بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنيك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

مشروع تخرج بعنوان :

التصميم الإنشائي لمنتدى المرأة الفلسطيني

فريق العمل :-

ميس المخارزه ولاء الطل

إشراف :-

د.ماهر عمرو

الخليل- فلسطين

عمل التصاميم و التفاصيل الإنشائية الكاملة لمنتدى المرأة الفلسطيني .

فريق العمل

ميس المخارزه ولاء الطل

إشراف

د.ماهر عمرو

ملخص المشروع

تتلخص فكرة هذا المشروع في التصميم الإنشائي لمنتدى للمرأة الفلسطينية ، المشروع عبارة عن منتدى خاص بالمرأة الفلسطينية في مدينة الخليل . المشروع عبارة عن طابقين تسوية وطابق ارضي بالإضافة الى مبنى الكافيتيريا . يتوفر في المشروع العديد من الاقسام والوحدات التي تخدم حاجات ومتطلبات المرأة الفلسطينية من قاعات تدريس ومسرح وقاعات موسيقى ومكتبة وقاعات رياضة تعمل على توفير الجو المناسب لممارسة كافة نشاطاتها السياسية والاقتصادية والدينية والثقافية والتعليمية ، حيث انه من الواضح ان الحاجة الى المشروع تكمن في الخدمة التي سيعود بها على افراد المجتمع وخاصة المرأة .

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

سيتم التصميم - إن شاء الله - بناءا على متطلبات كود الخرسانة الأمريكي (ACI _318) وستتم الاستعانة ببعض برامج التصميم الإنشائية وبرامج الرسم مثل Autocad2007, Office2007 , Atir , Safe وغيرها ومن الجدير بالذكر انه تم استخدام الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية وسيتم الاطلاع على بعض مشاريع التخرج السابقة ، و سيتضمن المشروع دراسة إنشائية تفصيلية من تحديد و تحليل للعناصر الإنشائية والأحمال المختلفة المتوقعة ومن ثم التصميم الإنشائي للعناصر و إعداد المخططات التنفيذية بناءً على التصميم المعد لجميع العناصر الإنشائية التي تكوّن الهياكل الإنشائية للمبنى.

والله ولي التوفيق

The Structural Design of the Forum of Palestinian Women

WORKING TEAM:

Wala Al-Tell Mais Makhrzeh

SUPERVISOR:

DR. MAHER AMRO

Project Abstract

The idea of this project is the structural design of a Forum of Palestinian women in Hebron City . The Forum were designed architecturally in 2010 . The project have three stores , second basement floor, first basement floor and ground floor . the center of building is included swimming pool . The under basement floor contain offices , waiting rooms , cafeteria , bath room , kitchen , elevator . The basement floor contain offices , waiting rooms , music rooms , drawing rooms , kitchen , class rooms and living rooms .The ground floor contain library , class rooms , offices , kitchen meeting rooms ,computer rooms , bath room and inside garden . The importance of the project come from the benefit that will come back to the society especially the women .

The structural analysis and design will be done in this project for the cafeteria and Forum . The design is based on (ACI_318) (design of reinforcement concrete) ,and by using several software programs such as Autocad2007 ,Office2007 , Atir ,etc .For the determination of live loads the Jordanian code of loads was 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

الموضوع	رقم الصفحة
الفصل الاول	١
المقدمة	٢
تعريف عام بالمشروع	٣
اسباب اختيار المشروع	٣
مشكلة البحث	٤
اهداف المشروع	٤
نطاق المشروع	٥
محتويات المشروع	٥
المخطط الزمني لمراحل العمل بالمشروع	٧
الفصل الثاني	٧
لمحة عامة عن المشروع	٨
دراسة معمارية لعناصر المشروع	٨
- النواحي المعمارية	١١
الواجهات	١٢
الفصل الثالث	١٤
المقدمة	١٥
هدف التصميم الانشائي	١٥
الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل	١٥
٣- الاحمال	١٦
٣-١ الاحمال الميتة	١٦
٣-٢ الاحمال الحية	١٦
٣-٣ الاحمال البيئية	١٧
العناصر الإنشائية	١٧
٤- العقدات:	١٨
٤-١ العقدات المصمتة	١٨
٤-٢ عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab):	١٨

٤ الجسور	١٨
٤ الأعمدة	١٩
٤ الجدران الخرسانية	١٩
٤ جدران التسوية والجدران الاستنادية	٢٠
٤ الأساسات	٢١
٤ الأدراج:	٢١
Chapter Four	٢٣
1- Introduction.	٢٤
2- Factored Loads	٢٤
3-Determination of thickness	٢٤
4- Load Calculation	٢٥
5- Design of Topping	٢٦
6- Design of rib (1) in the ground floor slab	٢٨
7- Design of Beam	٣٦
8- Design of Slender Column	٥٢
9- Design of one way solid slab	٥٤
10-Design of strip footing .	٦٠
11- Design of Isolated footing .	٦٣
12- Design of Shear Wall .	٦٩
13- Design of Basement Wall .	٧٢
14- Design of Stair .	٧٨

فهرس الجداول

رقم الجدول	اسم الجدول	رقم الصفحة
١-١	المخطط الزمني للمشروع الفصل الثاني	٦
١-٣	الكثافة النوعية للمواد المستخدمة اعتمادا على الكود الاردني	١٦
١-٤	Calculation of the total dead load for one way rib slab	٢٦

فهرس الأشكال والصور

رقم الشكل- الصورة	اسم الشكل – الصورة	رقم الصفحة
٢-٢-١	مخطط طابق التسوية الاول	٩
٢-٢-٢	مخطط الطابق التسوية الثاني	١٠
٢-٢-٣	مخطط الطابق الارضي	١١
٢-٣-١	كيفية الحركة خارج المبنى من خلال القاء نظرة على الموقع العام	١٢
٢-٤-١	الواجهة الشمالية	١٢
٢-٤-٢	الواجهة الشرقية	١٣
٢-٤-٣	الواجهة الغربية	١٣
٢-٤-٤	الواجهة الجنوبية	١٤
٣-١	عقدة العصب ذات الاتجاه الواحد	١٨
٣-٢	أشكال الجسور.	١٩
٣-٣	أحد أشكال الأعمدة.	١٩
٣-٤	جدار القص.	٢٠
٣-٥	جدار استنادي	٢٠
٣-٦	الاساسات	٢١
٣-٧	تسليح الأدراج	٢٢
٤-١	One way rib slab	٢٥
٤-٢	Toping of slab	٢٦
٤-٣	Rib (1).	٢٩
٤-٤	Spans length of rib (1).	٢٩
٤-٥	Moment diagram for rib 1-(KN.m).	٣٠
٤-٦	Shear diagram for rib 1-(KN).	٣٠
٤-٧	Beam location	٣٧
٤-٨	support reactions from rib 4	٣٧
٤-٩	support reactions from rib 5	٣٧
٤-١٠	The Distribution load on the beam	٣٩
٤-١١	Spans length of Beam	٤٠
٤-١٢	Moment diagram for Beam -(KN.m).	٤٠
٤-١٣	Shear diagram for Beam -(KN)	٤١
٤-١٤	support reaction from beam 1.5	٥٢

٥٥	1m strip of one way solid slab	٤-١٥
٥٥	shear diagram for 1m strip of one way solid slab -(KN).	٤-١٦
٥٧	Moment diagram for 1m strip of one way solid slab - (KN.m).	٤-١٧
٦٠	location of Strip footing	٤-١٨
٦٩	location of shear wall.	٤-١٩
٧٢	Basement Wall- diagram	٤-٢٠
٧٦	Stair's Section	٤-٢١

List of Abbreviations

- **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.
- **DL** = dead loads.
- **d** = distance from extreme compression fiber to centroid of tension reinforcement.
- **Ec** = modulus of elasticity of concrete.
- ***fy*** = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- **h** = overall thickness of member.
- **I** = moment of inertia of section resisting externally applied factored loads.
- ***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.
- ***M*** = bending moment.
- ***Mu*** = factored moment at section.
- ***Mn*** = nominal moment.

- **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.
- **Wu** = factored load per unit area.
- **Φ** = strength reduction factor.

الفصل الأول

١-١ المقدمة.

١-٢ تعريف عام بالمشروع .

١-٣ أسباب اختيار المشروع .

١-٤ أهداف المشروع.

١-٥ مشكلة البحث (المشروع) .

١-٦ نطاق المشروع (حدود المشروع) .

١-٧ محتويات المشروع .

١-٧ المخطط الزمني لمراحل العمل بالمشروع .

١-١ المقدمة :

لقد سطرت المرأة على مر العصور أسطرا من نور في جميع المجالات وبخاصة في المجتمعات الإسلامية .
والى الان فهي تشغل حيزا كبيرا في مجالات الحياة اليومية ، فهي تكدح وتساهم في اداء الكثير من المهام والتي من شانها تطوير المجتمعات وازدهارها . المرأة نصف المجتمع ،فهي الأم التي تقع على عاتقها مسؤولية تربية الأجيال القادمة وهي الزوجة والأخت والبنت التي تساهم في رعاية وتربية الأطفال وأفراد الأسرة ، لذلك لا يمكن إغفال دور المرأة في تنمية مجتمعاتنا ورقيها .

وحين ننظر إلى الدين الإسلامي نلاحظ انه أعطى صورة متكاملة عن دور المرأة ومكانتها في المجتمع . فالقرءان والحديث والاجتهادات المختلفة تعطي المرأة مكانة خاصة وتملي عليها حقوقها وواجباتها المترتبة عليها سواء أكانت زوجة أم أما .
لقد أصبح موضوع المرأة منبرا مهما في مجال الأبحاث والمؤتمرات لما لها من دور فعال في تنمية مجتمعاتنا ، إلا أنها تعاني الكثير من المشكلات الاجتماعية والثقافية والفكرية والرياضة وغيرها ، وبما أن النساء في مجتمعنا تعاني من تقصير المجتمع والمسؤولين في تلبية احتياجاتهن وتقديم الخدمات لهن ، بالرغم من أن نسبة عددهن تزيد عن النصف ، فلو أحسنا توظيف هذا النصف ووفرنا الأماكن المناسبة لقضاء أوقاتهن وتنمية مواهبهن وقدراتهن لأمكن ذلك من زيادة إنتاج البلد .

ومما لا شك فيه أن المرأة الفلسطينية تواجه الكثير من الصعوبات والتحديات في ظل وضعنا القائم ، والمجتمع الفلسطيني يختلف عن غيره من المجتمعات العربية من حيث الموروث الثقافي والبنية الاجتماعية والاقتصادية إضافة إلى ذلك سيطرة الصهاينة المعتدين على أرضنا أرض فلسطين وقيام الانتفاضات والكثير من الاعتداءات أدى ذلك كله إلى خلق معاناة وتحديات أدت إلى الحد من مشاركة المرأة في الكثير من مجالات الحياة .

ومن هذا نرى أن فلسطين من أحوج الدول لمثل هذا المشروع ، إذ أن المجتمع الفلسطيني بحاجة إلى تضافر كل الجهود من أجل السمو بوطننا الحبيب ، حيث أن للمرأة قدرة على شغل مهام عظيمة في كافة المجالات الاقتصادية والاجتماعية والسياسية .
وحيث أن الوعي الاجتماعي والنفسي والصحي يزداد يوما بعد يوم ، وبما أن لكل إنسان عقل وروح وجسد ، وعلى كل إنسان أن يعطي هذه الجوانب حقها حتى يكون فردا متوازنا سليما بدنيا وفكريا . لذلك كان لزاما علينا توفير منتديات لنسائنا وفتياتنا اللاتي يربين الأجيال القادمة لتكون كل واحدة منهن جزءا فاعلا في المجتمع .

تتطلب عملية التصميم عامة توفير جميع المتطلبات للمبنى المراد انشاؤه سواء من الناحية المعمارية التي تعنى بالمظهر العام للمبنى وكيفية توزيع الفراغات والمساحات داخله وربط الأقسام الخدمية المختلفة ببعضها البعض ، أو من الناحية الإنشائية التي تعنى بتوفير النظام الإنشائي القادر على التحمل الآمن للأحمال المؤثرة على المبنى مع مراعاة الناحية الاقتصادية الأبنى الممكنة لتشييد النظام الإنشائي بما لا يتعارض مع المتطلبات المعمارية المختلفة. كذلك لا بد من الأخذ بالاعتبار النواحي المتعلقة بالتمديدات الكهربائية بما يتلاءم مع طبيعة المشروع المنشأ وعناصره الميكانيكية كأنظمة التدفئة والتبريد والصرف الصحي.

يتكون المشروع من وحدتين رئيسيتين ، مبنى المنتدى بأقسامه ومستوياته المختلفة بالإضافة الى مبنى الكافيتيريا . حيث سيتم عمل التصميم الإنشائي لهاتين الوحدتين ، ولقد تم التصميم المعماري للمشروع من قبل : ايمان سكافي بإشراف الاستاذ صلاح شخشير .

يتضمن المشروع تصميم النظام الإنشائي لمنتدى يتكون من طابقين تسوية وطابق ارضي بالإضافة الي مبنى الكافيتيريا وهو مشروع اعتيادي من حيث توزيع العناصر الإنشائية كالأعمدة والجسور بما يتلاءم مع المخططات المعمارية ومن ثم تصميم هذه العناصر ابتداء من العقدات وانتهاء بالقواعد و الأساسات ومن ثم تجهيز المخططات الإنشائية التنفيذية وذلك من أجل الخروج بمشروع متكامل وقابل للتنفيذ.

١-٢ تعريف عام بالمشروع :-

المشروع هو عبارة عن منتدى للمرأة الفلسطينية ، بحيث يشكل معلما مهما يجتمع فيه أكبر عدد من أفراد المجتمع من النساء وذلك لأداء العديد من الفعاليات والنشاطات . وسيضم هذا المنتدى العديد من القاعات ويتضمن العديد من الفعاليات وذلك للمساهمة في تفعيل دور المرأة في مجتمعنا الفلسطيني لاسيما بعد الظروف القاسية والصعوبات التي واجهتها وأدت بذلك إلى الحد من فعالياتها ومشاركتها العديدة والمختلفة .

١-٣ أسباب اختيار المشروع

تعود أهمية اختيار المشروع إلى عدة أمور من أهمها اكتساب المهارة في التصميم الإنشائي لمختلف العناصر في المباني، وخاصة المباني المميزة كمشروع منتدى المرأة الذي نعرضه في هذا البحث. بالإضافة إلى زيادة المعرفة للنظم الإنشائية المتبعة في بلادنا، وكذلك اكتساب المعرفة العلمية والعملية المتبعة في تصميم وتنفيذ المشاريع الإنشائية والتي ستواجه فريق العمل بعد التخرج إن شاء الله .

هناك عدة أسباب دفعت إلى اختيار هذا المشروع ؛ منها أسباب تتعلق بطبيعة المشروع كونه منتدى للمرأة الفلسطينية المناضلة ، وأخرى تعود إلى أسباب شخصية يمكن تلخيصها على النحو التالي :-

الأسباب المتعلقة بطبيعة المشروع :-

١. التأكيد على اهمية و دور المرأة الفلسطينية في بناء المجتمع الفلسطيني حيث انها تمثل رمز النضال والصمود ضد الاحتلال الاسرائيلي .
٢. الحاجة لتوفير بناء متكامل تتوفر فيه كافة الاحتياجات التي تستحقها المرأة الفلسطينية تستطيع من خلاله ممارسة كافة النشاطات السياسية والاجتماعية والثقافية والتعليمية والدينية وإظهار ابداعاتها وطاقاتها .

الأسباب الشخصية :-

١- رغبة فريق المشروع بأن يكون المشروع إنشائيا .

٢- الرغبة في اكتساب مهارة التصميم الإنشائي من خلال الربط بين النواحي النظرية التي تم اكتسابها من المساقات المدروسة، وتطبيق ذلك فعليا في هذا المشروع وما يحتويه من عناصر إنشائية مختلفة ، وتصميم هذه العناصر بحيث تتناسب مع الأحمال الواقعة عليها ، مع مراعاة توفير عاملي المتانة و الاقتصاد .

٣- اكتساب الخبرة والمهارة في إعداد المخططات التنفيذية المختلفة مع مراعاة متطلبات السوق المحلي .

