$Use \phi 10@20\ cm$

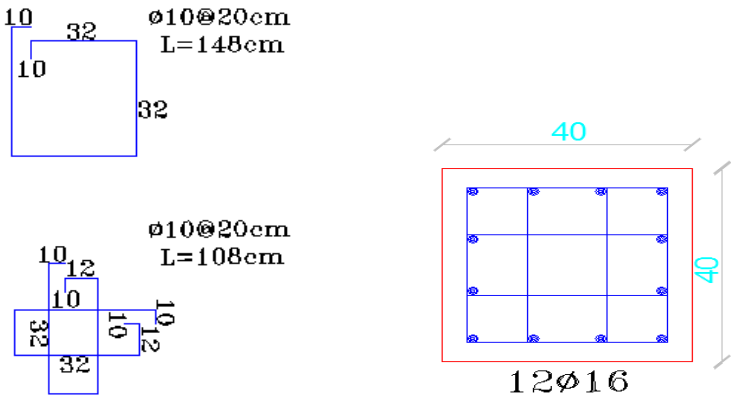


Figure (4-16):Reiniforcement of C4

4.8 Design of Isolated footing (Under Col. 4):

f_c'	fy
28 Mpa	420 Mpa

4.8.1Load Calculation:-

- From column (4): (DL &LL)

* Service dead load (DL) = 966 KN
* Service live load (LL) = 912 KN
* Column dimensions =40 cm*40 cm
* Allowable soil pressure =400 KN/ m²

DL(KN)	LL(KN)	Column dimensions	all. soil pressure
966	912	(40*40) cm	400 KN/ m²

4.8.2Calculating the weight of footing:

- Weight of footing (assume $h_{footing}$ = 55cm)

$w_{footing}$ = 0.55*25 = 13.75 KN/m²

- Required sizes of footing:

$$A,required = \frac{p_n}{q_{net}} = \frac{966+912}{400-5-(0.55*25)} = 4.9 \text{ m}^2$$

Try 2.6* 2.

$h_{footing}$	$w_{footing}$	q_{net}	A,required
55 cm	13.75 KN/m	300 KN/m²	6.7²

4.8.3Depth of footing and shear design:

Pu = 1.2DL + 1.6LL = 1.2*966 + 1.6*912 = 2618.4 KN

$$qu = \frac{2618.4}{2.6*2.6} = 387.34 \text{ KN/m}^2$$

Try area	Pu	qu
2.6m* 2.6m	2618.4 KN	387.34 KN/m²

4.8.4Determine the Depth of Footing Based on Shear Strength:-

✓ **Check for One Way Shear Strength**

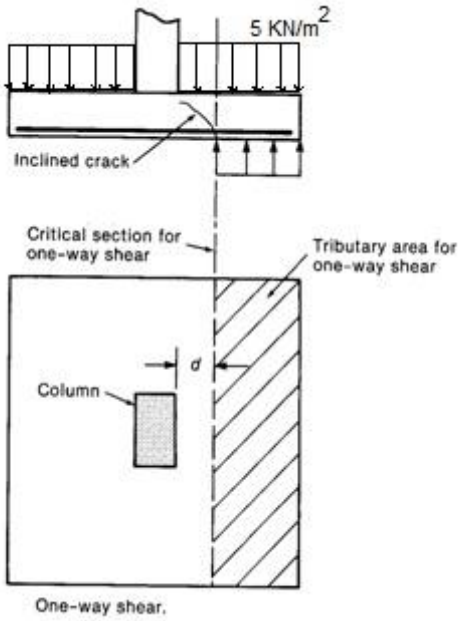
$$Vu = \left(\frac{l}{2} - \frac{a}{2} - d\right) * qu * b = \left(\frac{2.6}{2} - \frac{0.40}{2} - d\right) * 387.34 * 2.6$$

$$\phi Vc = \frac{0.75}{6}\sqrt{28} * 2.6 * d * 10^3$$

✓ $Let, \phi Vc = Vu$

$d = 0.406m$

$h = 406 + 75 + 20 = 501mm$



✓ **Try h = 550 mm ….. d =550 – 75 – 20= 455 mm**

Φ	d (mm)	h (mm)	Try h(mm)	Try d (mm)
0.75	406	501	550	455

4.8.5for Two Way shear Action (Punching).

*** 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:

$$\beta_C = \frac{Column\ Length\ (a)}{Column\ Width\ (b)} = \frac{400}{400} = 1$$

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

= 4 * (0.40+0.455) = 3.42m.

$$Vu = ((2.6*2.6) - ((0.40+0.455)*(0.4+0.455))*387.34 = 2335.3kN$$

α_s **= 40……. for interior column**

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{\beta_c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{6}*\left(1+\frac{2}{1}\right)*\sqrt{28}*3.42*0.455*10^3 = 3087.8kN$$

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{12}\left(\frac{\alpha_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{12}*\left(\frac{40*0.455}{3.42}+2\right)*\sqrt{28}*3.42*0.455*10^3 = 3767.9kN$$

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{3}*\sqrt{28}*3.42*0.455*10^3 = 2058.5kN$$

Vu=2240.3 KN >ΦVc =2058.52KN……not OK

(Two Way Shear is not OK)

h (mm)	d (mm)	b_o (m)	Vu (KN)	$\phi.V_C$ (KN)
650	555	3.82	2146.7	2804.6

(Two Way Shear is OK)

✓ **Design for Bending Moment of both direction.**

h (mm)	d (mm)	b(m)
650	555	2.25

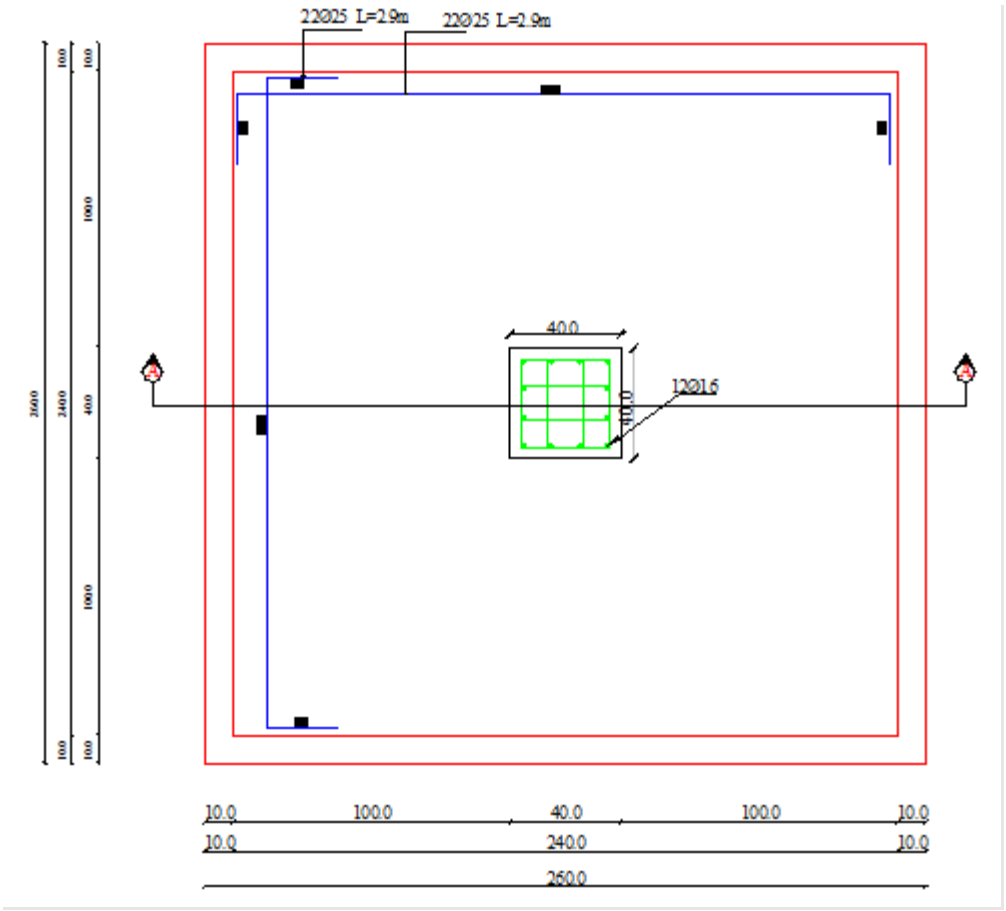


Figure (4-17): Isolated Footing 5

d = 650-75-20 = 555 mm

Mu =387.34*2.6*1.85*1.85/2 =1723.37 KN.m

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 28} = 17.47$$

$$Rn = \frac{Mu/\phi}{b * d^2} = \frac{1723.37 * 10^{-3} / 0.9}{2.6 * (0.555)^2} = 2.75 Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{17.47}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(17.47)(3.2)}{420}}\right) = 0.0069$$