١-٤ مشكلة البحث (المشروع) :-

تتمثل مشكلة هذا المشروع في التحليل و التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية المكونة للمنتدى والكافيتيريا حيث تم اعتمادها لتكون ميدانا لهذا البحث ، وفي هذا المجال سيتم تحليل كل عنصر من العناصر الإنشائية مثل البلاطات والأعصاب والأعمدة والجسور ....الخ ، بتحديد الأحمال الواقعة عليه ، ومن ثم تحديد أبعاد العناصر المختلفة ، مع الأخذ بعين الاعتبار عامل الأمان المنشأ المنصوص عليه في الكود الأميركي (ACI_318)، ومن ثم سيتم عمل المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها ، لإخراج هذا المشروع من حيز الدراسة إلى حيز التنفيذ .

١-٥ أهداف المشروع :-

١. أهداف معمارية :-

الناحية الجمالية والمعمارية للمبنى هي العلامة الاولى للفت انتباه المواطنين والزوار ، فالطابع المعماري الجميل يدل على تطور الذوق المعماري كما ان استخدام الخطوط المنحنية في المشروع واستخدام الشكل الدائري يعكس الطابع الانثوي ويعطي شعورا بالراحة والانسيابية ، ولا يقتصر هذا الذوق على المظهر الخارجي فقط وإنما ينعكس ايضا على الفراغات الداخلية من حيث التقسيم الداخلي للمنشأة بشكل مدروس ومنتظم ، مما يؤدي الى سهولة الحركة والاستعمال للمستخدم ، بالإضافة الى ذلك التمتع بالنواحي الجمالية التي يضيفها المهندس المعماري على المبنى من الداخل .

٢. أهداف انشائية :-

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

٢. العمل على توظيف كافة المعلومات المكتسبة أثناء حياتنا الدراسية من خلال المساقات المختلفة من اجل الوصول إلى مشروع متكامل.

٣. التعرف على نماذج وطرق إنشائية جديدة لم تكتسب خلال الدراسة ومعرفة كيفية التعامل معها حسب الحاجة.

و بذلك يمكن أن يعد المشروع بمثابة مرجع متكامل في مجال التحليل والتصميم لمختلف العناصر الإنشائية في المباني لما يحويه من أمثلة وتطبيقات على هذه الموضوعات.

١-٦ نطاق المشروع (حدود المشروع):

سوف تقتصر الدراسة في هذا المشروع على إعداد المخططات الإنشائية الهندسية المطلوبة للعناصر الإنشائية المختلفة والمكونة للمنتدى ومبنى الكافيتيريا ، بحيث تتوافق هذه التصاميم مع التصاميم المعمارية المعدة مسبقاً.

١-٧ محتويات المشروع :-

الفصل الأول:

وهو عبارة عن مقدمة عن المشروع ، يحوي في طياته نظرة عامة عن المشروع والدوافع التي ساعدت على اختيار هذا المشروع والخطوات المتبعة في اعداده .

الفصل الثاني:

ويعرض هذا الفصل وصفا معماريا عن المنشأ الذي سيتم دراسته من حيث المساقط الافقية والراسية والمساحات والواجهات ... الخ .

الفصل الثالث:

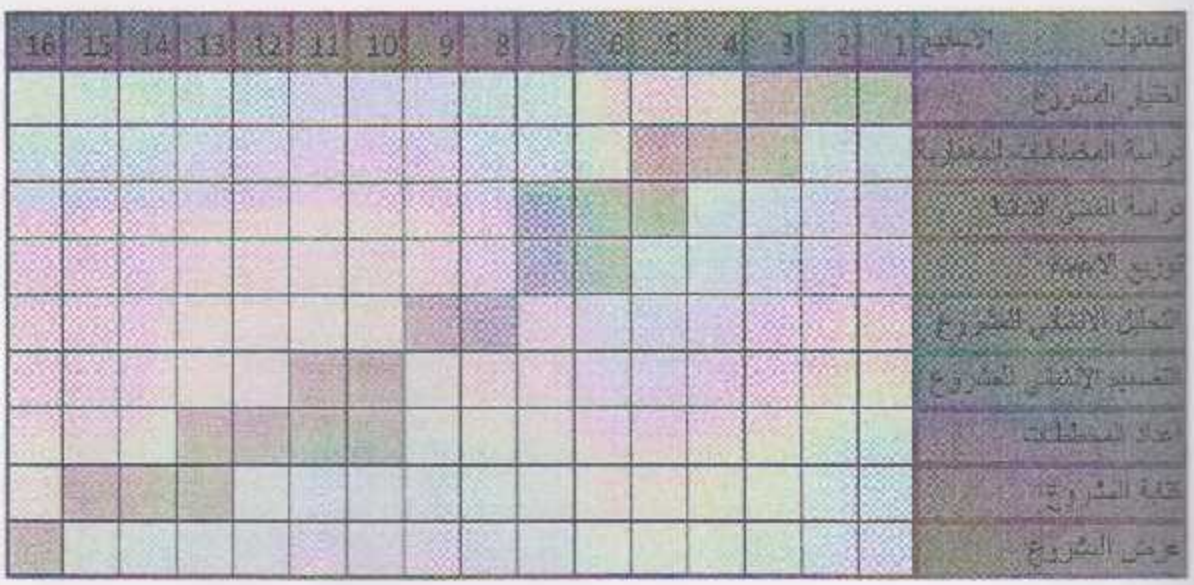
وسيتم في هذا الفصل عرض النظام الانشائي الذي سنتبعه في تصميم المنشأ ، ويشمل الجسور والأعصاب والعقدات والأعمدة ... الخ .

الفصل الرابع:

يحتوي هذا الجزء على التحليل والتصميم لعناصر المبنى ، حيث يوضح هذا الفصل كيفية حساب الاحمال الواقعة على هذا المبنى ، بالإضافة الى تصميم ابعاد وحديد التسليح لهذه العناصر الانشائية ،علما بأنه سيتم اعتماد الكود الامريكي في تصميم العناصر الانشائية من الخرسانة المسلحة .

١-٨ المخطط الزمني لمراحل العمل بالمشروع:

يبين الجدول رقم (١-١) المخطط الزمني لمراحل العمل بالمشروع وفق الخطوات المقترحة للعمل خلال الفصل الدراسي الاول



الجدول (١-١): المخطط الزمني للمشروع الفصل الاول

الفصل الثاني

الوصف المعماري للمشروع

٢-١ لمحة عامه عن المشروع.

٢-٢ دراسة عناصر المشروع.

٢-٣ النواحي المعمارية.

٢-٤ الواجهات.

٢-١ لمحة عامة عن المشروع:

المشروع هو عبارة عن منتدى للمرأة الفلسطينية ، بحيث يشكل معلما مهما يجتمع فيه أكبر عدد من أفراد المجتمع من النساء وذلك لأداء العديد من الفعاليات والنشاطات .

سيقدم هذا البحث لمحة مختصرة عن منتدى المرأة وما يتضمنه من محتويات وسيتم أيضا اختيار قطع أراضي في أماكن بحيث يسهل الوصول إليها وتخدم أكبر عدد من فئات المجتمع .

وسيضم هذا المنتدى العديد من القاعات ويتضمن العديد من الفعاليات وذلك للمساهمة في تفعيل دور المرأة في مجتمعنا الفلسطيني لاسيما بعد الظروف القاسية والصعوبات التي واجهتها وادت بذلك إلى الحد من فعالياتها ومشاركاتها العديدة والمختلفة .

٢-٢ دراسة معمارية لعناصر مشروع المنتدى :

يتكون المنتدى من الأجزاء الرئيسية التالية:

قسم الإدارة :- ويتضمن صالة المدخل وغرفة المدير وغرفة السكرتيرة وغرف الموظفين ولجنة النشاطات والاستعلامات وصالة الاستقبال وعيادة طبية وغرفة الأمن والحماية ودورات مياه وذلك بمساحة إجمالية حوالي ٤١٥ متر مربع .

القسم التعليمي الثقافي :- ويتضمن القاعات التدريسية وقاعة المطالعة وقاعة متعددة الإغراض وذلك بمساحة إجمالية حوالي ٧٤٠ متر مربع .

قسم الحرف اليدوية :- ويتضمن المعرض وقاعات الحرف اليدوية وقاعة الرسم الحر وصالة الموسيقى وذلك بمساحة إجمالية حوالي ١١٣٥ متر مربع .

قسم الرياضة والترفيه :- ويتضمن قاعة الرياضة البدنية والمسبح وذلك بمساحة إجمالية حوالي ٧٧٠ متر مربع .

الكافيتريا :- وتضم قاعة طعام والمطبخ و مخزن وذلك بمساحة إجمالية حوالي ٢٢٠ متر مربع .

الحضانة والروضة :- وتضم صالة انتظار وغرفة المديرة وغرف المشرفات وغرفة العاب وغرفة حضانة ودورات مياه وذلك بمساحة إجمالية حوالي ١١٥ متر مربع .

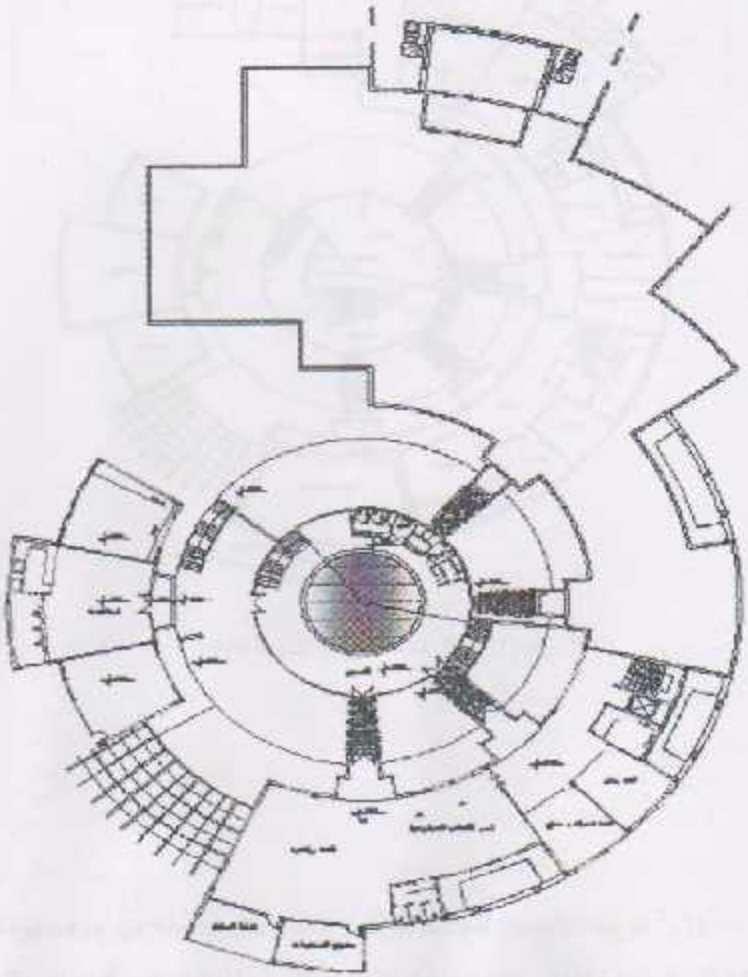
ومن خلال دراسة المساحة لقراعات المنتدى وليتماشى ارتفاع المبنى مع مستوى النظر في منطقة أرض المشروع

المقترحة ولتوزيع المساحة والفراغات بشكل مناسب مع المساحة الكلية للمبنى من المتوقع أن يكون ارتفاعه ثلاثة طوابق ، طابقين تسوية وطابق ارضي بمساحة طابقية تقدر بحوالي ٣٣٩٥ متر مربع .

٢-٢-١ مستويات المنتدى وفعالياته :

❖ **طابق التسوية الأول :**

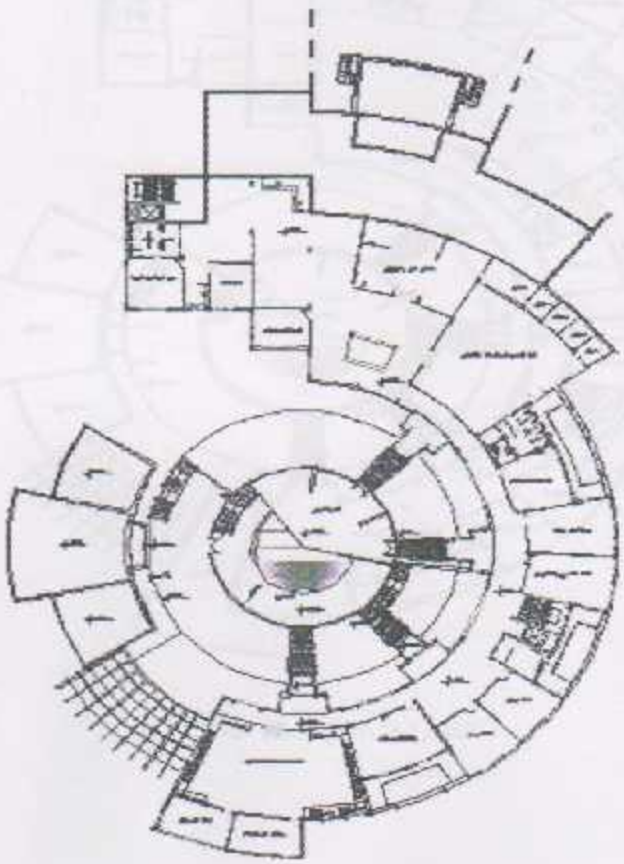
تبلغ مساحة هذا الطابق ١٠٤٥ م^2 تقريبا ، يتكون هذا الطابق من الكافيتيريا والمسبح وقاعة تدليك وقاعة بخار وقاعة بخار وقسم الألعاب الترفيهية وقاعة رياضة بالإضافة إلى الحمامات وغرفة مسؤول ومخزن للمنتجات .



شكل رقم (٢-٢-١): مخطط طابق التسوية الثاني

❖ طابق التسوية الثاني :

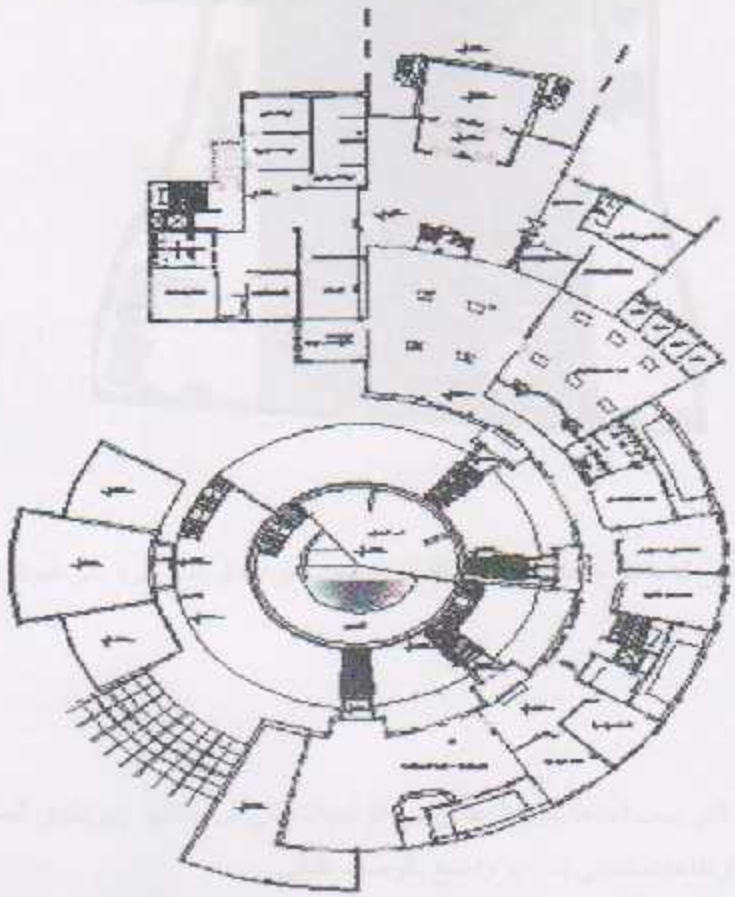
تبلغ مساحة هذا الطابق ٩٥٠ م^2 ، تم استغلال هذا الطابق كمخازن للمنتجات والنفايات وقاعة الصناعات الغذائية وصالة موسيقى وقاعات رسم وقاعة نسيج وتطوير ومشغل فخار وخزف وقاعة تجميل وقص وقاعة رسم على المرايا والقماش ومشغل فش وخيزران بالإضافة إلى لجنة النشاطات وغرفة المسؤول .