As_{req} = 0.0069 (2600) (555) = 10063.66 mm^2 > As_{min} = 3042 mm^2

As_{min} =0.0018*b*h == 0.0018 (2600) (650) = 3042 mm^2 …

Take 22Φ 25 , As,provided = 10793.75mm² > As,required = 10063.66 mm²

$S=\frac{2600-75*2-22*25}{21}=90.5$ mm

***Step(S) is smallest of:**

1. 3h = 3*650 = 1950 mm
2. 450 mm - control

S = 90.5 mm < S,max = 450 mm – OK

Mu(KN.m)	m	Rn	ρ	$As_{req(}\ mm^2)$	$As_{min}(\ mm^2)$	S(mm)
1723.37	17.47	0.96 Mpa	0.0069	10063.66	3042	90.5

***Check strain**

Tension = Compression

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

$10793.75 \times 420 = 0.85 \times 28 \times 2600 \times a$

$a = 73.3mm$

C=86.2

$\varepsilon_s = \frac{555-86.2}{86.2} \times 0.003 = 0.0163 > 0.005 ...ok$

$As\ (mm^2)$	a (mm)	c (mm)	ε_s
10793.75	73.3	86.2	0.0163

4.8.6Development length of flexural reinforcement:

Ld for Φ 20:

$$L_d = \frac{9}{10} \times \frac{fy}{\sqrt{fc'}} \times \frac{\alpha \times \beta \times \gamma \times \lambda}{\left(\frac{k_{tr} + c}{db}\right)} \times db = \frac{9}{10} \times \frac{420}{\sqrt{28}} \times \frac{1 \times 1 \times 0.8 \times 1}{2.5} \times 25 = 571.5mm$$

Available length = ((2600-400)\2) - 75=1100

1100mm > 571.5mm ……ok

4.8.7 Load transfer at the column-foundation interface (Dowels design):

***In footing :**

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

$A_1 = 0.40 * 0.40 = 0.16\ m^2$

$A_2 = 2.6* 2.6=6.76\ m^2$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{6.76}{0.16}} = 6.5 > 2 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 6.5$$

$$\Phi Pn.b = 0.65 \times (0.85 \times 28 \times 0.16 \times 6.76) \times 2600 = 43504.11KN$$

$$\Phi Pn = 43504.11 > Pu = 2618.4 \ldots\ldots\ldots ok$$

The Dowels are not needed for footing

As,min = 0.005 * Ac = 0.005 * 400 * 400 = 800 mm2

Use 22Φ 25 , As,provided = 10793.75 mm² > As, required = 10063.66 mm²

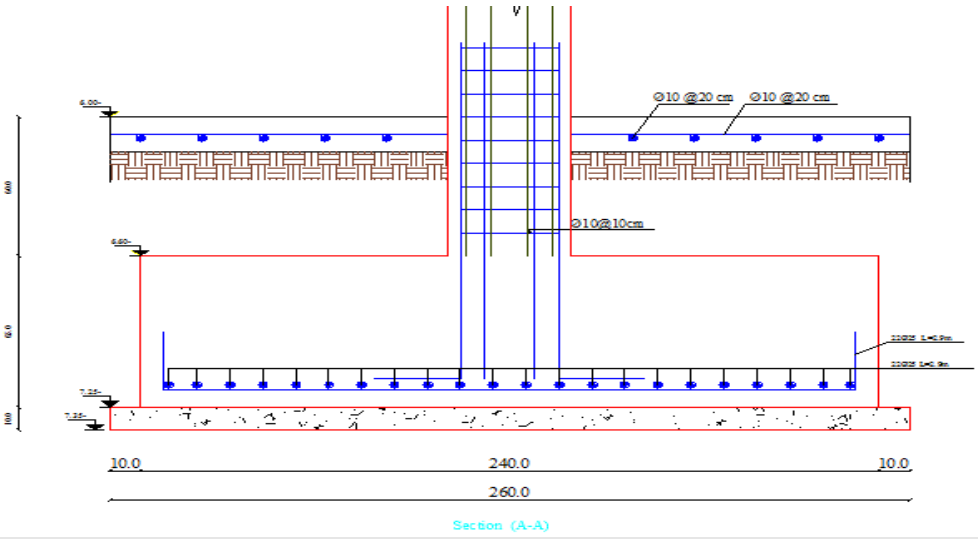


Figure (4-18): Isolated Footing Detail

4. 9 Design of strip Footing:

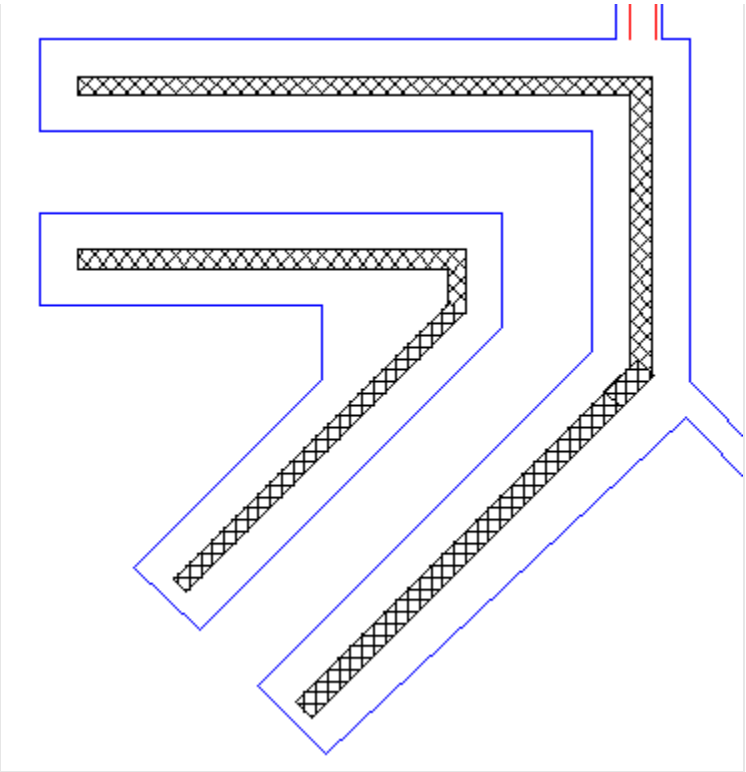


Figure (4-19): strip footing

4.9.1 Determination of load:

From slab and Wight wall

Total factored load = 100 KN/m.

Soil density = 18 Kg/cm3.

Allowable soil Pressure = 400 KN/m2.

Assume footing to be about (60 cm) thick.

live load =5 kN/m^2

q_{allow} =400 - 5- 2.6*18 – 0.3*25 = 345.9 kN/m^2

$\Rightarrow$ **For one meter strip**

$$A = \frac{150}{345.9} = 0.44\ m^2$$

B = 0.8 m , h= 30 cm

d= 300 – 75 – 20 = 205 mm

q_{ult} = 150/ 0.8 *1 = 187.5 kN/m^2.

4.9.2 Check of One Way Shear:

Vu = 1*(0.275-0.205)*187.5 = 13.125 kN

$$\emptyset Vc = \frac{\emptyset}{6}\sqrt{fc} * d * b$$

$$\emptyset Vc = \frac{0.75}{6}\sqrt{24} * 0.205 * 1 = 125.5\ kN$$

$$\emptyset Vc > Vu$$

4.9.3 Design of Bending Moment:

In longitudinal direction

Mu = 187.5*0.275^2/2 = 7.1 kN.m

$$Mn = \frac{7.1}{0.9} = 7.88 KN.m$$

Kn = $$\frac{Mn}{bd^2} = \frac{7.88*10^{-3}}{1*0.205^2} = 0.187 Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85*fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.588$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.588}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 20.588\times 0.187}{420}}\right) = 3.567*10^{-3}$$

$$As_{\text{Req.}} = \rho * b * d = 0.000144 * 205 * 1000 = 731.22 \ \ mm^2$$

$$As_{Shrinkage} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 300 * 1000 = 540 mm^2$$

$$As_{\text{Req.}} = 731.22 > As_{Shrinkage} = 540 mm^2$$

Use ϕ 14

No. = 731.22/154 = 4.75 , Use 5 bars

ϕ 14 at 20 cm c/c

Check of strain:

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$770 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$

$$a = 15.85 mm$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{15.85}{0.85} = 18.65 mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{205 - 18.65}{18.65} \text{X} 0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.03 > 0.005$$

$\Rightarrow$ **OK**

In transverse direction :