الشكل رقم (٢-٢-٢): مخطط طابق التسوية الاول

❖ الطابق الأرضي :

وتبلغ مساحة هذا الطابق ١٤٠٠م^2 تقريبا ، يتضمن هذا الطابق قسم الإدارة بكل فعالياته من غرف موظفين و غرفة المدير والسكرتارية وغيرها بالإضافة إلى المكتبة وقاعات التدريس وقاعة محو الأمية وقاعة تسليح كمبيوتر وقاعة تثقيف صحي وحمامات وقاعة متعددة الإغراض بالإضافة إلى قسم الحضانة والروضة ومصلى .

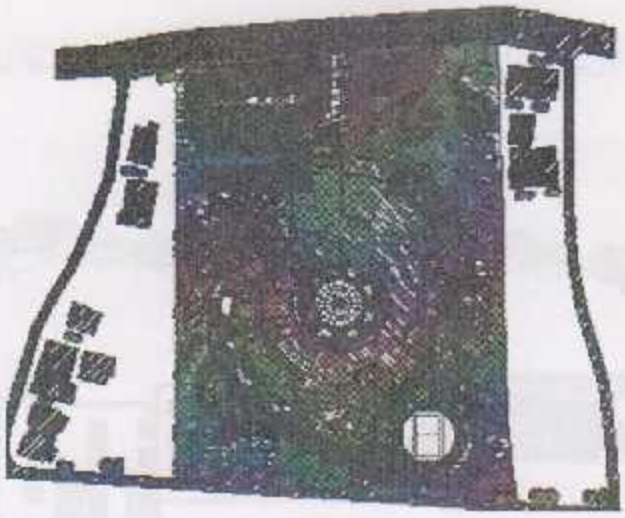


الشكل رقم(٢-٣-٣) مخطط الطابق الأرضي

٢-٣ النواحي المعمارية:

❖ الحركة :

تتعدد أشكال الحركة في المبنى ، حيث تم مراعاة الراحة والأمان والسهولة في الحركة ، والتي تتمثل خارجيا في الوصول إلى المنتدى و داخليا بالحركة الأفقية والعمودية ، حيث ان الحركة الافقيه تتم من خلال ردهة ممرات داخل المنتدى بشكل سلس ومباشر بناء على اهمية العلاقات بين الفراغات. اما الحركة العمودية في المبنى فهي متمثلة في وجود مصعدين منفصلين بالاضافة الى الادراج لتسهيل الحركة العمودية في المبنى .



الشكل (٢-٣-١) يوضح لنا بشكل مفصل كيفية الحركة خارج المبنى من خلال إلقاء نظرة على الموقع العام .

٢-٤ الواجهات:

إن من أهم الصور المعمارية التي يجب أخذها بعين الاعتبار هي الواجهات التي من خلالها يتم إظهار الصوره المعمارية للمبنى بالإضافة إلى معرفة ارتفاعات المبنى كما هو واضح بالوصف التالي :-

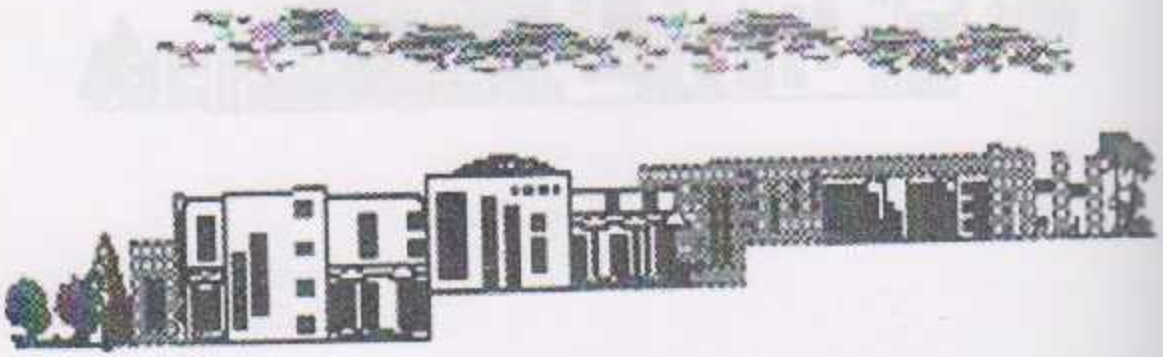
- **الواجهة الشمالية :**

عند النظر إلى الواجهة الرئيسية (الشمالية) يظهر الإبداع المعماري في تنوع الكتل المعمارية ذات المناسيب المتفاوتة والتي أضافت طابع جمالي للواجهة .

الشكل رقم(٢-٤-١): الواجهة الرئيسية (الشمالية)

- الواجهة الشرقية :

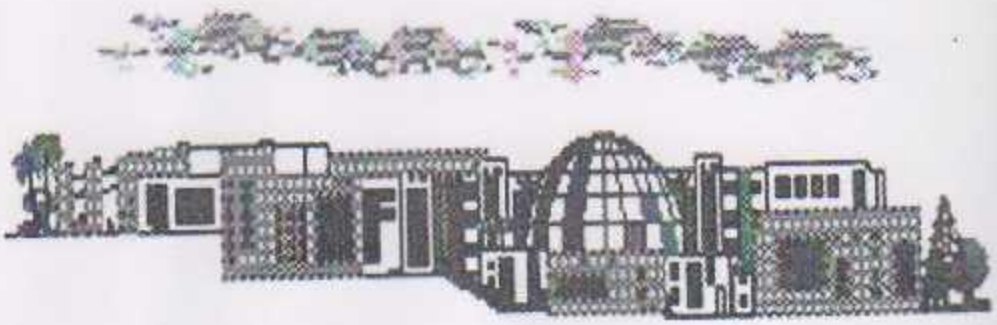
عند النظر في الواجهة الجنوبية الغربية يظهر فيها الإبداع المعماري الذي يتمثل في تنوع الحجر بالإضافة إلى البروزات المعمارية المميزة.



الشكل (٢-٤-٢) الواجهة الشرقية

- الواجهة الغربية :-

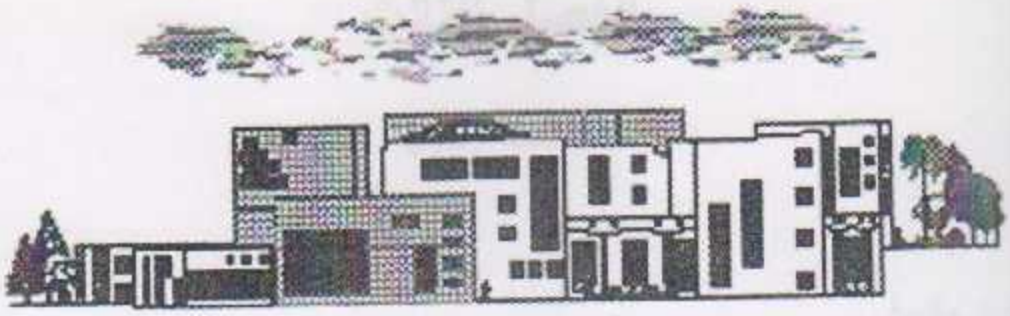
ويظهر في هذه الواجهة جليا الكتل واختلاف المناسيب مما أضفى رونقا جماليا على المظهر المعماري إضافة إلى استعمال أكثر من نوع للحجر بالتنسيق مع لون الزجاج الظاهر في الواجهة.



الشكل (٢-٤-٣) الواجهة الغربية

- الواجهة الجنوبية :

تظهر في هذه الواجهة إحدى واجهات المسرح التي تميزت بالبروز المعماري الذي أضفى عليها منظرا مميزا إضافة إلى استخدام أنواع مختلفة من الحجر وبروز نظام الكتل المختلفة.



الشكل رقم (٢-٤-٤): الواجهة الجنوبية

الفصل الثالث

الدراسات الإنشائية

٣-١ مقدمة

٣-٢ هدف التصميم الإنشائي

٣-٣ الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل

٣-٣-١ الأحمال

٣-٣-٢ الأحمال الميتة

٣-٣-٣ الأحمال الحية

٣-٣-٤ الأحمال البيئية

٣-٤ العناصر الإنشائية المستخدمة

٣-٤-١ العقدات

٣-٤-٢ الجسور

٣-٤-٣ الأعمدة

٣-٤-٤ الجدران الحاملة (جدران القص)

٣-٤-٥ الجدران الاستنادية

٣-٤-٦ أساسات

٣-٤-٧ الأدراج

٣-١ مقدمة:

بعد إتمام دراسة المشروع معماريا لابد من تطبيق جميع الأفكار والمقترحات المعمارية للمبنى من خلال تصميم إنشائي يلبي هذه الأفكار والمتطلبات ، والهدف الرئيسي لعملية التصميم الإنشائي هو ضمان وجود مزايا التشغيل الأمن فيه مع الأخذ بعين الاعتبار الابعاد الاقتصادية له.

يعتمد التصميم الإنشائي بشكل أساسي على تصميم كافه العناصر الانشائيه بحيث تقاوم كافه الأحمال التي تؤثر عليها وبالتالي يجب وصف كافه هذه العناصر وصفا دقيقا يلبي متطلبات الحسابات الإنشائية لهذا المشروع بالاضافه للحفاظ على الطابع المعماري وعدم تغييره .

٣-٢ هدف التصميم الإنشائي :

يعتبر الهدف الرئيسي للتصميم الإنشائي هو إنتاج مبنى آمن متكامل ومترابط يلبي جميع نواحي الاستخدام والنواحي الهندسية والإنشائية ، ومقاوم للمؤثرات الخارجية البيئية من زلازل ورياح وهبوط للتربة ، لذلك لابد من تحديد العناصر الإنشائية ويكون ذلك بناءً على ما يلي:

- عامل الأمان (Safety factor): ويتحقق هذا العامل من خلال اختيار مقاطع إنشائية قادرة على تحمل كافة القوى والأحمال والاجهادات الواقعة عليها.
- التكلفة الاقتصادية (Economy Cost):ويتحقق هذا العامل بالاعتماد على نوع المواد المستخدمة في البناء بحيث تكون مناسبة التكلفة وتلبي الغرض المستخدمة لأجله.
- حدود صلاحية المبنى للتشغيل (Serviceability) من حيث تجنب أي هبوط زائد (Deflection) و تجنب التشققات (Cracks) المثيرة لإزعاج المستخدمين.
- الشكل و النواحي الجمالية للمنشأ.

٣-٣ الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل:

إن من أهم الأعمال للقيام بعملية التحليل والتصميم هو القيام بالدراسة النظرية للمشروع للوصول إلى أفضل ما يكون من عمليات التحليل والتصميم، ويكون ذلك بعد دراسة العناصر الإنشائية بشكل كامل للمبنى وتحديد الأحمال الواقعة على كل عنصر للوصول إلى التصميم المتين والآمن وطريقة العمل المناسبة.

١-٣-٣الاحمال:

هناك مجموعة من الأحمال واقعة على العناصر الإنشائية التى سوف يتم تصميمها بحيث تكون قادرة على تحملها ومقاومتها دون حدوث انهيار للمنشأة، وتنقسم هذه الأحمال إلى قسمين :

١- الأحمال الرئيسية (المباشرة) :وهذه الأحمال تتضمن الأحمال الميتة والأحمال الحية والأحمال البيئية .
٢- الأحمال الثانوية (غير المباشرة) : وتشمل انكماش الجفاف للخرسانة ، والتأثير الحراري والزحف وهبوط الأساس.

لذلك تجب الدقة المتناهية في حسابات الأحمال، حيث أن الخطأ في مثل هذه الحسابات يؤثر سلبا على التصميم الإنشائي وقد يكون هذا الخطأ فادحا وقد يؤدي إلي خسائر بشريه ومادية.

١-١-٣-٣ الأحمال الميتة:

هي أحمال تنجم عن وزن المبنى الذاتي الذي يتكون من أوزان مواد البناء المستخدمة حيث تتضمن جميع العناصر الإنشائية و التجهيزات الثابتة فهي أحمال تلاصق المبنى بشكل دائم، ثابتة المقدار والاتجاه.
وفيما يتعلق بالكثافة النوعية للمواد المستخدمة فهي كالتالي:

الرقم المتسلسل	المادة المستخدمة	الكثافة المستخدمة (NN/m^3)
١	المونة والبلاط	٢٢
٢	الطمم	١٨
٣	الخرسانة	٢٥
٤	الطوب	٩
٥	القصارة	٢٢
٦	الرمل	١٧

جدول (٣-١) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة اعتمادا على الكود الأردني

٢-١-٣-٣ الأحمال الحية:

وهي الأحمال التي تتغير من حيث المقدار والموقع خلال عمر المبنى، والتي تؤثر بشكل رأسي، وتوضع بشكل مؤقت ويمكن إزالتها ومن هذه الأوزان:

١. الأجهزة والمعدات.
٢. وزن الأثاث.
٣. القواطع المتحركة .
٤. واهم ما يمثلها الأشخاص.

واعتمادا على الكود الأردني تم تحديد الحمل الحي ب $5\ KN/m^2$.

٣-١-٣-٣ الأحمال البيئية:

وهذه الأحمال تتمثل في:-

١-الرياح: عبارة عن قوى أفقية تؤثر على الواجهات الخارجية للمبنى وقوى عمودية تؤثر على أسقف المبنى ،وتكون موجبة إذا كانت ناتجة عن ضغط وسالبة إذا كانت ناتجة عن شد، وتقاس بوحدة الضغط. وتحدد أحمال الرياح اعتمادا على سرعة الرياح القصوى وارتفاع المبنى عن سطح الأرض، والموقع من حيث الإحاطة من مباني سواء كانت مرتفعة أو منخفضة، والعديد من العوامل الأخرى .أحمال الزلازل اعلى من أحمال الرياح ولذلك سوف يتم اخذ أحمال الزلازل فقط بعين الاعتبار.

٢-الثلوج : هي الأحمال التي يمكن أن يتعرض لها السقف بفعل تراكم الثلوج، ويمكن تقييم أحمال الثلوج على الأسس التالية:

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

لقد تم اعتماد حمل حي يبلغ $5\ kN/m^2$ للأسقف وهذه القيمة أعلى من قيمة الثلوج ولذلك سوف يتم اخذ الأحمال الحية فقط بعين الاعتبار.

٣-الزلازل: أهم الأحمال البيئية عبارة عن قوى أفقية وعمودية تؤثر على المبنى يتولد عنها عزوم منها عزم الالتواء وعزم الانقلاب، ويتم مقاومتها باستخدام جدران القص المصممة بمقطع و تسليح كافي ، تضمن سلامة المبنى عند تعرضه لمثل هذه الأحمال لذا يجب مراعاتها في عملية التصميم لتقليل الخطورة والمحافظة على أداء المبنى لوظيفته أثناء الزلازل.

٣-٤ العناصر الإنشائية:

كل مبنى يتكون عادة من مجموعة من العناصر الإنشائية التي تترابط مع بعضها لتحافظ ع سلامة المبنى وضمان استمراريته، ومن أهم هذه العناصر العقدات والجسور والأعمدة والجدران الحاملة والأساسات وغير ذلك.

٤-٣-١ العقدات:

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

لقد تم اختيار نوعين مختلفين من البلاطات الخرسانية كما يلي :-

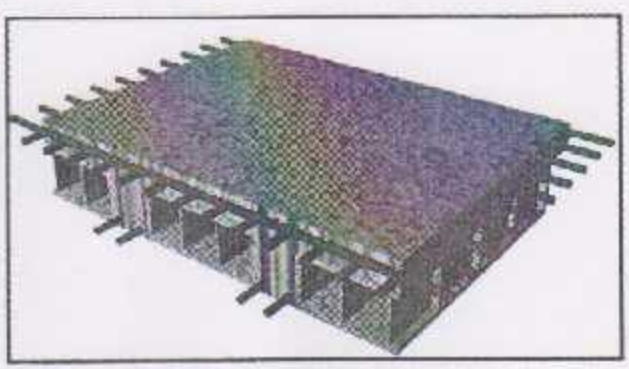
١) العقدات المصمتة (Solid Slabs).
٢) عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab) .