A_{smin} = 0.0018 * B * h

A_{smin} = 0.0018 * 800* 300 = 432 mm^2

Use ϕ 12

No. = 432/113 = 3.82 , Use 4 bars

Use 4ϕ 12

4.9.4 Development Length of main Reinforcement

$$ld_{req} = \frac{9}{10} * \frac{F_y}{\lambda\sqrt{f_c}} * \frac{\psi_e\psi_s\psi_t}{\frac{ktr+cb}{db}} * db$$

$$ld_{req} = \frac{9}{10} * \frac{420}{1 * \sqrt{24}} * \frac{1 * 1 * 0.8}{2.5} * 14 = 346\ mm$$

Ld $_{available}$ = 400 - (250/2) - 75= 200mm

Ld $_{available}$= 200 mm < $ld_{req} = 346mm$

Use Using hook $\geq$16*ϕ

Required length of hook$\geq$16*ϕ $\geq$16*1.4 = 22.4 cm

Use Hooksel. = 25 cm > Hookreq = 22.4cm

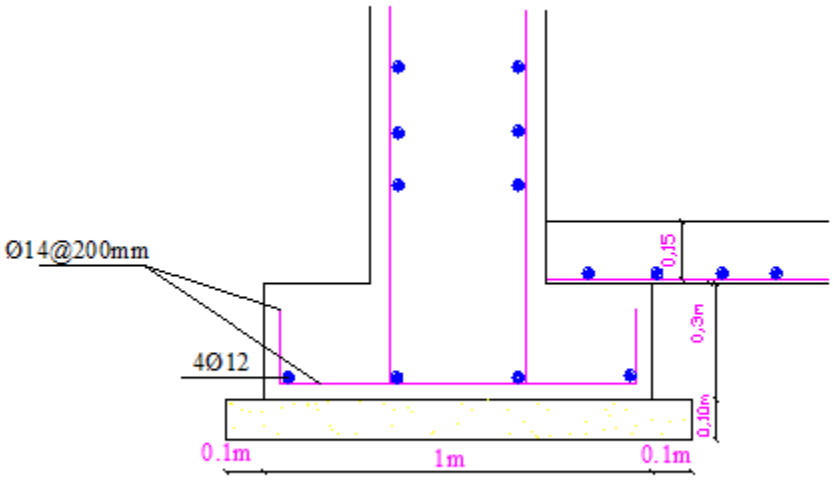


Fig. (4-20) Strip Footing Detail

4-10 Design of mat footing:

Let take F33:

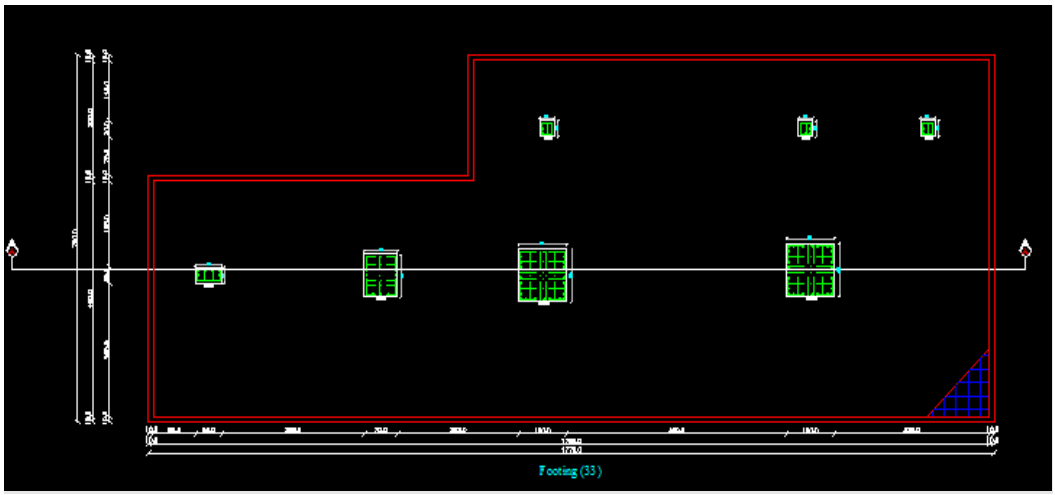


Fig.(4-21): Footing 33

By using Safe program we find the reinforcement of mat foundation shall be as follow:

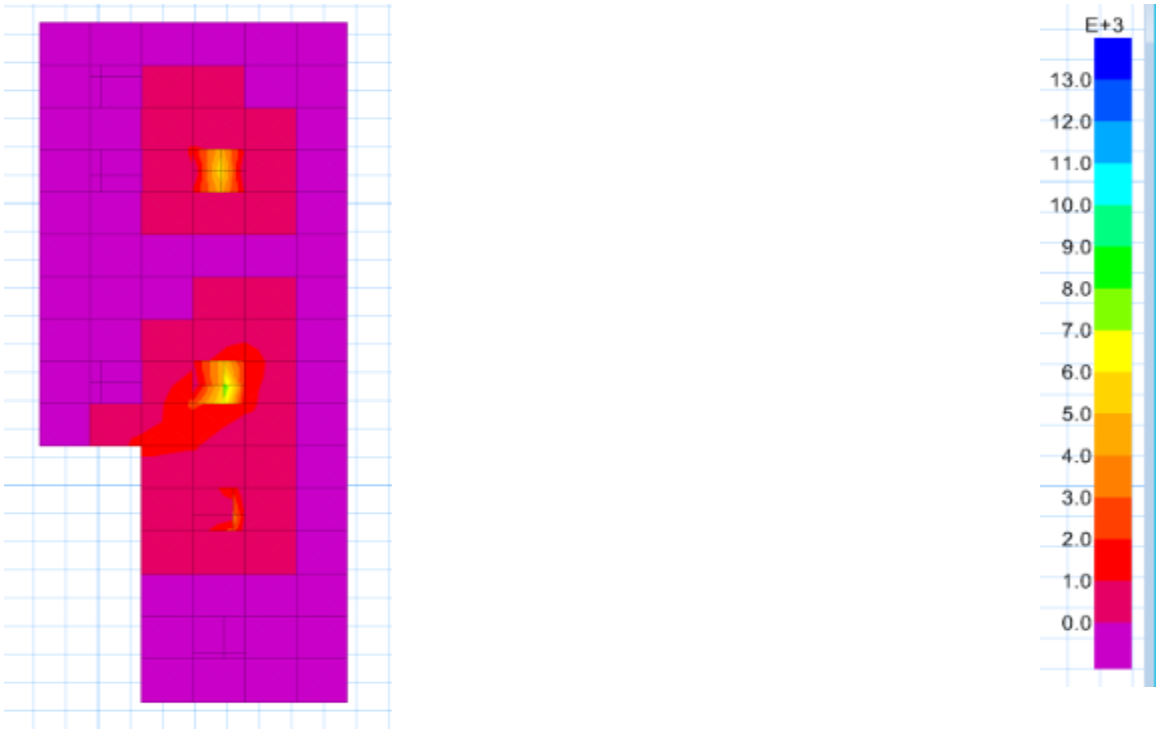


Fig.(4-22):Direction 1: Bottom Reinforcement

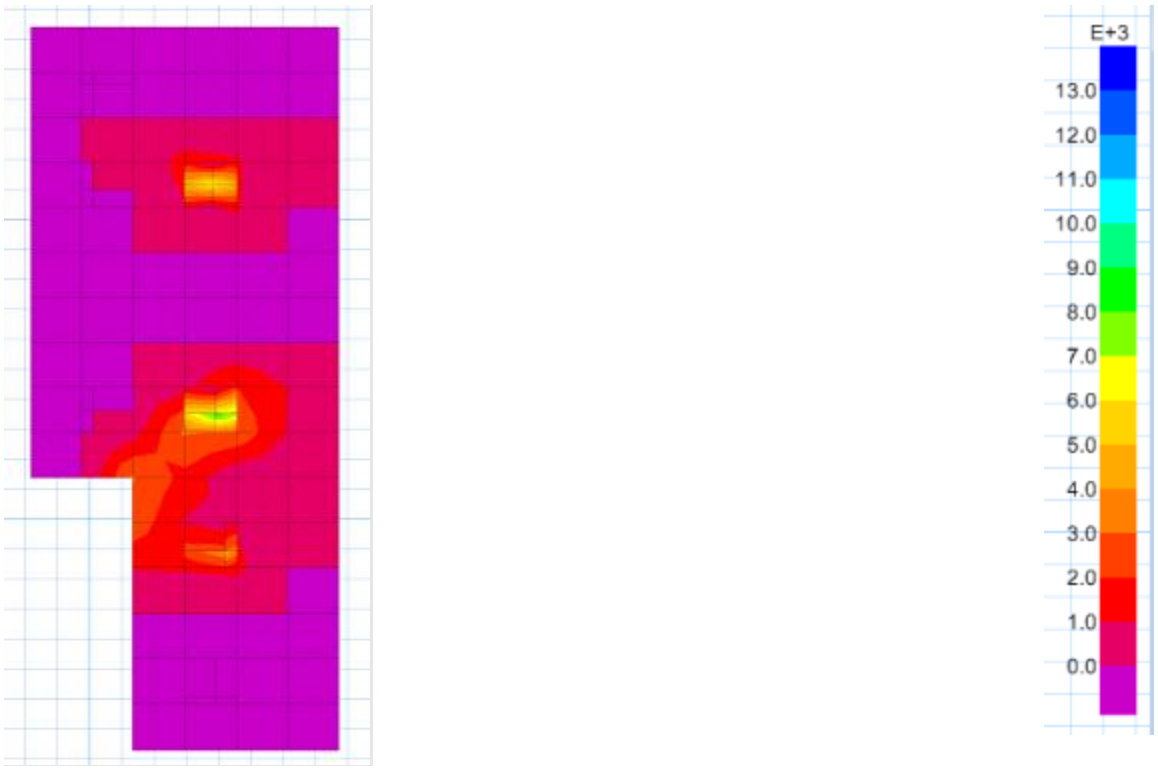


Fig.(4-23):Direction2: Bottom Reinforcement

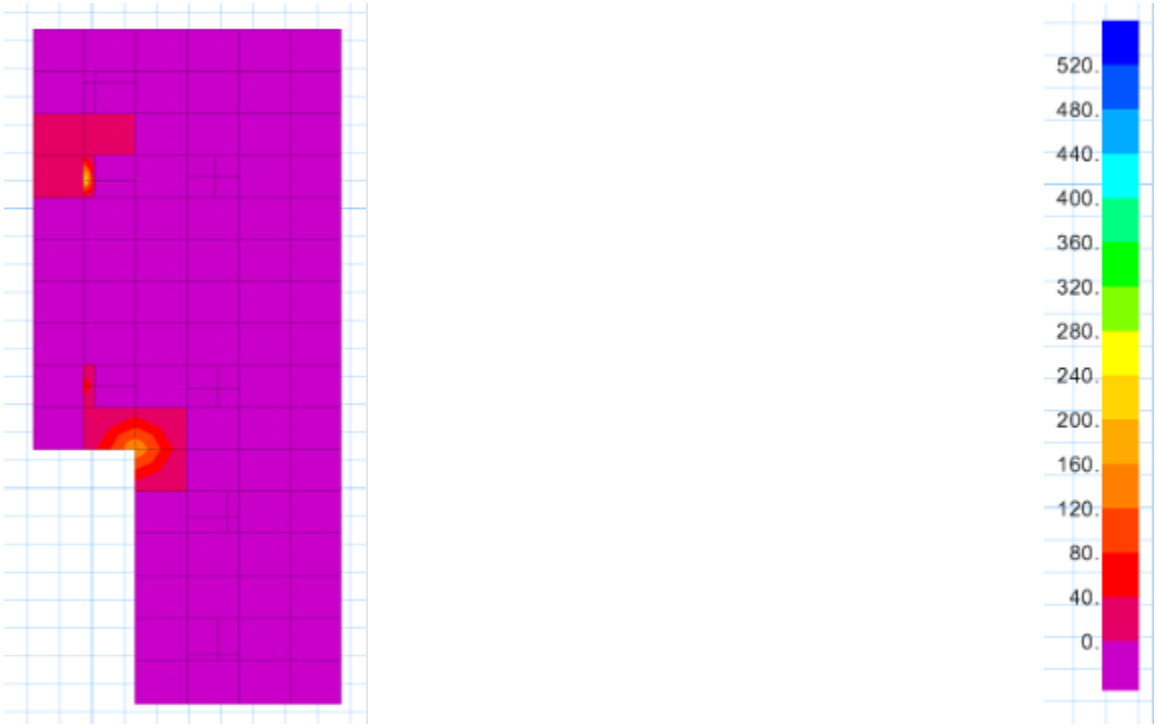


Fig.(4-24):Direction1: Top Reinforcement

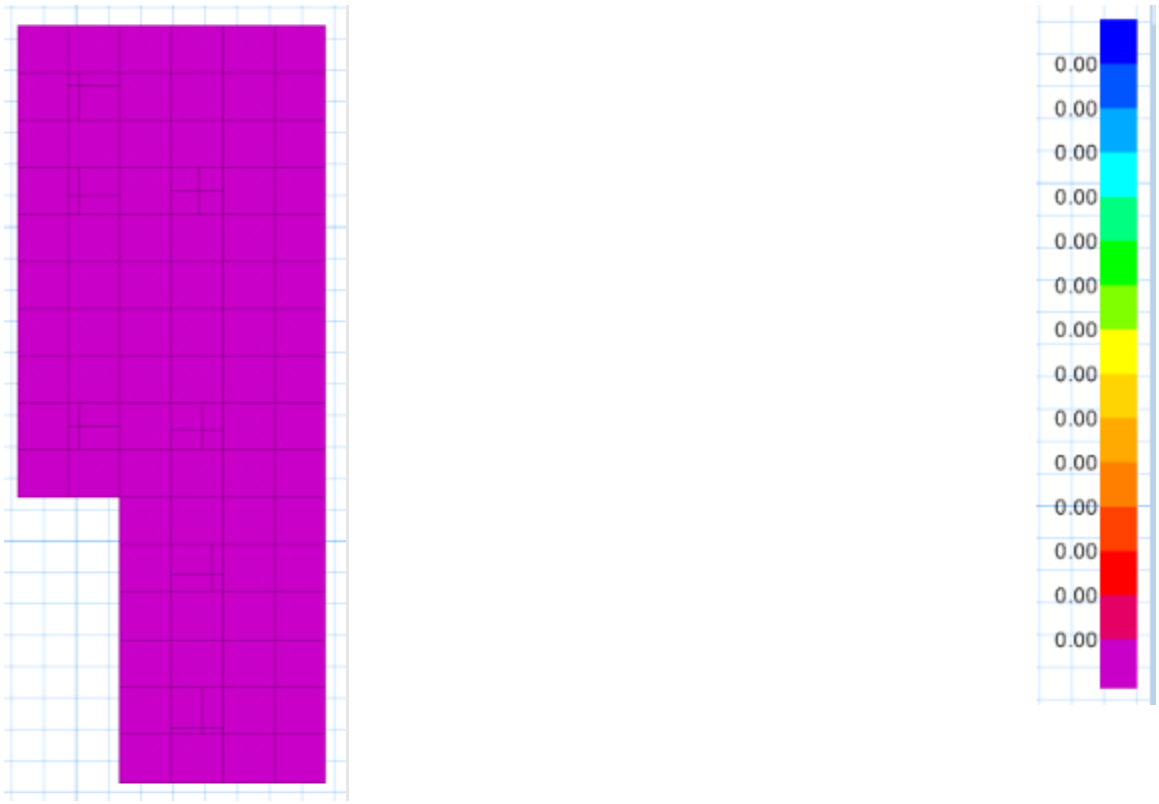


Fig.(4-25):Direction2: Top Reinforcement

4-11Design of Basemen wall

4.10.1 load calculation

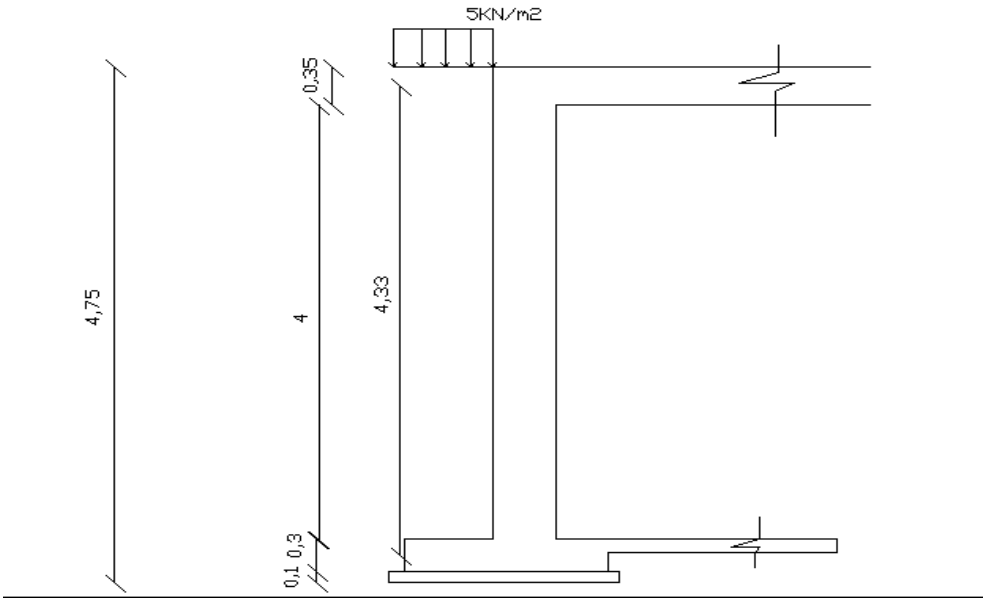


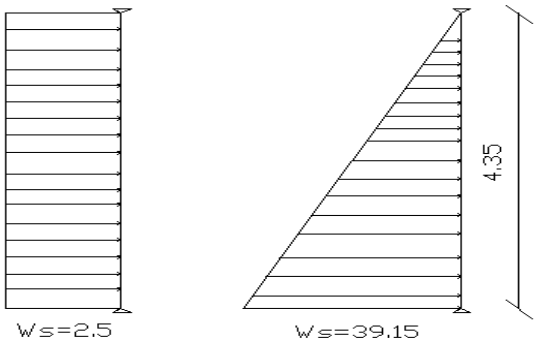
Fig.(4-26) basement wall

Fc'=28 MPa, Fy=420 Mpa, γ_s=18KN/m^3, qall=400KN/m^2, φ=30, surcharge =5KN/m^2 , wall thickness =30 cm