٤-٣-١-١ العقدات المصمتة (Solid Slabs) :

وينقسم هذا النوع من البلاطات إلى قسمين وهما: بلاطات مصمتة ذات اتجاه واحد، بلاطات مصمتة ذات اتجاهين وقد تم استخدام النوع الأول من هذه البلاطات في عقدات بيت الدرج وباقي عقدات المنتدى ، أما النوع الثاني فقد تم استخدامه كعقدة لمدخل المنتدى .

٤-٣-١-٢ عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab):

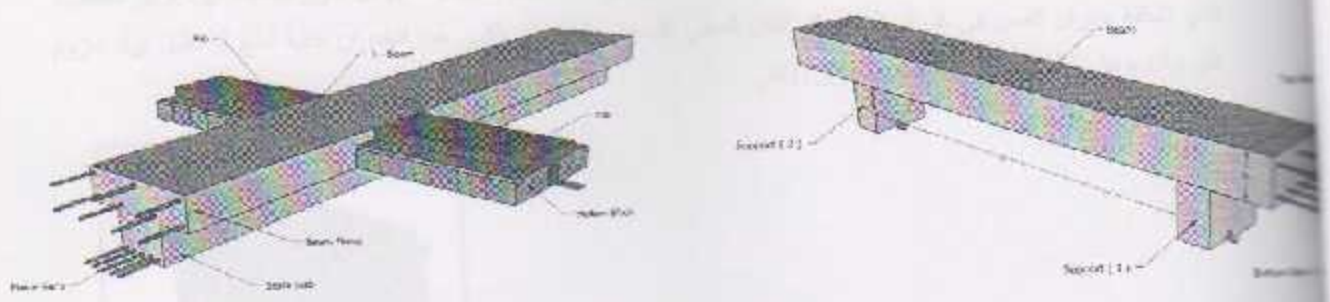
لقد تم استخدام هذه البلاطات في جزء من الطابق الأرضي للمشروع فيما عدا ما ذكر سابقا بسبب العامل الاقتصادي.



الشكل رقم(٣-١): عقدة العصب ذات الاتجاه الواحد

٤-٣-٢ الجسور:

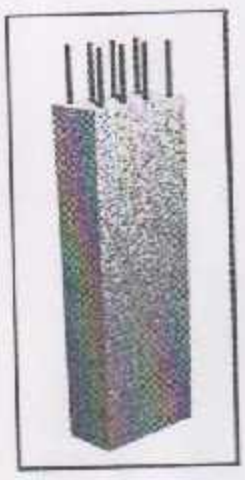
وهي عناصر إنشائية أساسية في نقل الأحمال من الأعصاب داخل العقدة إلى الأعمدة ،وهي نوعين، جسور مستورة _ أي مخفية داخل العقدات _ والجسور الساقطة "Dropped Beams" وهي التي تبرز عن العقدة من الأسفل، ونظرا للمسافات المتباعدة بين الأعمدة في المبنى المراد تصميمه في هذا المشروع ، فضلا عن الأحمال الكبيرة ، فإن الجسور التي سوف تستخدم في العقدة ستكون من كلا النوعين حسب المسافات بين الأعمدة والحمل على الجسر.



الشكل رقم (٣-٢): أشكال الجسور.

٣-٣-٤ الأعمدة:

تعتبر الأعمدة العنصر الرئيس في نقل الأحمال من العقدات والجسور ونقلها إلى الأساسات، وبذلك فهي عنصر إنشائي ضروري لنقل الأحمال وثبات المبنى. لذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على حمل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها . وأما بالنسبة إلى الأعمدة المستخدمة في هذا المنشأ فهي متنوعة من حيث الشكل فمنها ما هو دائري وأخرى مستطيلة الشكل، فهناك ما هو من الخرسانة المسلحة وأخرى من الحجر ويبين الشكل (٣-٣)عدد من مقاطع الأعمدة.

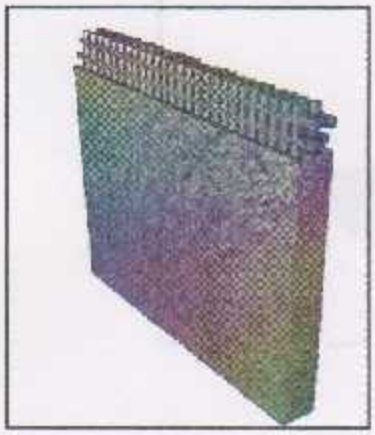


الشكل رقم(٣-٣): أحد أشكال الأعمدة.

٣-٣-٤ الجدران الخرسانية :-

وهي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى العمودية والأفقية الواقعة عليها.حيث أن جدران القص((shear wall)تستخدم بشكل أساسي لمقاومة الأحمال الأفقية مثل قوى الرياح والزلازل .وقد تم تحديد الجدران المقاومة في المبنى وتوزيعها بشكل مدروس في كامل المبنى ، وتتمثل جدران القص بجدران بيت الدرج ، وجميع الجدران التي تبدأ من أساسات المبنى . وتعمل ايضا على تحمل

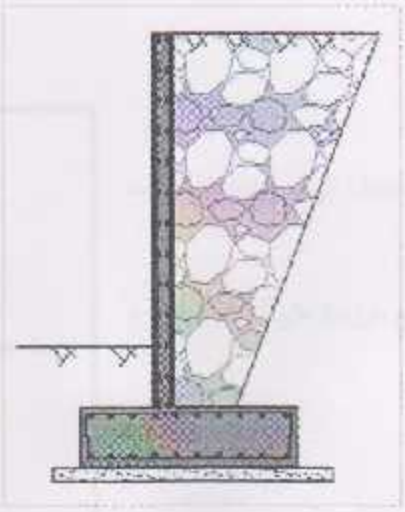
مقاومة الأوزان الرأسية المنقولة إليها .ويجب توفر جدران القص في الاتجاهين بشكل يضمن أن تكون المسافة بين مركز المقاومة الذي تشكله جدران القص في كل اتجاه ومركز الثقل للمبنى أقل ما يمكن .وان تكون هذه الجدران كافية لمنع أو تقليل تولد عزوم التي وآثاره على جدران المبنى المقاومة للقوى الأفقي.



الشكل رقم(٣-٤): جدار القص.

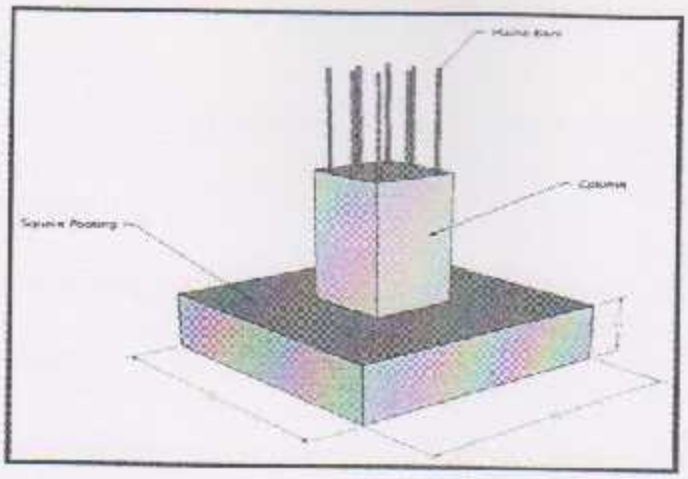
٣-٤: جدران التسوية والجدران الاستنادية :

وهي عبارة عن العناصر الإنشائية التي تقوم بمقاومة أحمال التربة التي تؤثر على المبنى خاصة في الطوابق التي تقع تحت منسوب سطح الأرض.



الشكل(٣-٥) جدار استنادي

٣-٤-٦ الأساسات:



الشكل رقم(٣-٦)

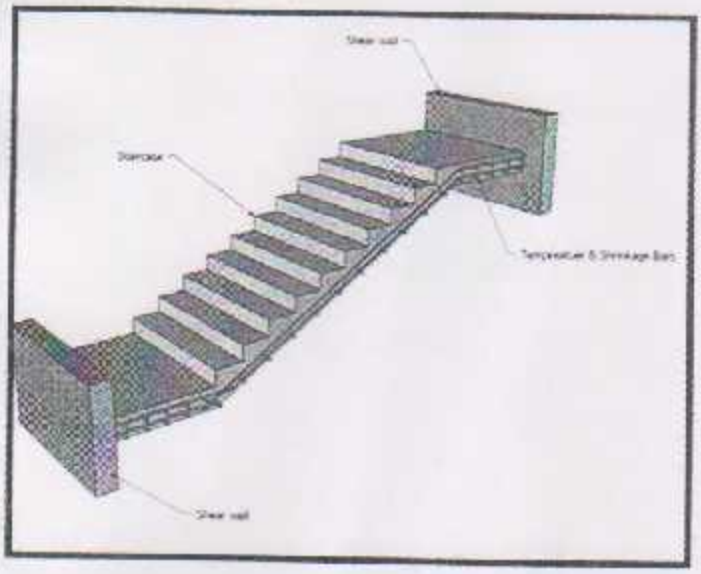
بالرغم من أن الأساسات هي أول ما يبدأ بتنفيذها عند بناء المنشأ، إلا أن تصميمها يتم بعد الانتهاء من عملية تحليل كافة العناصر الإنشائية الأخرى.

ولمعرفة الأوزان والأحمال الواقعة عليها ، فإن الأحمال الواقعة على العقدة تنتقل إلى الجسور ثم إلى الأعمدة وأخيرا إلى الأساسات ، وتكون هذه الأحمال هي الأحمال التصميمية للأساسات، و بناءا على الأحمال الواقعة عليها وطبيعة التربة يتم تحديد نوع الأساسات المستخدمة ، ومن المتوقع استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعا للأحمال الواقعة على كل أساس ونوعية التربة.

٣-٣-٤ الأدراج:

عبارة عن عناصر معمارية تستخدم للانتقال الرأسي بين المستويات المختلفة المناسب.

وتم استخدامها في المشروع بشكل واضح موزعة على أرجاء المشروع ويتم تصميمها كبلاطات مصمتة.



الشكل رقم(٣-٧): تسليح الأدراج

Chapter Four (4)

Structural Analysis and Design

4 – 1 Introduction.

In This Project, there are two types of slabs: solid slabs, and one-way ribbed slab. 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, moment ,and deflections for ribbed slabs, and then hand calculation would be made to find the required reinforcement area for selected 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 of (ACI_318) code .

4 .2 : Factored Loads.

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

$$q_u = 1.2DL + 1.6L.L \qquad ACI-318-05$$

DL: Dead Load .

LL: Live Load .

4.3 Determination of Thickness of Slab

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.

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

Spans from left to right for one way slab:

$$\frac{L}{18.5} = \frac{6.77}{18.5} = 0.36\,m \quad \text{(for exterior span)} \qquad ACI\text{-}318\text{-}05$$

$$\frac{L}{21} = \frac{7.83}{21} = 0.37\ \text{m} \quad \text{(for interior span)}$$

Take h = 35 cm .

4.4: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:

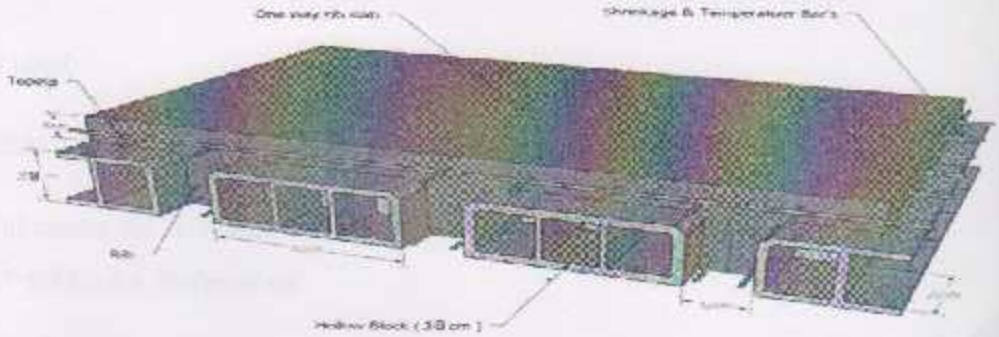


Fig. (4-1) One way rib slab

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

No.	Parts of Rib	Calculation	
1	Rib	0.12*0.27*25 =	0.81 KN/m
2	Top Slab	0.08*0.52*25 =	1.04 KN/m
3	Plaster	0.03*0.52*23 =	0.359 KN/m
4	Block	0.27*0.4*9.0 =	0.972 KN/m
5	Sand Fill	0.07*0. 52*17 =	0.619 KN/m
6	Tile	0.03*23*0.52	0.359 KN/m
7	Mortar	0.03*23*0.52	0.359 KN/m
8	partitions	2.3*0.52	1.196 KN/m
			5.714 KN/m

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

Total Dead Load:

$D.L._{total} = 0.81 + 1.04 + 0.359 + 0.972 + 0.619 + 0.359 + 0.359 + 1.196 = 5.714$ KN/m of rib

For cultural center the live load is 5 kN/m²

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

4.5 Design of Topping:

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

Dead load for topping =

$0.03 \times 23 \times 1$ (tiles)

$+ \quad 0.03 \times 23 \times 1$ (mortar)

$+ \quad 0.07 \times 17 \times 1$ (sand)

$+ \quad 0.08 \times 25 \times 1$ (slab)

$+ \quad 2.38 \times 1$ (partition) = 6.84 KN/m

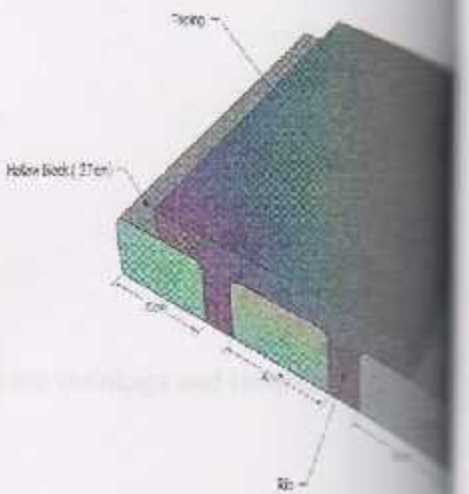


Fig. (4-2) Toping of slab

Live Load = 5×1 = 5 KN/m. (for Stores)

Wu = (1.2 * 6.84) + (1.6 * 5)

= 12.6 KN/m

→ For a one meter strip Wu = 12.6 KN/m

Assume slab fixed at supported points (ribs):

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

$$Mu = \frac{16.2 * 0.4\text{^}2}{12} = 0.216 \text{ KN.m}$$

ACI-318-05 $\qquad fr = 0.42 \times \sqrt{fc'(MPa)}$

$$fr = 0.42 \times \sqrt{24}(MPa) = 2.057\,MPa = 2.057 * 1000 = 2057.57\,KN/m^2$$

Mn = fr * s

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{1.00 \times (0.08^2)}{6} = 1.06 \times 10^{-3}\,m^3$$

Mn = 2057.57* 1.06×10^{-3} = 2.181 KN.m

Φ Mn = 0.55 * 2.181= 1.19956 KN.m

Φ Mn = 1.19956 KN.m > Mu = 0.216 KN.m

The strength of plain concrete section > loaded section .

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

For the shrinkage and temperature reinforcement

$\rho = 0.0018 \qquad$ *ACI-318-08 (7.12.2.1)*

$As = \rho \times b \times h = 0.0018 \times 1000 \times 80 = 144\ mm^2$

Try bars8 with As = 50.27

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

$As\phi 8$ 50.27

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

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

1) 3h = 3*80=240mm.....control ACI-318-08 (10.5.4) 2) 450mm

3) $\left(\frac{280}{fs}\right) - 2.5C_c = 386\left(\frac{280}{\frac{2}{3}\times 420}\right) - 2.5 \times 20 = 330mm$ but

$s < 300$ $\left(\frac{280}{fs}\right) = 300\left(\frac{280}{\frac{2}{3}\times 420}\right) = 300mm$ ACI-318-08 (10.6.4)

4) Take 8 @200mm in both direction S= 200mm<Smax =240mm.....ok

Use 8 @ 20 cm

4.6 Design of Rib (1):

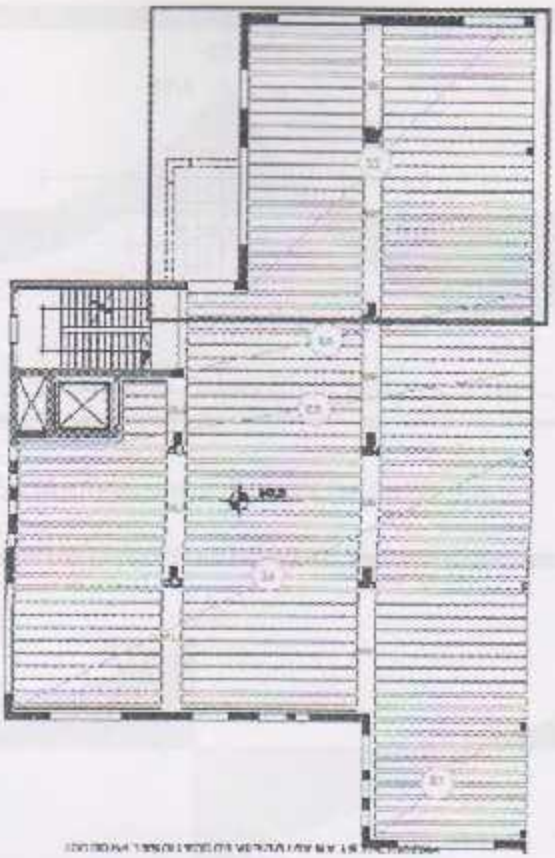


Fig. (4 - 3) rib (1).