$$K = 1 - \sin\phi = 1 - \sin 30 = 0.5$$

$$W_s = K * h * \gamma = 0.5 * 4.35 * 18 = 39.15\ KN/m^2$$

$$W_{su} = K * P = 0.5 * 5 = 2.5\ KN/m^2$$



From Atir we have moment and shear envelop :

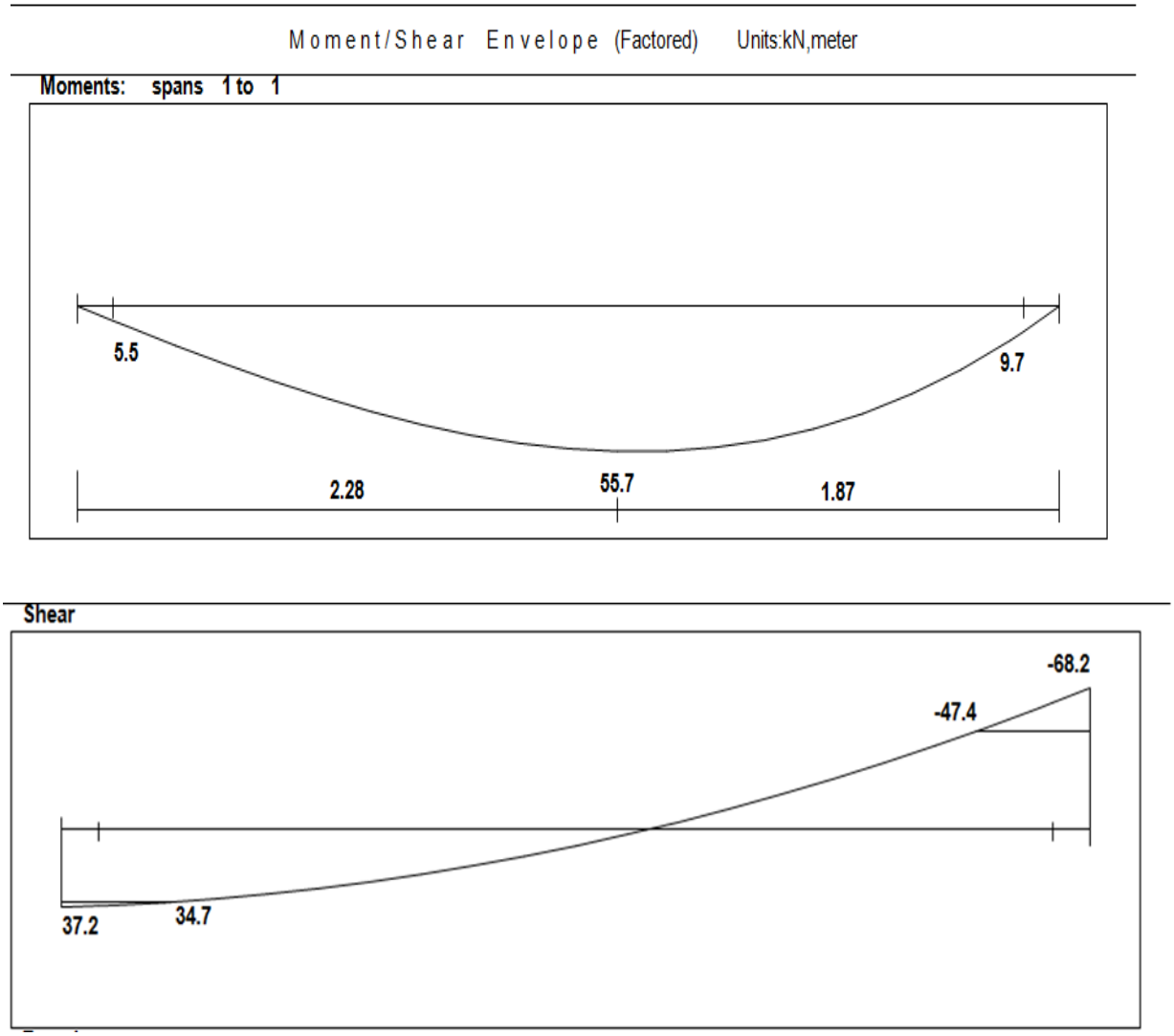


Fig.(4-27) shear and moment diagram

4.11.2Design of Bending Moment

D=300 – 40 - 10=250 mm

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

$$R_n = \frac{55.7 * 10^6}{0.9 * 1000 * 250^2} = 0.99 MPa \ .$$

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

$$m = \frac{420}{0.85 \times 28} = 17.65$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{17.65}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*17.65*0.99}{420}}\right) = 0.0024$$

As req = 0.0024*1000*250= 602.2 mm^2/m……..control

$$\rho = 0.0024 > \rho min = 0.0015 \ldots\ldots OK$$

Check for spacing

3h=3*350=1050mm

S=450

Use Φ 12@ 15 cm , As prov = 753.6 mm^2/m

For horizontal bars use the half of the min. in each side

0.5*Ash$_{min}$=0.5*0.0025*300*1000=375 mm^2/m

Use ϕ =10

Use for horizontal bare ϕ 10@20 cm in each side

Use ϕ10@20 cm for vertical in outer side to hold the horizontal bares

Check for strain:

Tension = Compression

$$A_s * fy = 0.85 * fc' * b * a$$

$$753.6 * 420 = 0.85 * 28 * 1000 * a$$

$$a = 13.3mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{13.3}{0.85} = 15.65mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{250 - 15.65}{15.65} * 0.003 = 0.045$$

$$\varepsilon_s = 0.01108 > 0.005 \longrightarrow ok$$

4.11.3Check for shear

$$\phi V_c = \frac{\phi}{6}\sqrt{f_c'} * b * d = \frac{0.75}{6}\sqrt{28} * 1000 * 250 * 10^{-3} = 165.35KN$$

0.5 ϕ V_c = 0.5*165.35 = 82.67KN

ϕV_c >Vu

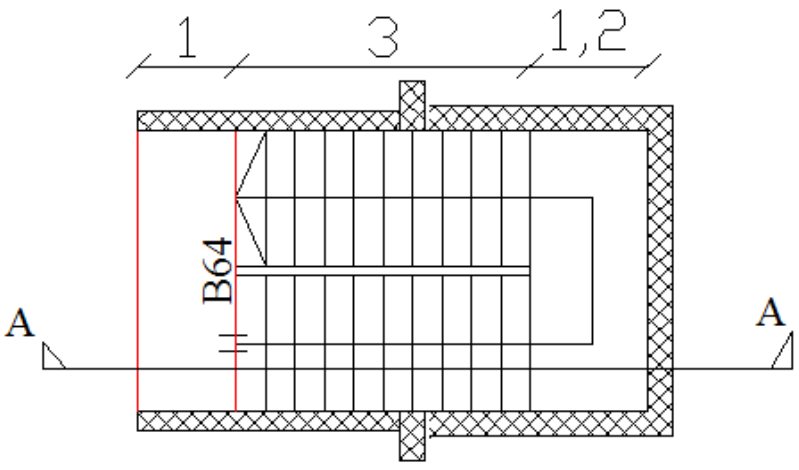
$Vu < 0.5\phi Vc$

165.35KN >47.4KN

82.67KN>47.4KN

The thickness is enough

4-12 Po.(ST 5): Design of Stairs



(4-28) : Stair (ST1A 5)

NOTE: (Material)

✓ *B300…. $fc' = 30N/mm^2 (MPa)$ For circular section

but for rectangular section ($fc' = 30 * 0.8 = 24MPa$) .

4.12.1Determination of Thickness:

L = 0.4+3.0 +0.6 = 4.0 m.

h_{req} = L/ 20

h_{req} = 400 / 20 = 20cm ……take h= 20 cm.

⇒ **Use h = 20cm**.

θ = $\tan^{-1}$(16.0/ 3.0) = 28.1°

Cos θ = 0.88

height	rise	run	LL	fc'	fy
3. 5m	16.0 cm	30 cm	5 KN/m2	24 Mpa	420 Mpa

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

h,min = L/ 20

h,min =3.85 / 20 = 19.25 cm ……take h= 20 cm.

⇒ **Use h = 25cm**.

θ = $\tan^{-1}$(16 / 30) = 28°

h,min (cm)	θ
25	28^{o}

4.12.2Load Calculations

Dead Load calculations of Flight :

$$Plaster = \frac{0.03 \times 22}{\cos 28} = 0.747\ KN/m$$

$$concrete = \frac{0.20 \times 25}{\cos 28} = 5.7\ KN/m$$

$$mortar = \frac{0.3 + 0.16}{0.3}\ 0.02 \times 22 = 0.675 KN/m$$

$$stair = \frac{0.3 \times 0.16}{0.3 \times 2}\ 25 = 2\ KN/m$$

$$Tile = \frac{0.35 + 0.16}{0.3}\ 0.03 \times 27 = 1.377\ KN/m$$

Total load (DL) = 10.5 KN/m

Live load (LL) = 5 KN/m

4.12.3Dead Load calculations of Landing

material	gama	h(m)	b(m)	KN/m
Tiles	22	0.03	1	0.66
Mortar	22	0.02	1	0.44
R C	25	0.20	1	5
Plaster	22	0.03	1	0.66
Total load (DL)				**6.76**
Live load (LL) = 5 KN/m2				

Table (4 – 4) Calculation of the total dead load for landing.

Total Factored load,,,, (W = 1.2DL + 1.6LL)

For W_{flight} , W = 1.2*10.5+ 1.6*5 = 20.6 KN/m

For $W_{landing}$, W = 1.2*6.76+ 1.6*5 = 16.112 KN/m

W_{flight} **(KN/m)**	$W_{landing}$ **(KN/m)**
20.6	16.112

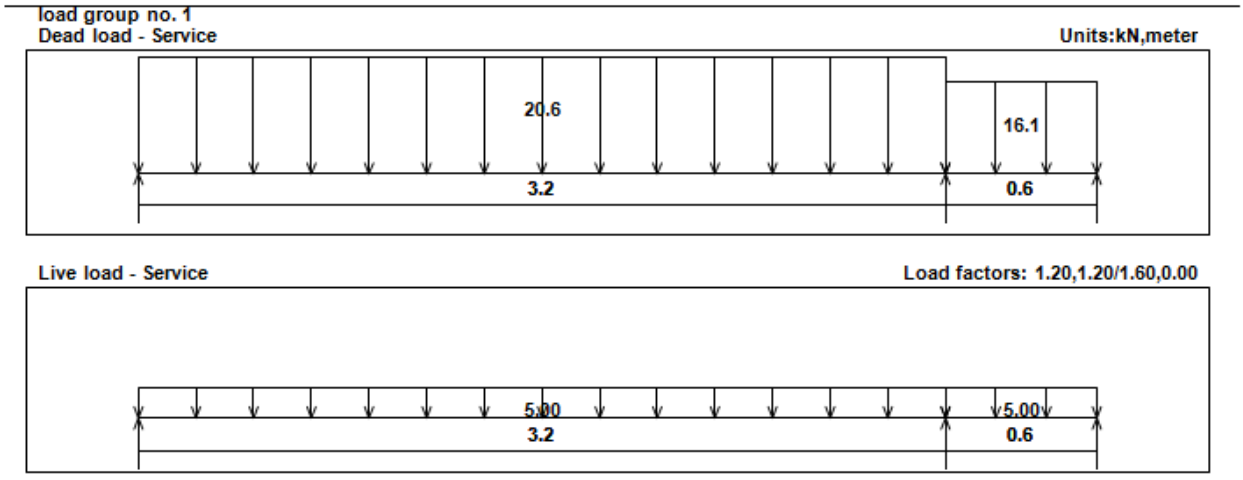


Fig. (4-29) Loads on stairs

4.12.4 Structural System Of Flight:

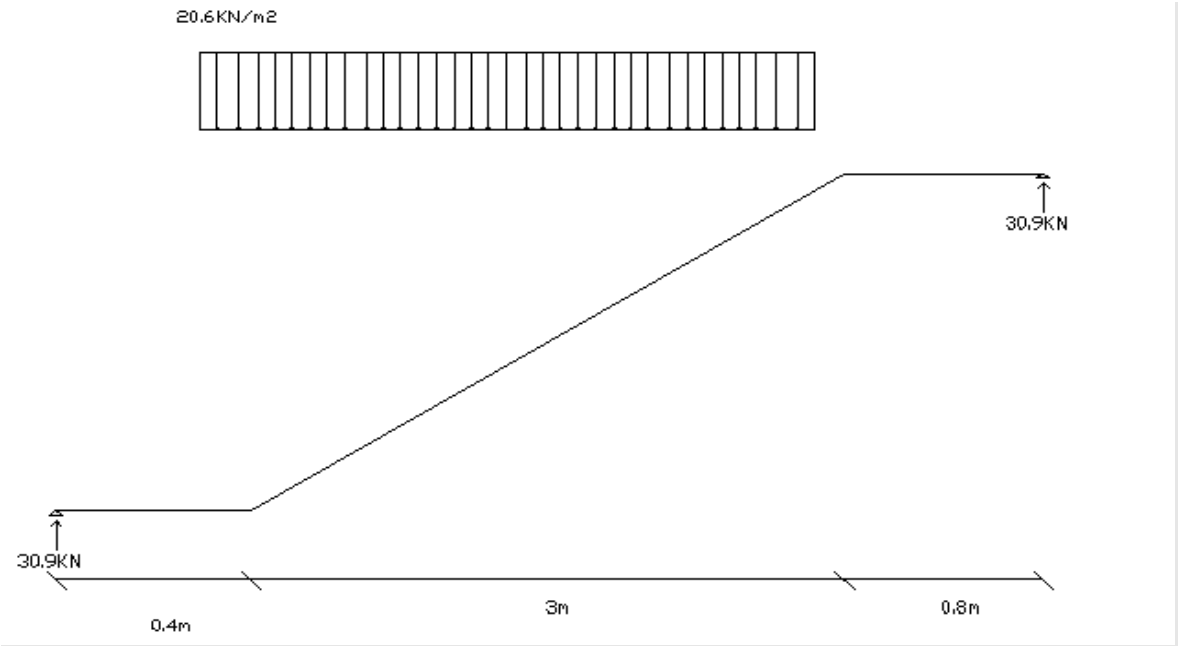


Fig.(4-30) Structural System Of Flight

4.12.5Check for shear strength For Flight:

Assume Ø 14 for main reinforcement:-

d = h – 20 – db/2 = 200 – 20 – 14/2 = 173 mm

$Vu = 27.28KN$

$$\phi Vc = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 173}{6} = 105.94KN / m$$

Vu = 27.28 KN < 0.5* ϕVc = 52.97 KN .

>>>>No shear Reinforcement is required. So the depth of the stair is OK.

db (mm)	h(mm)	d (mm)	Vu (KN)	ϕVc (KN)
Ø 14	200	223	27.28	105.94

4.12.6Design of Flexure:

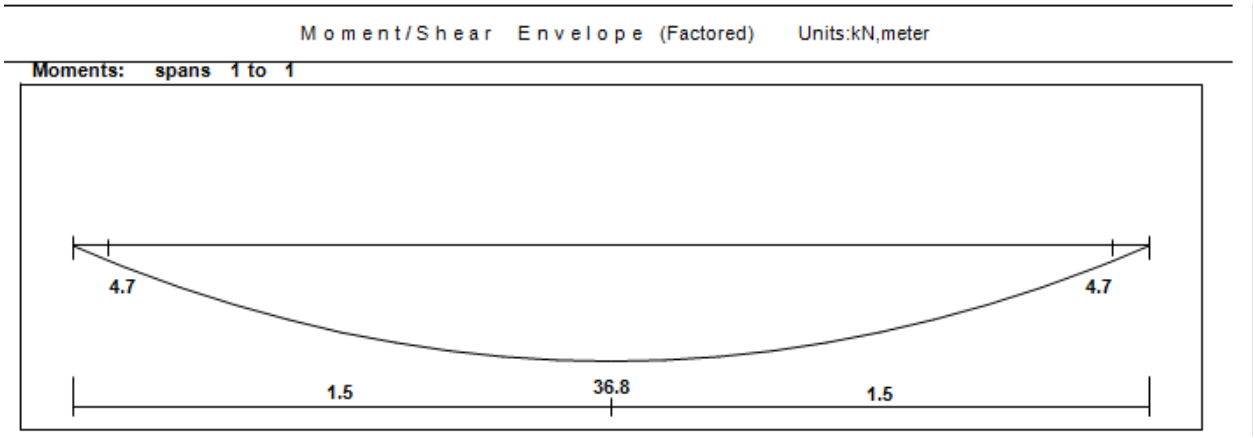


Fig.(4-31) Moment diagram Of Flight

Mu = 36.8kN.m

Mn **= Mu / 0.9 = 36.8 / 0.9 = 36.8 KN.m.**

d = 17.3cm.