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

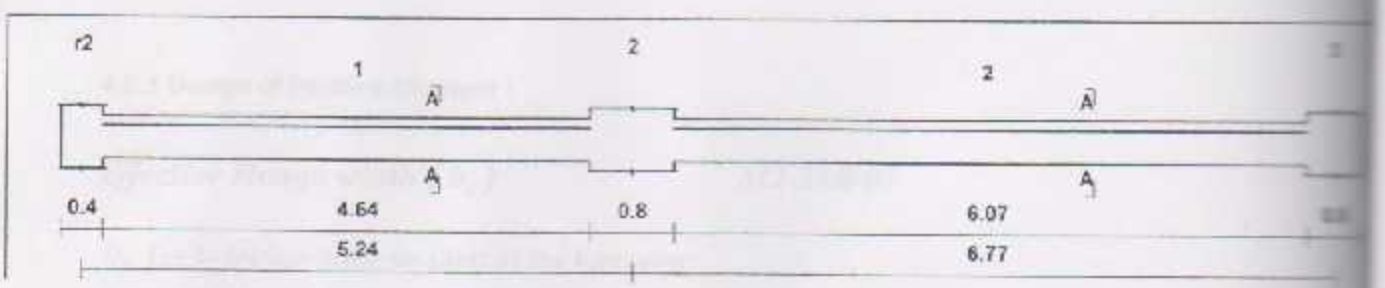


Fig. (4 - 4) Spans length of rib (1).

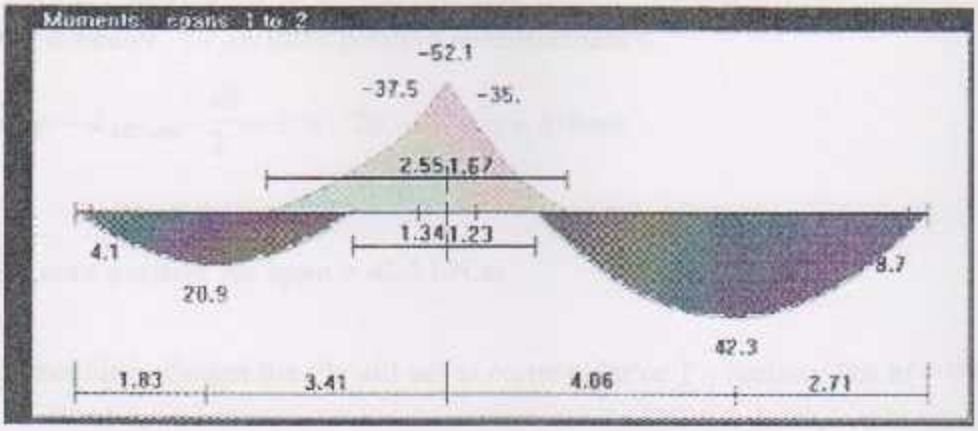


Fig. (4 - 5) Moment diagram for rib (1)-(KN.m).

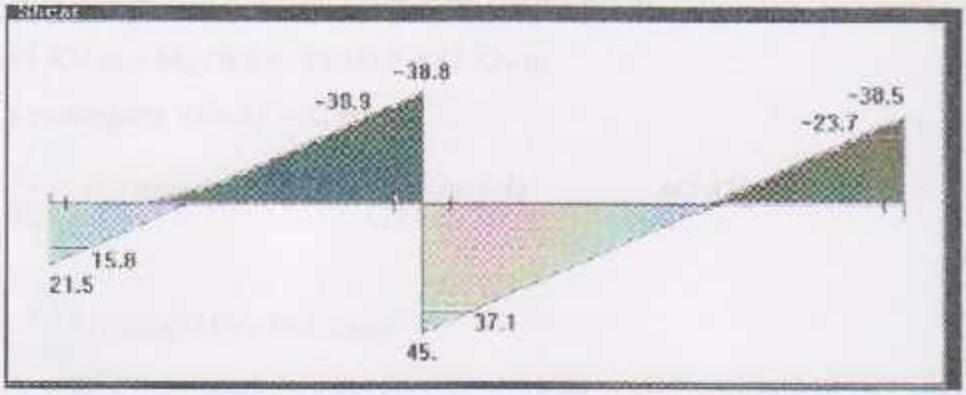


Fig. (4 - 6) Shear diagram for rib (1)-(KN).

4.6.1 Design of Positive Moment :

Effective Flange width (b_E) ***ACI-318-05***

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

b_E 464 / 4 = 116 cm

b_E = 14 + 16 t = 12 + 16 (8) = 140 cm

b_E = 52 ..... control

Assume bar diameter 12 for main positive reinforcement :-

$$d = h - \text{cover} - d_{stirrups} - \frac{db}{2} = 350 - 20 - 10 - \frac{20}{2} = 310mm$$

»When **M_u max positive for span = 42.3 kN.m**

» Determine whether the rib will act as rectangular or T – section: For hf = 0.08 m

$$Mnf = 0.85 \times f'c \times b \times hf \times (d - hf/2)$$

$$= 0.85 \times 24 \times 0.52 \times 0.08 \times (0.310 - .08/2) = 229.13\ KN.m$$

Mn = 216.91 KN.m > M_u / 0.9 = 42.3/0.9 = 47 KN.m

Design as a rectangular with b_E = 52 cm

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

$$As\ min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(310) = 108.5mm^2$$

$$As\ min = \frac{1.4}{420}(120)(310) = 124mm^2 \quad \text{~ control}$$

$$m = \frac{fy}{0.85fc'} = \frac{412}{0.85(24)} = 20.588$$

$$Rn = \frac{Mn}{\Phi bd^2} = \frac{42.3 * 10^6}{(0.9)(520)(310)^2} = 0.94\ Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.588 * 0.94}{420}}\right) = 0.0022922$$

A_s = 0.0022922 (520) (310) = 369.5 mm^2 > $As\ min$ = 124 mm^2

Select bottom bars: 2Φ16

Total As $_{(provide)}$ 402.1 mm^2 > 369.5 mm^2

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

Tension = Compression

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

$$402.1 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a$$

$$a = 15.92mm$$

$$c = \frac{a}{0.85} = \frac{15.92}{0.85} = 18.73 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = \frac{0.310 - 0.01873}{0.01873} \times 0.003 = 0.0466$$

$$\varepsilon_s = 0.0466 > 0.005$$

Ok.....

» **M_u positive for span = 20.9 kN.m**

Assume bar diameter 12 for main positive reinforcement :-

d =314 mm

$$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{20.9/0.9 \times 10^{-3}}{1000 \times (0.314)^2} = 0.453 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85\, fc'} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.85$$

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(0.453)}{420}}\right) = 0.00109$$

As = 0.00109 ×520 × 314 = 125.6 mm^2

Select bottom bars 2Φ12

Total As $_{(provide)}$ =226.2 mm^2 > 178.11 mm^2

* Check Strain:

Tension = Compression

$$226.2\times 420 = 0.85\times 24\times 520\times a$$

$$a = 8.95mm$$

$$c = \frac{a}{0.85} = \frac{8.95}{0.85} = 10.54 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = \frac{0.314 - 0.01054}{0.01054}\times 0.003 = 0.0863$$

$$\varepsilon_s = 0.0863 > 0.005$$

4.6.2 Design of Negative Moment for (Rib 1):

The maximum negative moment from spans with support is

Mu = -37.5 kN.m

" Assume bar diameter Φ20 for main positive reinforcement.

d = 350 – 20 – 10 – 20/2 = 310 mm

m = 20.588

$$Rn = \frac{Mn}{\Phi bd^2} = \frac{37.5 * 10^6}{(0.9)(120)(310)^2} = 3.61\ Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.588 * 3.61}{420}}\right) = 0.00954$$

A_s = 0.00954 (120) (310) =354.9 mm^2 > $A_{s\ min}$ = 124 mm^2

Select bar 2 Φ 16

Total $As_{(provide)}$ = 402.2 **mm^2** >As = 354.9 **mm^2**

**** Check for strain :***

Tension = Compression

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

$$402.2 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 120 \times a$$

$$a = 69.147mm$$

$$c = \frac{a}{0.85} = \frac{69.147}{0.85} = 81.585\ mm$$

$$\varepsilon_t = \frac{0.310 - 0.0815}{0.0815} \times 0.003 = 0.00841$$

$$\varepsilon_t = 0.00841 > 0.005$$

Ok.....

4.6.3 Design of shear for rib (1):

ACI – 318 – Categories for shear design:

$Vu_{critical}$ = 37. 1 KN

1- $Vu \le \frac{1}{2} \times \Phi Vc$

$\Phi\ Vc = \Phi(1.1)\frac{\sqrt{fc'}}{6} \times h_w \times d = 25.06$ kN

37.1 KN < 25.06 / 2= 12.53 KN

$Vu > \frac{1}{2}\Phi\ Vc$.....not control

2- $\frac{1}{2}\Phi Vc \le Vu \le \Phi Vc$

$$\phi Vc = 0.75(1.1)\frac{\sqrt{24}}{6} \times 0.12 \times 0.310 \times 1000 = 25.06KN$$

$$12.53 \le 37.1 \ge 25.06$$

$\Phi V_c < V_u$ .....not control

3- Φ (Vc + Vs min) ≤ Vu ≤ Φ (Vc + Vs')

$$\phi Vc = 0.75(1.1)\frac{\sqrt{24}}{6} \times 0.12 \times 0.310 \times 1000 = 25.06KN$$

$$Vs_{min} = \frac{1}{16}\sqrt{24} \times 0.12 \times 0.310 \times 10\,\text{^}3 = 11.4\ \text{KN}$$

$$Vs' = = \frac{1}{3}\sqrt{24} \times 0.12 \times 0.310 \times 10^3 = 60.75KN$$

$$\Phi(Vc + Vs_{min}) = 0.75(33.41 + 11.2 = 33.6KN$$

$$\Phi(Vc + Vs') = 0.75(33.41 + 60.75 = 70.62KN$$

$\Phi(Vc + Vs_{min}) < Vu < \Phi(Vc + Vs')$

33.6 KN < 37.1 KN < 70.62 KN

Stirrups are required .

Vs = Vn – Vc =(37.1 / 0.75) – 33.41 = 16.06 KN .

Use U- shape (double – leg stirrups) Φ 10

$$S_{req} = \frac{Av \times fyt \times d}{Vs_{req.}} = \frac{157.1 \times 420 \times 310}{16.6 \times 10^3} = 1273.6mm$$

$$S \le \frac{d}{2} \le 600$$

$$S = 15.5cm.$$

Select 2-leg stirrupe Φ 10 @ 15.0 cm c /c .

When Vu = 30.9 KN

$$\Phi Vc < Vu < \Phi(Vc + Vs_{min})$$

25.06 KN <30.9 KN <33.6 KN

Therefore min. shear reinforcement is provided

$$S \le \frac{d}{2} \le 600$$

$$S = 15.5cm.$$

Select 2-leg stirrupe Φ 10 @ 15.0 cm c/c .

(1/2) ΦVc < Vu < ΦVc

Therefore No shear reinforcement is provided .

4.7 : Design Of beam for flexure :-

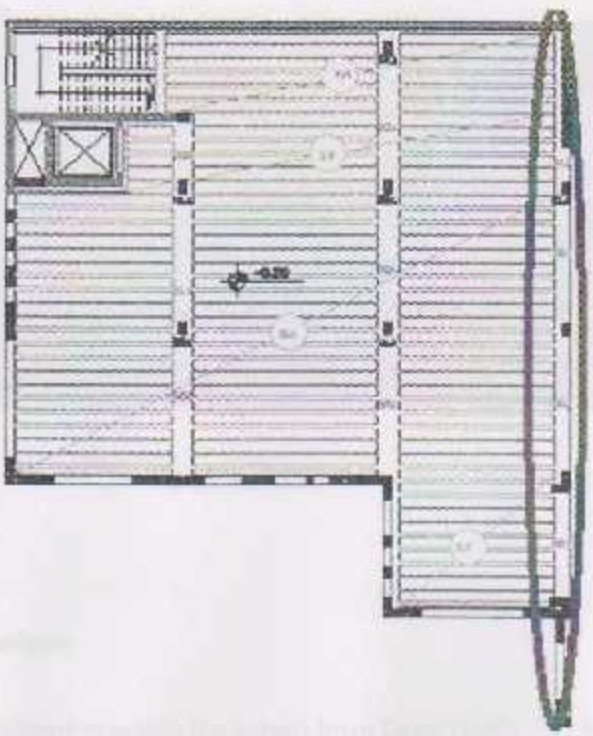


Fig.(4-7) Beam location

Load calculations for Beam 1.5 :

The distributed Dead and Live loads acting upon the Beam 1.5 can be defined from the support reactions of the rib 4 & 5 :

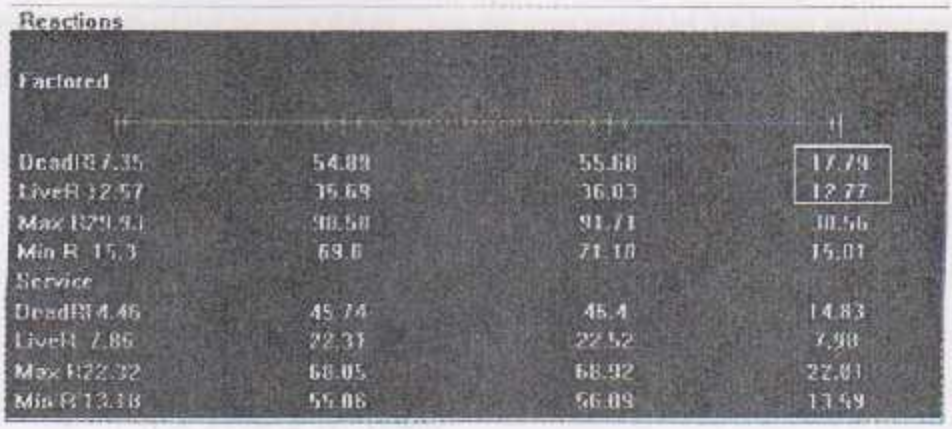


Fig.(4-8) support reactions from rib 4

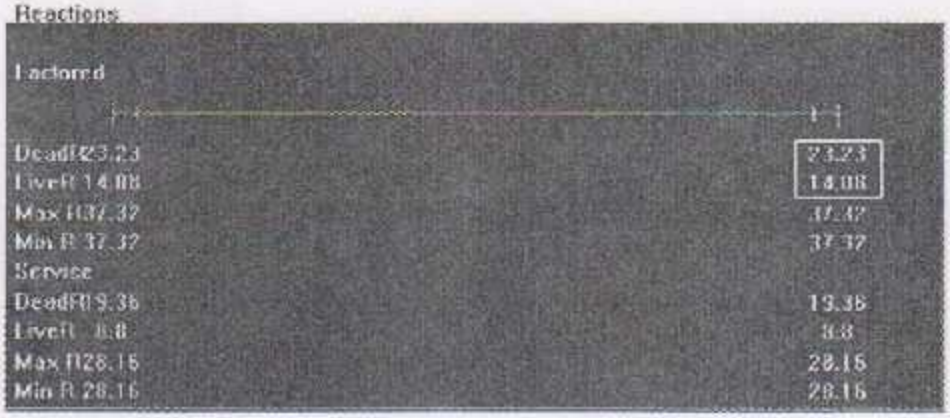


Fig.(4-9) support reactions from rib 5

*** Dead Load calculations:**

The maximum support reaction (factored) from Dead Loads for rib **5** upon beam **1.5** is **19.51 KN** .