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

$$K_n = \frac{36.8 * 10^6}{1000 * 173^2} = 1.23MPa \ .$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mK_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.6*1.23}{420}}\right) = 3.02*10^{-3}$$

As_{req} = $3.02*10^{-3}$ ***100*17.3 = 5.22 cm^{2}.**

$As_{\min} = 0.0018*b*h = 0.0018*100*20 = 3.6cm^2$

$As_{\min}$ = 3.6cm^{2} ≤ As_{req} = 5.22 cm^{2}

Use Φ 14@25cm >>> 1.53/.25 = 6.12 cm^{2}

As provided = 6.12 > As req……..OK.

Check for strain:

Tension = Compression

$A_s * fy = 0.85 * fc' * b * a$

$646 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$

$a = 13.3mm$

$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{13.3}{0.85} = 15.6mm$

$\varepsilon_s = \frac{218-15.6}{15.6} * 0.003$

$\varepsilon_s = 0.0389 > 0.005 \longrightarrow ok$

4.12.7 Secondary reinforcement:

$As_{Shrinkage} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 100 \times 20 = 3.6cm^2$

Use Φ12 @ 30 cm …….. With As = 3.76 cm².

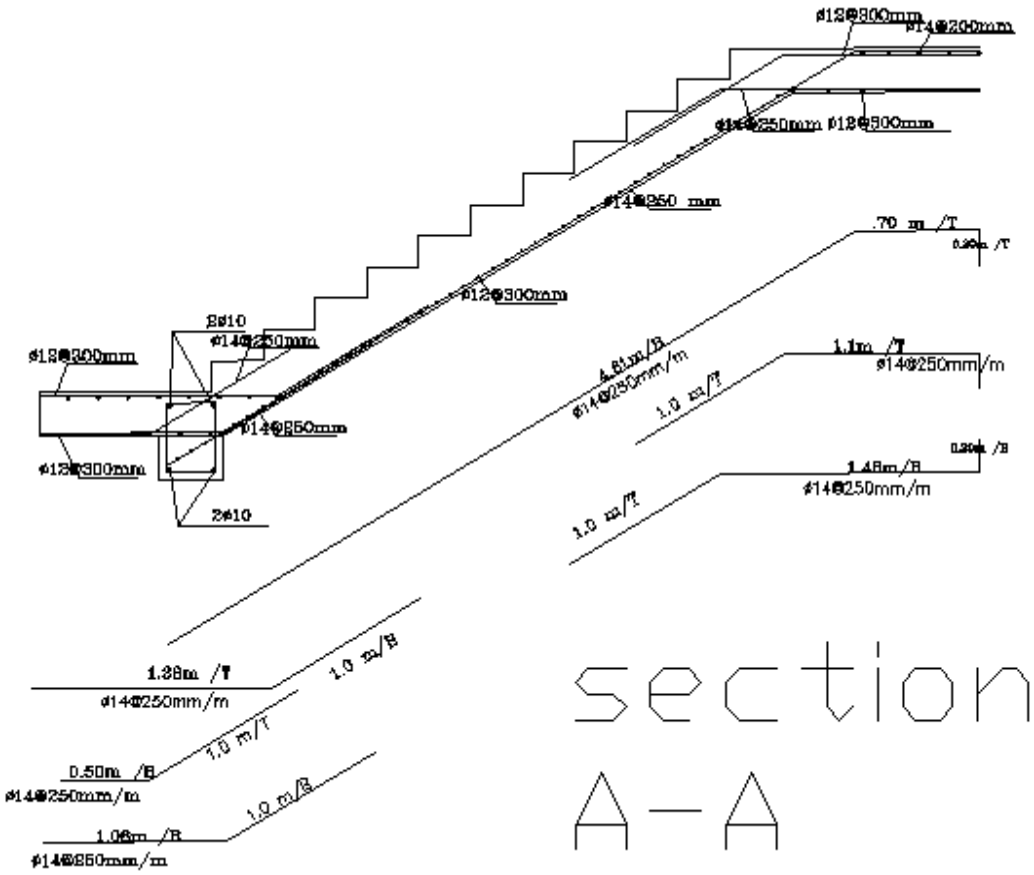


Figure (4-32) : Stair Section A-A

4.13 Design of Shear wall:

4.13.1Calculation of loads:

$W_{Base2\ Floor}$ = Weight of slab + Weight of stair + 0.5* (Weight of upper columns &walls) = 19500KN

$W_{Base1\ Floor}$ = Weight of slab + Weight of stairs + 0.5* (Weight of upper columns &walls + Weight of lower columns & walls) = 21850KN

$W_{Ground\ Floor}$ = Weight of slab + Weight of stairs +(٠,٥ Weight of lower columns & walls) = 11390KN

$W_{Total} = W_{Base2} + W_{Base1} + W_{Ground}$

W_{Total} = 52740KN

4.13.2Calculation of shear force on shear walls:

From Uniform Building Code 1997 (UBC):

Z=0.3 zone "3"

R= 5.5

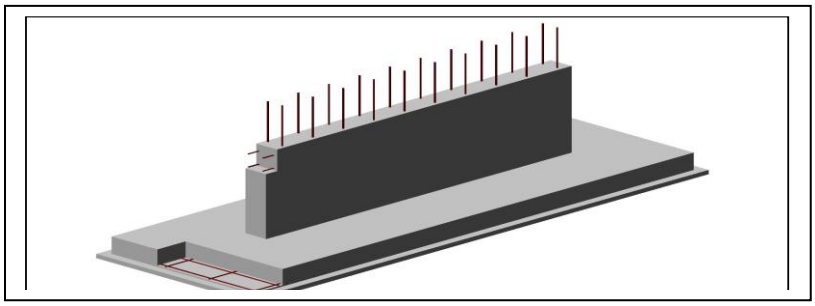
I=1

Ca = 0.24

Cv = 0.24

h_n =12.2

Ct = 0.0488



Where:

***Z*=Seismic zone factor as given in table 16-1.**

***R*= numerical coefficient representative of the inherent over strength and global ductility capacity of lateral force resisting systems, as set in Table 16-N or 16-P.**

***I*= importance factor given in table 16-K.**

***Ca* = seismic coefficient, as set forth in Table 16-Q.**

***Ct* = numerical coefficient given in section 1630.2.2.**

***Cv* = seismic coefficient, as set forth in Table 16-R.**

***hi, hn, hx* = height in feet (m) above the base to level *i* , *n or x*, respectively.**

$T = C_t (h_n)^{3/4}$ **Eq…. 30-8 (UBC)**

$T = 0.0488(12.2)^{3/4} = 0.32$

$V_1 = \frac{Cv.I}{R.T} W = \frac{0.24 * 1}{5.5 * 0.33} * w = 0.137w$

$V \le 0.11 * WKN .....control$

$V \ge 0.03 * WKN$

$F_t = 0.07 * T * V = 0.07 * 0.32 * 5801.4 = 129.95 KN$

floor	W (KN)	V (KN)	H (m)	Ft (KN)	(V-Ft)	(W*h)	Fx	FX
Ground	11390	5801.4	11.75	129.95	5671.45	133832.5	19450	
Base1	21850	5801.4	7.5	129.95	5671.45	163875	14810	
Base2	19500	5801.4	4.3	129.95	5671.45	83850	6850	
∑	52740					381557.5		

Table (4 – 5) Calculation of the total Fx.