The distributed Dead Load from the Rib **3 &4** on Beam **1.5** :

$$W_{DL\ from\ rib4} = \frac{17.79}{0.52} = 34.2 KN/m$$

$$W_{DL\ from\ rib5} = \frac{23.23}{0.52} = 44.67 KN/m$$

Assume the width of the beam = **0.6 m** , then the own weight of the beam and the weight of the floor layers within the beam width can be calculated:

Dead load of beam and top layer :

0.03 × 23 ×0.6 (tiles)

\+ 0.03 × 23 ×0.6 (mortar)

\+ 0.07 × 17×0.6 (sand)

\+ 0.35 × 25×0.6 (RC beam)

\+ 0.03 × 23 × 0.6 (plaster)

\+ 2.3 x 0.6 (partitions)

= 8.586 KN/m

$W_{DL\ (factored)} = 1.2 \times 8.586 = 10.3$ KN/m

***Live Load calculations:**

The maximum support reaction (factored) from Live Loads for rib **3.1** upon beam **3.03** is **19.69 KN** . The distributed Dead Load from the Rib **4** on Beam **1.5** :

$$W_{LL\ from\ rib4} = \frac{12.77}{0.52} = 24.56 KN/m$$

$$W_{LL\ from\ rib5} = \frac{14.08}{0.52} = 27.08 KN/m$$

The Live Load within the beam width (**b=0.6 m**) can be calculated:

LL = 0.6×5 = 3 KN/m

$W_{LL\ (factored)} = 1.6 \times 3 = 4.8$ KN/m

The distributed Dead and Live loads acting upon the Beam **1.5**

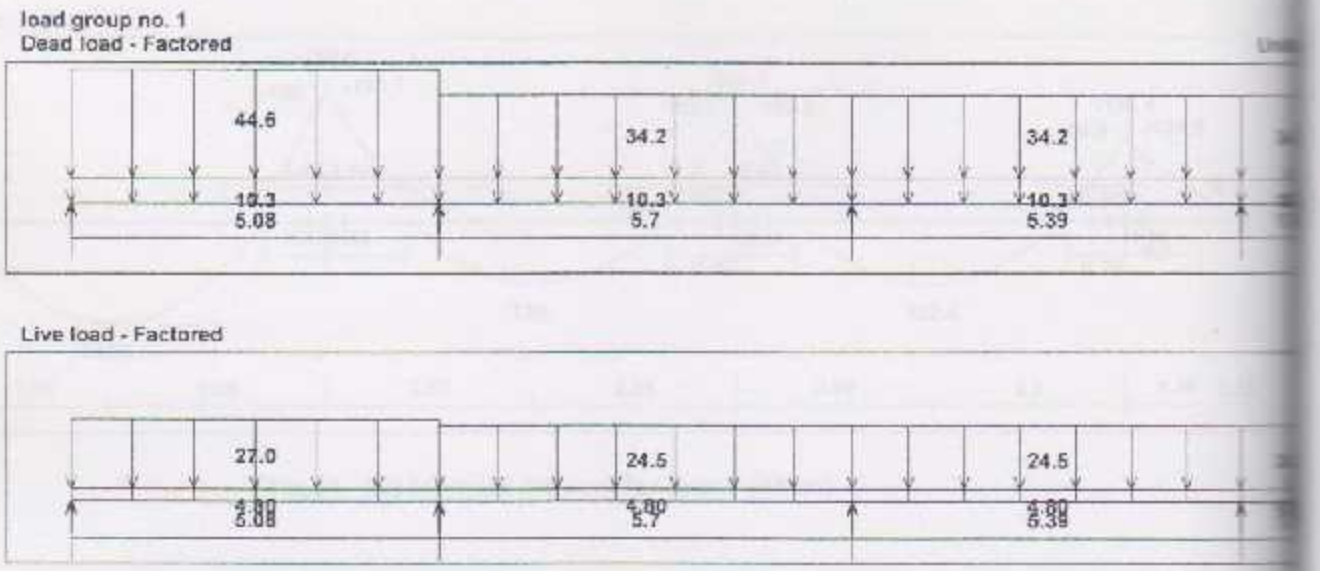


Fig.(4-10) The Distribution load on the beam

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

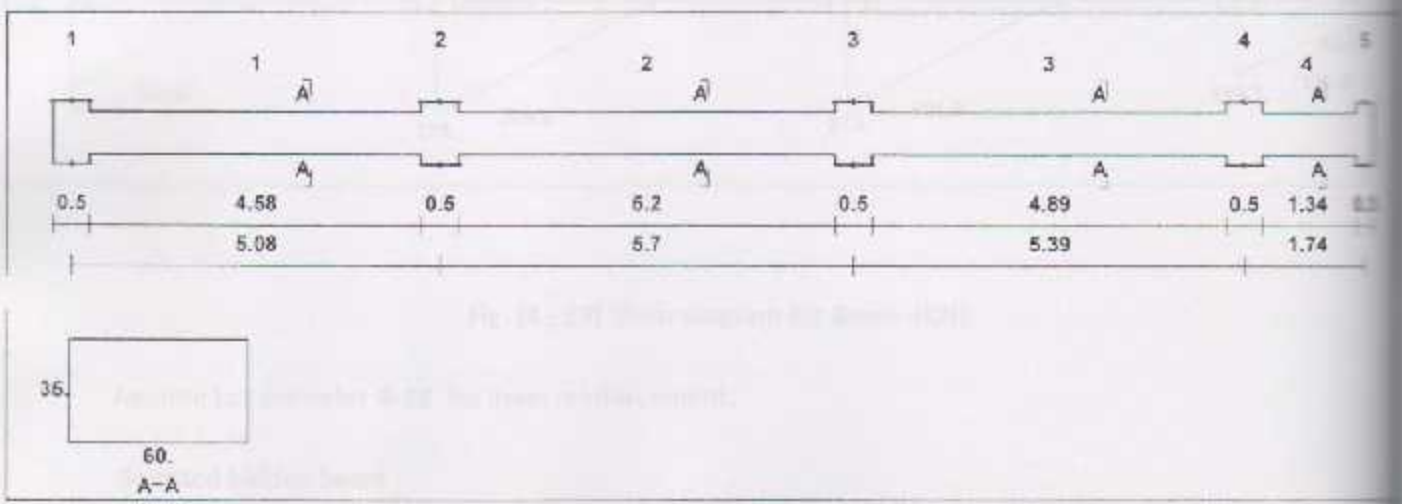


Fig. (4 - 11) Spans length of Beam

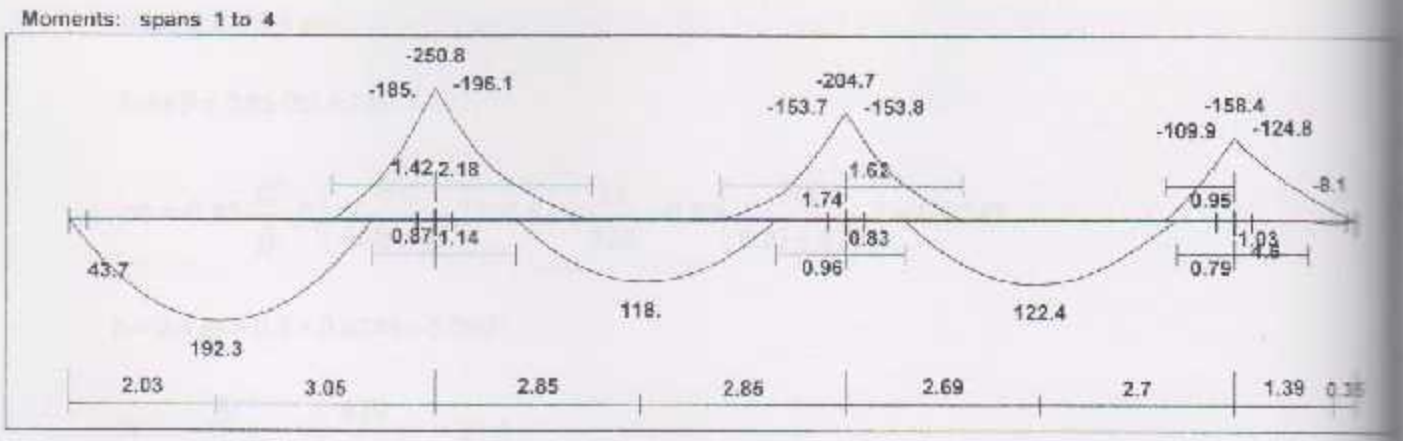


Fig. (4 - 12) Moment diagram for Beam -(KN.m).

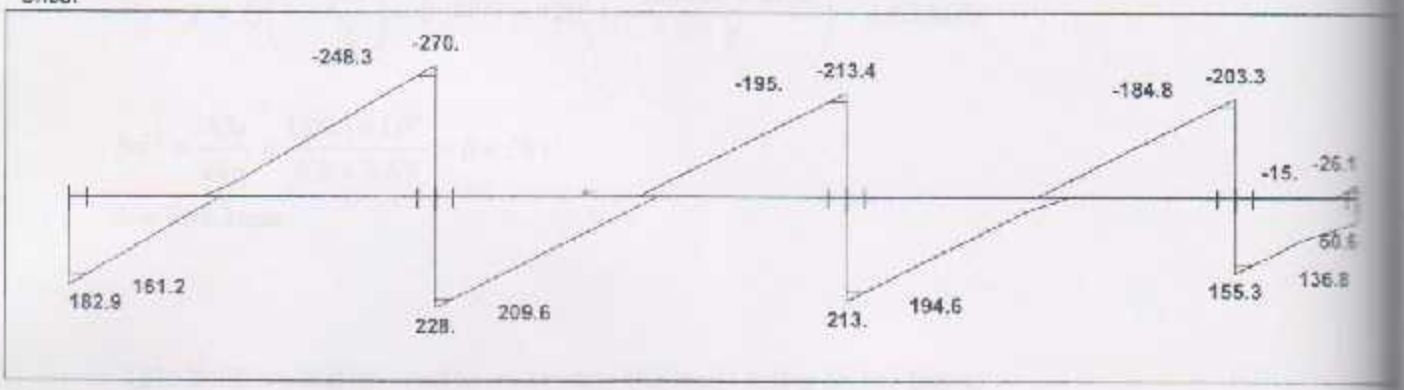


Fig. (4 - 13) Shear diagram for Beam -(KN)

Assume bar diameter Φ 18 for main reinforcement.

Selected hidden beam

$b_w = 80cm, h = 35cm$

$d = 350 - 40 - 10 - \frac{18}{2} = 291mm$

The width of the Beam **1.5** can be defined from the maximum factored moment.

The maximum factored moment in Beam **1.5** , **Mu =-196.1 KN.m** .

Take Φ = 0.9 for flexure as tension-controlled section

Assume $\rho = 0.4\ \rho_b$

Take $\beta = 0.85$ ($f_c' = 24$)

$$\rho b = 0.85\frac{fc'}{fy}\beta_1\left(\frac{600}{600+fy}\right) = 0.85\times\frac{24}{420}\times 0.85\left(\frac{600}{600+420}\right) = 0.0243$$

$\rho = 0.4\ \rho_b = 0.4 \times 0.0243 = 0.0097$

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

$$Rn = \rho \times fy\left(1-\frac{\rho m}{2}\right) = 0.0097\times 420\left(1-\frac{0.0097\times 20.6}{2}\right) = 3.67\,MPa$$

$$bd^2 = \frac{Mu}{\phi kn} = \frac{196.1\times 10^6}{0.9\times 3.67} = b\times 291^2$$

$$b = 701.1mm$$

Take **b=60 cm** and no need to recalculate the loads acting on the beam.

Note that the factored moments of other supports and spans may be satisfied by the section width of **60 cm** as a singly reinforced beam sections, but the support section with **Mu =-196.1 KN.m** may be designed as doubly reinforced section.

b_{used} =60 cm $< b_{required}$ = 70.1 cm .

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

Maximum nominal moment strength from strain condition Es =0.004

$$C = \frac{3}{7}\,d = \frac{3}{7}\times 291 = 124.71\text{ mm}.$$

$a = \beta \times c = 0.85 \times 124.71 = 106$ mm .

Mn max = $0.85\times fc' \times a \times b \times (d - a/2)$

$= 0.85 \times 24 \times 0.106 \times 0.6 \times (0.291 - 0.106 / 2) = 308.9$ KN .m

Φ Mn = 0.82 ×308.9 = 253.2 kN .m

Φ Mn=253.2 KN.m > Mu=196.1 KN.m

* Design of beam as singly reinforcement concrete .

4.7.1 : Design of Beam of negative moment :

Take Mu =- 196.1 $kN.m$ ..... at support (2)

Mn = 2290.2 × 420 X (291 – 78.58 / 2) = 242.1 KN-m

Φ Mn = 217.9 KN.m > Mu=196.1 KN.m

$$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{196.1 / 0.9 \times 10^{-3}}{0.6 \times (0.291)^2} = 4.29 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85\, fc'} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.85$$

$$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \longrightarrow (ACI - 10.5.1)$$

$$As_{min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(600)(291) \geq \frac{1.4}{420}(600)(291)$$

$$As_{min} = 509.14 < 582 \longrightarrow The\ largest\ is\ control \quad = 582mm2$$

$$As_{min} = 582mm^2$$

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(4.29)}{420}}\right) = 0.011595$$

As = ρ* b* d= 0.011595 (600) (291) = 2024.56 mm² >As min =582 mm²

Select Top bars 9 Φ18

Total $As_{(provide)}$ =1537.7 mm^2

*** Check strain for Φ:**

Tension = Compression

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

$$1781.3 \times 420 - 0.85 \times 24 \times 600 \times a$$

$$a - 61.12mm$$

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

$$c = \frac{61.12}{0.85} - 71.9mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{291 - 78.58}{78.58} \times 0.003 - 0.007$$

$$\varepsilon_s = 0.007 > 0.005 \ldots\ldots\ldots\ldots ok$$

***Check for bar distance :**

$$s = \frac{600 - 2 \times 40 - 2 \times 10 - 9 \times 18}{8} = 42.25mm > 25mm \ldots . ok$$

***Take Mu =- 153.8** $kN.m$ ..... at support (3).

Φ Mn=175.31KN.m > Mu=153.8 KN.m

$$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{153.8/0.9 \times 10^{-3}}{0.8 \times (0.291)^2} = 3.36 \text{ Mpa}$$

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

$$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \longrightarrow (ACI - 10.5.1)$$

$$As_{min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(600)(291) \geq \frac{1.4}{420}(600)(291)$$

$$As_{min} = 509.14 < 582 \longrightarrow The\ largest\ is\ control. \quad = 582mm2$$

$$As_{min} = 582mm^2$$

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(3.36)}{420}}\right) = 0.008807$$

As = 0.008807 (600) (291) = 1537.7 mm² > As min =582 mm² .

Select top bars 7Φ18

Total $As_{(provide)}$ =1781.3 mm^2

***Check strain for Φ:**

Tension = Compression

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

$$1781.3 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 600 \times a$$

$$a = 61.12mm$$

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

$$c = \frac{61.12}{0.85} = 71.9mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{291 - 71.9}{71.9} \times 0.003 = 0.0092$$

$$\varepsilon_s = 0.0092 > 0.005 \ldots\ldots\ldots\ldots ok$$

Select Top bars 9 Φ18

Total $As_{(provide)}$ =1537.7 mm^2

*** Check strain for Φ:**

Tension = Compression

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

$$1781.3 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 600 \times a$$

$$a = 61.12mm$$

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

$$c = \frac{61.12}{0.85} = 71.9mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{291 - 78.58}{78.58} \times 0.003 = 0.007$$

$$\varepsilon_s = 0.007 > 0.005 \ldots\ldots\ldots\ldots ok$$

***Check for bar distance :**

$$s = \frac{600 - 2 \times 40 - 2 \times 10 - 9 \times 18}{8} = 42.25mm > 25mm \ldots\ldots ok$$

***Take Mu =- 153.8** $kN.m$ ..... at support (3).

Φ Mn=175.31KN.m > Mu=153.8 KN.m

$$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{153.8 / 0.9 \times 10^{-3}}{0.8 \times (0.291)^2} = 3.36 \text{ Mpa}$$

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

$$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \longrightarrow (ACI - 10.5.1)$$

$$As_{min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(600)(291) \geq \frac{1.4}{420}(600)(291)$$

$$As_{min} = 509.14 < 582 \longrightarrow The\ largest\ is\ control. \quad = 582mm2$$

$$As_{min} = 582mm^2$$

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(3.36)}{420}}\right) = 0.008807$$

As = 0.008807 (600) (291) = 1537.7 mm^2 > As min =582 mm^2 .

Select top bars 7Φ18

Total $As_{(provide)}$ =1781.3 mm^2

***Check strain for Φ:**

Tension = Compression

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

$$1781.3 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 600 \times a$$

$$a = 61.12mm$$

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

$$c = \frac{61.12}{0.85} = 71.9mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{291 - 71.9}{71.9} \times 0.003 = 0.0092$$

$$\varepsilon_s = 0.0092 > 0.005 \ldots\ldots\ldots\ldots ok$$

***Check for bar distance :**

$$\varepsilon_s = \frac{600 - 2\times 40 - 2\times 10 - 7\times 18}{6} = 62.3mm > 25mm.....ok$$

***Take Mu =- 124.8** $kN.m$ ..... **at support (4).**

Φ Mn=128.73 KN.m > Mu=124.8 KN.m

$$Rn = \frac{Mn}{b\times d^2} = \frac{124.8/0.9\times 10^{-3}}{0.8\times (0.291)^2} = 2.73 \text{ Mpa}$$

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

$$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \longrightarrow (ACI - 10.5.1)$$

$$As_{min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(600)(291) \geq \frac{1.4}{420}(600)(291)$$

$$As_{min} = 509.14 < 582 \longrightarrow The\ largest\ is\ control. \quad = 582mm2$$

$$As_{min} = 582mm^2$$

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(2.73)}{420}}\right) = 0.007005$$

As = 0.007005 (600) (291) = 1223.16.7 mm^2 > As min =582 mm^2 .

Select top bars 5Φ18

***Check strain for Φ:**

Tension = Compression

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

$$1272.3\times 420 = 0.85\times 24\times 600\times a$$

$$a = 46.65mm$$

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

$$c = \frac{46.65}{0.85} = 51.36mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{291-51.36}{51.36}\times 0.003 - 0.01399$$

$$\varepsilon_s = 0.01399 > 0.005 \ldots\ldots\ldots\ldots ok$$

4.7.2 : Design of positive moment :

***Take Mu = 192.3** $kN.m$ ..... at span (1).

Φ Mn=335.31 KN.m > Mu=192.3 KN.m

$$Rn = \frac{Mn}{b\times d^2} = \frac{192.3/0.9\times 10^{-3}}{0.6\times (0.291)^2} = 4.21 \text{ Mpa}$$

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

$$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \longrightarrow (ACI-10.5.1)$$

$$As_{min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(600)(291) \geq \frac{1.4}{420}(600)(291)$$

$$As_{min} = 509.14 < 582 \longrightarrow The\ largest\ is\ control. \quad = 582mm2$$

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2(20.6)(4.21)}{420}}\right) = 0.011336$$

As = 0.011336 (600) (291) = 1979.32 mm^2 > As min =582 mm^2 .

Select top bars 9Ø18

***Check strain for Φ:**

Tension = Compression

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

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

$$1781.3 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 600 \times a$$

$$a = 61.12mm$$

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

$$c = \frac{61.12}{0.85} = 71.9mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{291 - 71.9}{71.9} \times 0.003 = 0.009$$

$$\varepsilon_s = 0.009 > 0.005 \ldots\ldots\ldots\ldots ok$$

***Check for bar distance :**

$$s = \frac{600 - 2 \times 40 - 2 \times 10 - 9 \times 18}{8} = 42.25mm > 25mm \ldots . ok$$

***Take Mu = 122.4** $kN.m$ ..... at span (3).

Φ Mn = 217.9 KN.m > Mu=122.4 KN.m

$$\text{Rn} = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{122.41/0.9 \times 10^{-3}}{0.6 \times (0.291)^2} = 2.676 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85\, fc'} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.85$$

$$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \longrightarrow (ACI - 10.5.1)$$

$$As_{min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(600)(291) \geq \frac{1.4}{420}(600)(291)$$

$$As_{min} = 509.14 < 582 \longrightarrow The\ largest\ is\ control. \quad = 582mm2$$

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(2.67)}{420}}\right) = 0.006857$$

As = 0.006857 (600) (291) = 1197.3 mm² > As min =582 mm² .

Select top bars 6Φ16

$$\varepsilon_t = 0.0149 > 0.005 \ldots\ldots\ldots ok$$

***Take Mu = 118** $kN.m$ ..... at span (3).

Φ Mn = 217.9 KN.m > Mu=118 KN.m

$$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{118/0.9 \times 10^{-3}}{0.6 \times (0.291)^2} = 2.58 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85\, fc'} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.85$$

$$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \longrightarrow (ACI - 10.5.1)$$

$$As_{min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(600)(291) \geq \frac{1.4}{420}(600)(291)$$

$$As_{min} = 509.14 < 582 \longrightarrow The\ largest\ is\ control. \quad = 582mm2$$

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(2.76)}{420}}\right) = 0.00659$$

As = 0.00659 (600) (291) = 1150.6 mm² > As min =582 mm² .

Select top bars 6Φ16

$$\varepsilon_s = 0.0149 > 0.005 \ldots\ldots\ldots\ldots ok$$

4.7.3 : Design of shear for Beam :

ACI – 318 – Categories for shear design:

d = 291 mm

$Vu_{critical}$ = 248.3 KN

$$Vc = \frac{\sqrt{24}}{6} \times 600 \times 291 \times 10^{-3} = 142.56 KN$$

Check for section dimension :

Vs = Vu / Φ – Vc = 248.3 / 0.75 – 142.56 = 188.5 KN

$$Vs\max = (\frac{2}{3}) \times \sqrt{24} \times 600 \times 291 x 10^{3} = 570.24 KN$$

Vs = 188 .5 KN < Vs max = 643.33 KN ..... The section is large enough

$$Vs' = (\frac{1}{3}) \times \sqrt{24} \times 600 \times 291 x 10^{3} = 285.12 KN$$

$$Vs\min' = (\frac{1}{16}) \times \sqrt{24} \times 600 \times 291 x 10^{3} = 53.46 KN$$

$$Vs_{\min} = (\frac{1}{3}) \times 600 \times 0.291 \times 10^{3} = 58.2 KN$$

جامعة بوليتكنك فلسطين
Palestine Polytechnic University
(PPU)
The Library المكتبة
ACC. ٢٠٩٧١ الرقم التسلسلي
Class. رقم التصنيف

Φ (Vc + Vsmin) = 150.57 KN < Vu = 248.3 KN < Φ (Vc + Vs') = 320.76 KN

Use stirrups 2U- shape (4 legs stirrups) Φ 10 , Av = 314 mm^2

Av = 2 x 78.5 = 157 mm^2

$$S_{req.} = \frac{Av \times fyt \times d}{Vs_{req}} = \frac{314.159 \times 420 \times 291}{208.1 \times 10^3} = 25.048cm.$$

$$\frac{d}{2} \le S \le 600$$

$$\frac{d}{2} = \frac{29}{2} = 14.5cm.$$

Use 2U shape Φ 10 (4 leg) @ 120 mm < Smax = 145.5 mm OK

Vu = 195 KN

d = 291 mm

Φ (Vc + Vsmin) = 150.57 KN < Vu = 195 KN < Φ (Vc + Vs') = 320.76 KN .....case IV

Use 2U shape Φ 10 (4 - leg) @ 120 mm

Vu = 184.8 KN

Φ (Vc + Vsmin) = 150.57 KN < Vu = 184.8 KN < Φ (Vc + Vs') = 320.76 KN .....case IV

Use 2U shape Φ 10 (4 - leg) @ 120 mm

Vu = 209.6 KN

Φ (Vc + Vsmin) = 150.57 KN < Vu = 209.6 KN < Φ (Vc + Vs') = 320.76 KN .....case IV

Use 2U shape Φ 10 (4 - leg) @ 120 mm

Vu = 136.8 KN

Φ (Vc) = 106.92 KN < Vu = 136.8 KN < Φ (Vc + Vsmin) = 150.57 KN .....case III

Use 2U shape Φ 10 (4 - leg) @ 120 mm.

4.8- Design of slender column.

4.8.1 (C1.9) : Column in base floor .

❖ **Loading :-**

Reactions
Factored

DeadR	110.23	302.26	245.72	201.34	-9.37
LiveR	72.66	195.74	180.72	157.25	35.47
Max R	182.89	498.01	426.45	358.58	26.1
Min R	100.57	384.21	311.76	203.94	-50.58

Fig. (4 - 14) support reaction from beam 1.5

Dimension of column = 30 x 50 cm
DL = 201.34 KN /m^2

LL = 157.25 KN / m^2

Wu = 25 x 0.3 x 0.5 x 4 = 15 KN

PD = 201.34 + (15 x 1.2) = 15 KN

PL = 157.25 KN

*Check slenderness limit:

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

M1/M2 =1.0 - (braced fram with Mmin).

K=1.0 - (for columns in nonsway frames).

$$\frac{klu}{r} \leq 34 - 12*1.0 = 22 < 40$$

Lu=4m.

rx=0.3 h=0.3*0.5=0.15.

ry=0.3*b=0.3*0.3 =0.09.

$\frac{klu}{rx} = 26.67) 22.0$ Slender column for bending about x_axis.

$\frac{klu}{ry} = 44.44 > 22.0$ Short column for bending about y_axis.

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

$$E_c = 4700\sqrt{fc'} = 4700*\sqrt{24} = 23025.20Mpa$$

$$\beta_d = \frac{1.2DL}{Pu} = \frac{438.68}{753.18} = 0.586.$$

$$I_g = \frac{b*h^3}{12} = \frac{0.5*0.3^3}{12} = 1.125*10^{\wedge}9mm^4$$

$$EI = \frac{0.4*23025.20*1.125}{1+0.586} = 6533KN.m^2$$

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

$$P_c = \frac{3.14^2*6533}{(1.0*4)^2} = 4029.9KN..$$

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

$$Cm = 1$$

$$\delta_{ns} = \frac{Cm}{1-(Pu/0.75P_c)} \geq 1.0$$

٥٢

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1-(2617.0/0.75*18935.3)} = 1.23 > 1$$

$e_{min} = 15 + 0.03 * h = 15 + 0.03 * 300 = 24\,mm = 0.024\,m$

$e = e_{min} \times \delta_{ns} = 24 * 1.33 = 31.91\,mm = .03191\,m.$

$\frac{e}{h} = \frac{33.21}{400} = 0.083$

From Interactio n Diagram

$\frac{\phi P_n}{A_g} = \frac{753.18 * 10^3}{300 * 500} * \frac{145}{1000} = 0.728\,ksi$

$\gamma = \frac{300 - 2*40 - 2*10 - 25}{300} = 0.85$

$\rho_g = 0.01$

$A_s = \rho * A_g = 0.01 * 500 * 300 = 1500\ mm^2$

$Select\ 8\phi16 \Rightarrow As_{Provided} = 1608.5mm^2 > As_{req.} = 1500mm^2$

***Design of the Tie Reinforcement:-**

$Spacing \le 16 \times d_b\,(Longitudinal.bar.diameter) = 16 \times 16 = 256mm.$

$Spacing \le 48 \times d_t\,(tie.bar.diameter) = 48 \times 10 = 480mm.$

$Spacing < Least.dimension = 300mm$

$\therefore\ Use\ \phi10@250mm$

***Determine of the lap length :-**

Ld =$\frac{0.24\,fy}{1\sqrt{f'c}}$ >= 0.043 fy db

Ld =$\frac{0.24 \cdot 420}{24\frac{1}{2}}$ >= 0.043 *420* 16

329.6 mm => 288 mm

Ls = 0.071 * Fy * db = 0.071 * 420 * 16 = 477.12 mm

So : take lap length = 500 mm .

4.9- Design of the one way solid slab .

***Thickness calculation :-**

One end continuous

$\frac{h}{24} = \frac{4.92}{24} = 0.205$

Both end continuous

$\frac{h}{24} = \frac{7.22}{28} = 0.25$ ..... **Control**

Take h = 250 mm = 25 cm .

*** Load calculation :**

Tile	**23 x 0.03 = 0.69**
Morter	**23 x 0.03 = 0.69**
Sand	**17 x 0.07 =1.19**
Rc slab	**25 x 0.25 = 6.25**
Plaster	**23 x 0.03 = 0.69**
Partitions	**2.3 x 1 = 2.**

$$\sum = 11.81\ KN/m^2$$

LL load = 5 KN/m^2

We take 1m strip from one way solid slab :

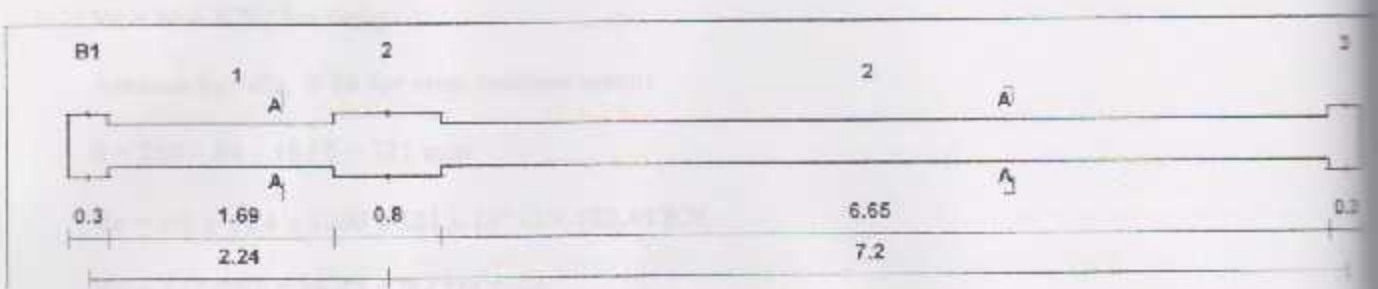
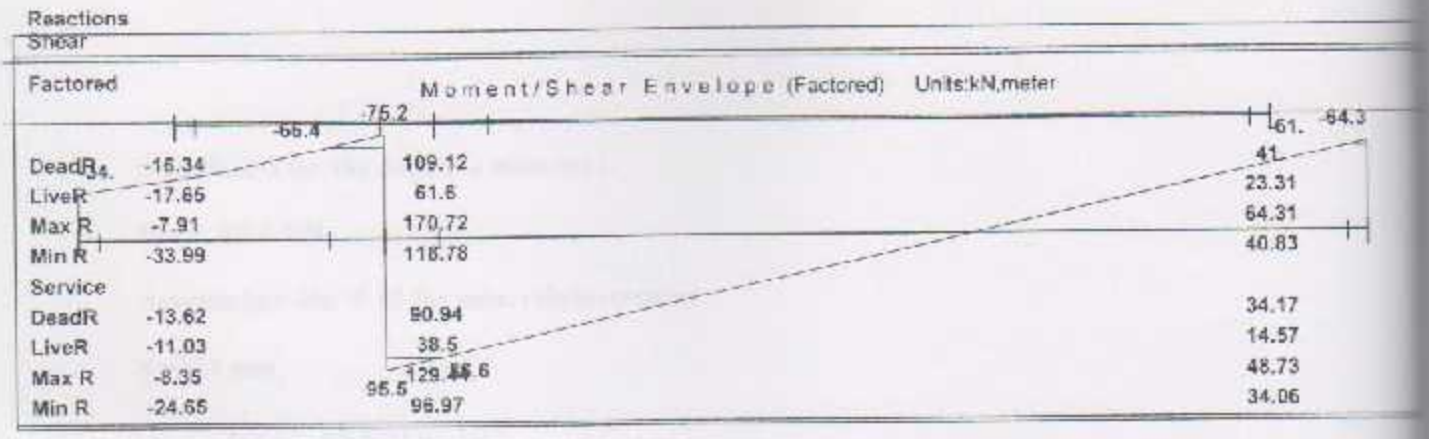


Fig. (4 - 15) 1m strip of one way solid slab



Check whether thick. Is enough for shear

Fig. (4 - 16) shear diagram for 1m strip of one way solid slab -(KN).