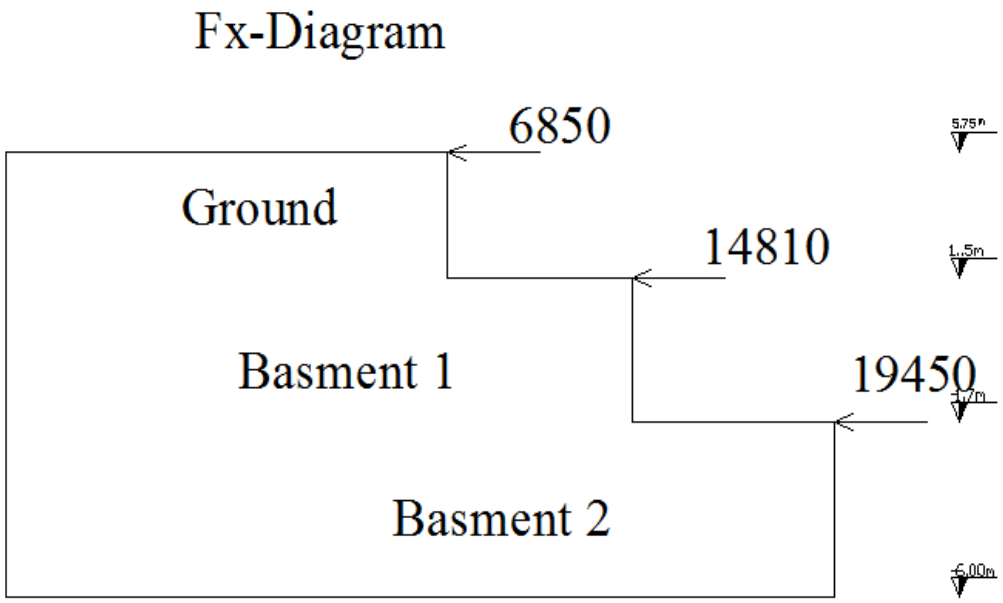


Figure (4-33) : Fx-Diagram

By using the software (ATEER.) to Analysis the shear wall it was get result as the following:

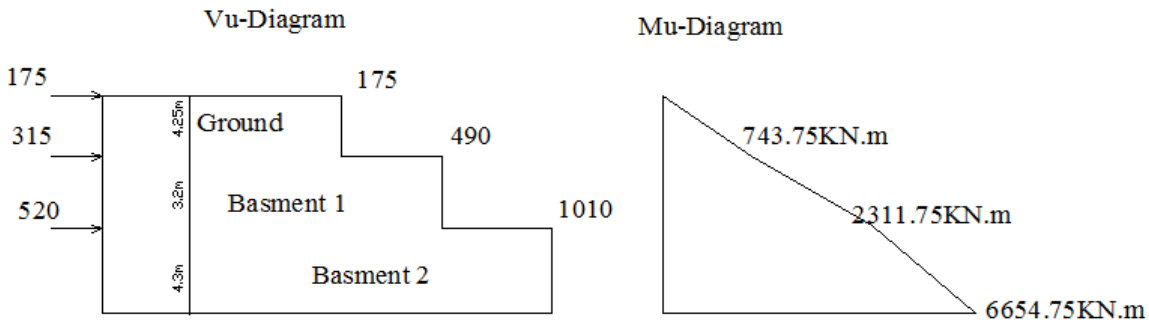


Figure (4-34) : Moment & Shear-Diagram for Shear Wall.

Shear Wall Design Parameters:

f_c' **=24 MPa**

f_y **=420 MPa.**

h=30 cm. Shear wall thickness.

L_w= 3. shear wall width

Hw=11.75 m. Story height.

Design of the Horizontal reinforcement:

Internal forces & moments:

$$\sum Fx = Vu = 1010KN$$

Critical Section

$$\frac{Lw}{2} = \frac{3.5}{2} = 1.75m(Control)$$

$$\frac{hw}{2} = \frac{11.75}{2} = 5.875m$$

$$Mu = 2311.7 + 1010 * (4.3 - 1.75) = 4887.2KN.m$$

Design it by using Reinforced concrete:

$$Vu = 1010KN$$

$$Vn = Vu / 0.75 = 1346.7KN$$

4.13.3Design of shear

$$d = 0.8 * Lw = 0.8 * 3.5 = 2.8m$$

$$Vc_1 = \frac{1}{6} * \sqrt{fc'} * h * d = \frac{1}{6}\sqrt{24} * 0.3 * 2.8 = 685.9KN(Control)$$

$$Vc_2 = \frac{\sqrt{fc'} * \mathrm{h} * \mathrm{d}}{4} + \frac{\mathrm{N_u} * \mathrm{d}}{4 * \mathrm{l_w}} = \frac{\sqrt{24} * 0.30 * 2.8}{4} + \frac{1 * 2.8}{4 * 3.5} = 1228.8KN$$

$$Vc_3 = \left(\frac{\sqrt{fc'}}{2} + \frac{\mathrm{l_w}\left(\sqrt{fc'} + \frac{2 * \mathrm{N_u}}{\mathrm{l_w} * \mathrm{h}}\right)}{\frac{\mathrm{M_u}}{\mathrm{V_u}} - \frac{\mathrm{l_w}}{2}} \right) * \frac{\mathrm{h} * \mathrm{d}}{10} = \left(\frac{\sqrt{24}}{2} + \frac{3.5\left(\sqrt{24} + \frac{2 * 1}{3.5 * 0.3}\right)}{\frac{4887.2}{1010} - \frac{3.5}{2}} \right) * \frac{0.3 * 2.8}{10} = 689.8KN$$

$$Vs = Vn - Vc1$$

$$Vs = 1346.7 - 685.9 = 660.8KN$$

$$\left(\frac{Av_{\mathrm{h}}}{S2}\right) = \frac{Vs}{Fy * d} = \frac{660.8 * 10^{-3}}{420 * 2.8} = 5.6 * 10^{-4} m$$

$$\left(\frac{Av_{\mathrm{h\,min}}}{S2}\right) = 0.0025 * h = 0.0025 * 0.30 = 0.75 * 10^{-3} m(Control)$$

$$S2 = \frac{Lw}{5} = 3500/5 = 700mm$$

$$S2 = 3 * h = 3 * 300 = 900mm$$

$$select \longrightarrow 2\phi 12 \longrightarrow As = 2.26cm2$$

$$\frac{Av}{S2} = 0.625mm$$

$$\frac{226}{S2} = 0.75 \rightarrow S2 = 301.3mm(Control)$$

$$Select.....S2 = 25cm < Sreq. = 30.13cm$$

$$S2selected = 25cm < 75cm < 70cm$$

$$use....2\phi 10@25cm(c/c)in\ 2layer$$

Select 2Φ 12 / 25cm. In tow layer

4.13.4Design of the Vertical reinforcement:

$$\rho_{\min} = (0.0025 + 05(2.5 - \frac{hw}{lw})(\frac{Avh}{S_2 h} - 0.0025))S_1 h_1$$

$$\frac{h_w}{L_w} = \frac{11.75}{3.5} = 3.36 > 2.5$$

$$Avn = 0.0025 \times S_1 \times h_1$$

$$S_1 = \frac{1}{3} L_w = \frac{1}{3} \times 3.5 = 1166.7mm$$

$$S_1 = 3 \times h = 3 \times 300 = 900mm$$

$$Select\ 2\phi 14 With\ area\ As = 3.06mm^2$$

$$306 = 0.0025 \times S_1 \times 300$$

$$\therefore S_1 = 408mm(Control)$$

$$Select\ S_1 = 25cm < 40.8cm$$

$$S = 25cm$$

$$\longrightarrow Select\ 2\phi 14 / 25cm\ c/c$$

Select 2Φ 14 / 25cm. In tow layer

4.13.5Design of bending moment:

Mu = 6654.75 KN.m

$$\boldsymbol{C \geq \frac{l_w}{600 * (S_n / h_w)}}$$

Assume Sn/hw = 0.007

$$\boldsymbol{C \geq \frac{3.5}{600 * 0.007} = 0.833}$$

$$C_w = C - 0.1 \times L_w$$

$$C_w = 0.833 - 0.1 \times 3.5 = 0.483m$$

$$C_w = \frac{C}{2.0} = \frac{0.833}{2.0} = 0.4165m$$

$$Select\ The\ boundary\ element = 50cm > 48.3cm$$

$$As_{t} = \frac{Lw}{s1} \times As_{v} \longrightarrow = \frac{3.5}{0.25} \times 306 = 4284 mm^2$$

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

$$\frac{Z}{Lw} = \frac{1}{2 + (0.85 \times 0.85 \times 24 \times 3.5 \times 0.3) / (4284 \times 10^{-6} \times 420)} = 0.0825$$

$$Mu = 0.9 \times Fy \times 0.5 \times As_{t} \times Lw \times \left(1 - \left(\frac{Z}{Lw} / 2\right)\right) =$$

$$0.9 * 420 * 0.5 * 4284 \times 10^{-3} \times 3.5 * (1 - \frac{0.0825}{2}) = 2716.9 kN.m$$

$$Mu_{\text{Design}} = 6654.75 - 2716.9 = 3937.85 kN.m$$

$$Ast = \frac{Mu / \phi}{fy \times (Lw - Cw)} = \frac{3937.85 \times 10^{6} / 0.9}{420 \times (3500 - 500)} = 3472.53 mm^2$$

$$As = 3472.53 + (4 \times 113.04) = 3924.69 mm^2$$

$$\therefore Use \phi 20 \longrightarrow Select\ 14\phi 20 \quad \rightarrow As = 4396\, mm^2$$