Vs = 86.6 KN / 1m strip

Assume bar dia. Φ 18 for min. reinforcement

d = 250 – 20 – 18 / 2 = 221 mm

Ve = 1/6 x √24 x 1000 x 221 x 10^-3 = 180.44 KN

Vu < 1 /2 ΦVe = 90.22 KN / 1m strip

Sence , thick is enough

Slab design for the negative moment :-

Mu = -86.5 KN

Assume bar dia. Φ 12 for min. reinforcement

d =224 mm

$$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{86.5/0.9 \times 10^{-3}}{1000 \times (0.224)^2} = 1.968 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85\, fc'} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.85$$

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(1.915)}{420}}\right) = 0.004936 > \rho = 0.0018 \text{ OK}$$

As = 0.004936 x 1000 x 221 = 1090.92 mm^2

Moment/Shear Envelope (Factored) Units:kN,meter

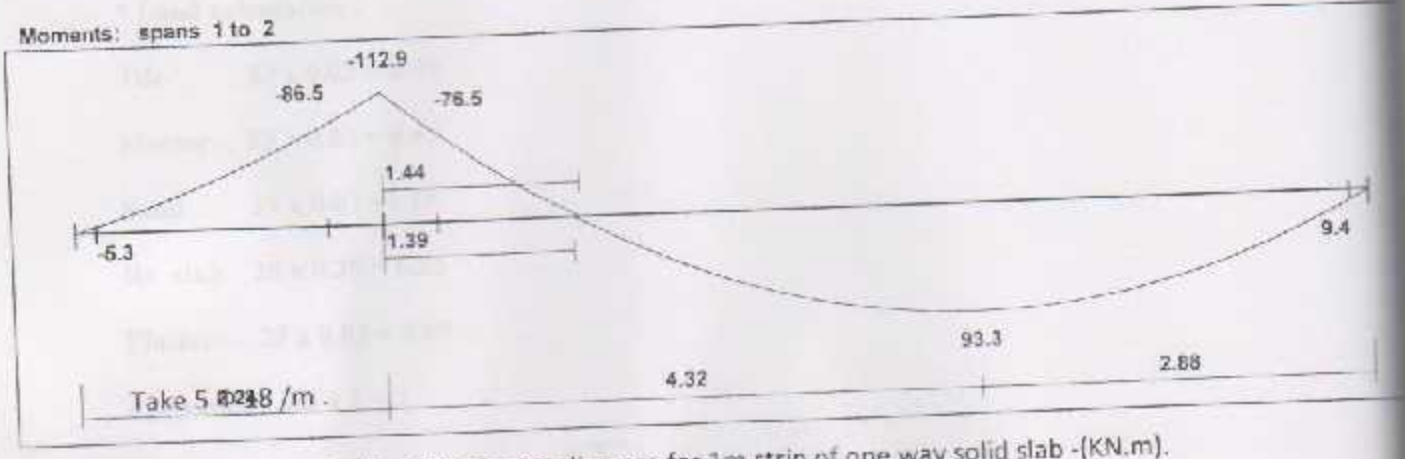


Fig. (4 - 17) Moment diagram for 1m strip of one way solid slab -(KN.m).

Slab design for the positive moment :-

Mu = 93.3 KN / m

$$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{93.3/0.9 \times 10^{-3}}{1000 \times (0.221)^2} = 2.12 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(2.12)}{420}}\right) = 0.005347 > \rho = 0.0018 \text{ OK}$$

As = 0.005347 x 1000 x 221 = 1181.65 mm^2

Temp. and shrinkage :-

As = 0.0018 bh = 0.0018 x 1000 x 250 = 450 mm^2

Take 4 Φ 12 /m .

4 – 10 Design of flat plate slab .

Take h = 250 mm = 25 cm .

*** Load calculation :**

Tile 23 x 0.03 = 0.69

Morter 23 x 0.03 = 0.69

Sand 17 x 0.07 =1.19

Rc slab 25 x 0.25 = 6.25

Plaster 23 x 0.03 = 0.69

Partitions 2.3 x 1 = 2.

$$\sum = 11.81\, KN/m^2$$

LL load = 5 KN/m^2

By using Stadproo Program we have

Check for Punching shear :

Load 1 : Displacement

Assume bar dia. Φ 18 for min. reinforcement

D = 250 – 20 -9 = 221 mm

$Vu = R - \pi/4\,(d1+d)^2\ Wu = 764.87 - \pi/4(0.7 + 0.221)^2\ 22.16 = 750$ KN

$b_o = \pi\,(d1+d) = \pi\,(0.7 + 0.221) = 2.892$ m

Vc is the smallest of :

$Vc = \frac{1}{6}\,(1+\frac{2}{\beta})\ fc'^{1/2}\ b_o\ d$

$Vc = \frac{1}{12}\,(2+\frac{as\ d}{bo})$

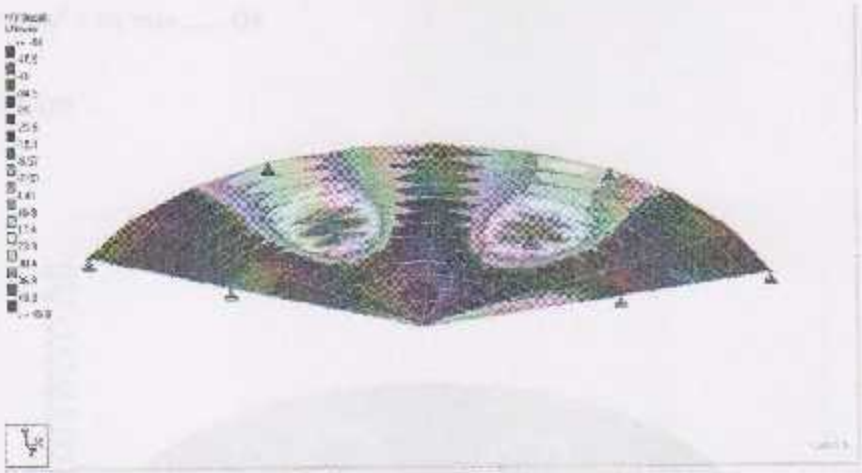
$Vc = \frac{1}{3}$ ..... Control .

So : $\emptyset\ Vc = \frac{1}{3}\sqrt{fc}\ b_o\ d = \frac{1}{3}\sqrt{24} \times 2892 \times 221 \times 10^{-3} = 782.8$ KN

$\emptyset\ Vc > Vu$. OK

Check for Bending moment :

X- Dir.



(-) M_{max} = -106 KN.m

$$K_n = \frac{106 \times 10^6}{1000x0.9 \times 201^2} = 2.915MPa \ .$$

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

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

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 2.912}{420}}\right) = 0.00754$$

As req =0.007541×1000×201 =1512.1 mm^2

As min = 0.0018 x 1000 x 250 = 450 mm^2

Use Ø16@125mm

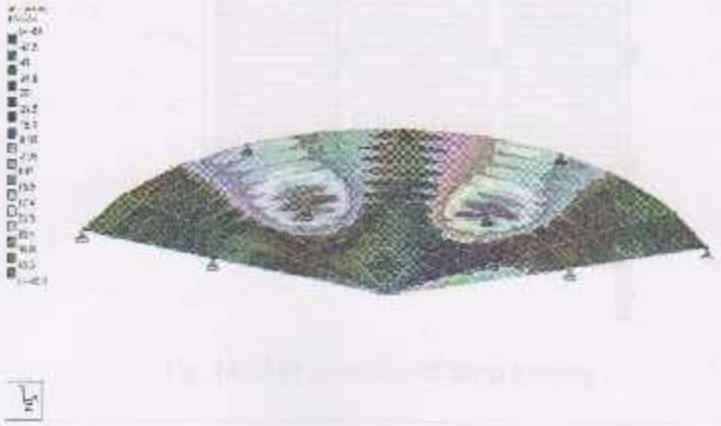
Note : As the same calculation for the other moment :

(+) M_{max} = + 51.4 KN.m

As req = 613.7 mm^2 > As min .....OK

Use Ø14@200mm

Y- Dir.



(-) M_{max} = - 49.8 KN.m

As req = 613.7 mm^2 > As min .....OK

Use Ø14@250mm

(+) M_{max} = + 54 KN.m

As req = 613.7 mm^2 > As min .....OK

Use Ø14@200mm

4.11- Design of Strip footing .

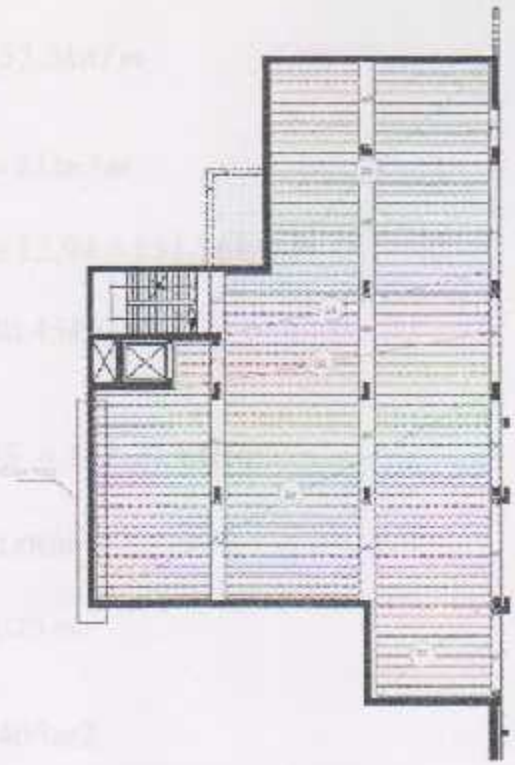


Fig. (4 - 18) location of Strip footing .

Load Calculation :

H (slab) = 0.35m

H (العدة) = 0.15m

Live load = 5kn/m

Weight of wall (D.L.) = height* Thickness * 1m wide * γ_c = 8* 0.3 * 25 = 60 KN/m

From slab D.L = 0.35* 25 * 2 = 17.5 KN/m2

From plaster D.L = 0.3* 25 * 23 = 5.52 KN/m2

$$D_{slab} = 17.5 \times \left(\frac{6.09}{2}\right) = 53.3kn/m$$

$$D_{slab2} = 3.75 \times \left(\frac{9.95}{2}\right) = 21kn/m$$

$$D.L = 60 + 5.52 + 53.3 + 12.94 = 131.76kn/m$$

$$L.L = 5 \times 2 \times \left(\frac{6.09}{2}\right) = 30.45kn/m$$

Total W= 131.76 +30.45 = 162.21 KN/m

Allowable soil pressure = 400 KN/m²

Assume footing thickness is 0.25 m.

$$A = \frac{Pn}{qall} = \frac{162.21}{400} = 0.405m2$$

$$\Rightarrow B = 0.405m$$

Take B=70 cm .

Pu = 1.2 * 131.76 + 1.6 *30.45 = 206.83 KN/m

$$qu = \frac{Pu}{A} = \frac{206.81}{1x0.7} = 295.5Km2$$

Assume h=25 cm

$h = 250mm$

$d = 250 - 75 - 10 = 165mm$

$V_u = 1 \times (0.2 - 0.165) \times 295.5 = 10.34kn$

$\phi V_c = 0.75x \frac{1}{6} \sqrt{fc'}\, b_w.d = 0.75x \frac{1}{6} \sqrt{24} \times 1000 \times 0.165 \times 10^3$

$= 101.04kn$

$\phi V_c >> V_U$

So No Shear Reinforcement

$$M_u = 295.5 \times 0.2 \times 1 \times \left(\frac{0.2}{2}\right) = 5.91kn/m$$

$$M_n = \frac{M_u}{0.9} = \frac{5.91}{0.9} = 6.6kn/m$$

$$Kn = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{6.6 \times 10^6}{1000 \times 205^2} = 0.24Mpa$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 0.24}{420}}) = 0.000577$$

A s (req) = 0.000577 (1000) (165) = 95.5 mm^2

As min for shrinkage and temperature:

As min =0.0018*b*h

=0.0018*1000*300=540 mm^2

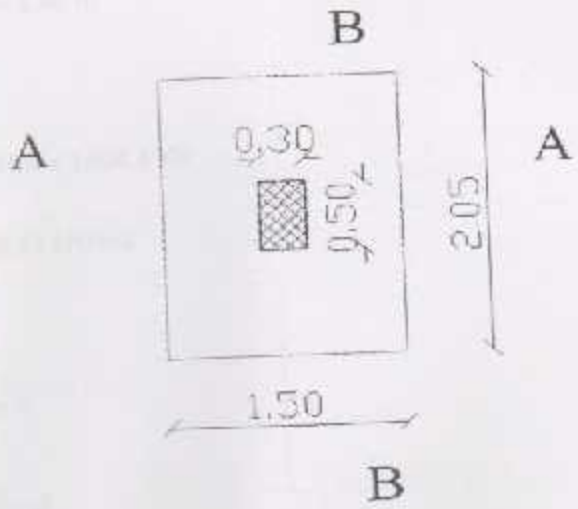
$$As_{req} = 450mm^2$$

$$\#of\,bar = \frac{450}{113.1} = 4$$

Select Φ12 @ 25cm c/c with $A_{s\,prov}$ 452.4mm²/m.

4.12- Design of Isolated footing .

The following subsections describe the analysis and design of footing



For col in basement (2).

*Load Calculation:

D.L = 705.6 kN

L.L = 404.8 KN

Allowable soil pressure =500 KN/m2

Soil weight =18 KN/m3

fc = 24 Mpa Fy = 420 mpa

Assume h (footing) = 45 cm

W(footing) = 0.45 * 25 = 11.25 KN/m2

W(soil) = 0.55 * 18 = 9.9 KN/m2

qa,net = 400 – 11.25 – 9.9 = 378.85 KN/m2

$A = \frac{Pn}{qa,net} = \frac{705.6+404.8}{378.85} = 2.93$ m2

Assume B = 2 m

B*L = 2.93 => L = 2.93 / 2 = 1.46 m

Take L = 1.5 m

Pu =1.2 * 705.6 + 1.6 * 404.8 = 1494.4 KN

Qu = 1494.4 / 1.5*2 = 498.13 kN/m2

Check for One Way Shear :-

Critical Section at $\frac{a}{2} + d$

$$\frac{a}{2} + d = \frac{0.5}{2} + 0.38 = 1.045\,m$$

$$Vu = \sigma * \left(\frac{L_{foundation}}{2} - (\frac{a}{2} + d) \right) * B_{foundation}$$

$$Vu = 498.13 * (\frac{2}{2} - 1.045) * 1.5 = 276.5\,KN$$

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

$$\phi Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 1500 * 380 * 10^{-3} = 349.05\,Kn$$

$$\phi Vc = 349.05\,KN \geq Vu = 275.5\,KN$$

$\therefore$ *Safe*

Check for 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:

$$\beta_c = \frac{Column\ Length\ (a)}{Column\ Width\ (b)} = \frac{50}{30} = 1.67$$

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

b_o = 2 (0.5 + 0.38) + (0.3 + 0.38) = 3.12 m

α_s = 40 for interior column

$$\phi V_C = \phi.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{\beta_c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{6}*\left(1+\frac{2}{1.67}\right)*\sqrt{24}*3120*380*10^{-3} = 5629.5Kn$$

$$\phi V_C = \phi.\frac{1}{12}\left(\frac{\alpha_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{12}*(4.89)*\sqrt{24}*5480*670*10^{-3} = 5497Kn$$

$$\phi V_C = \phi.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{3}*\sqrt{24}*3120*380*10^{-3} = 1452.1Kn$$

$\phi V_C = 1452.1Kn$ ..... *Control*

$Vu_C = [2*1.5 - \{(0.5+0.38)*(0.3+0.38)\}]*498.13 = 1196.3KN$

$\phi Vc > Vu_C$ .....*satisfied*

Design for Bending Moment:

At section B-B

B= 1.5 m h = 420 mm d = 450 – 50 – 10 = 390 mm

$$Mu = 498.8 * (1.5 * 0.75) * 0.75/2 = 210.15 Kn.m$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{210.15 \times 10^6}{0.9 * 1500 \times 390^2} = 1.023 Mpa$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 1.029}{420}}\right) = 0.0025012$$

$$As_{Req} = \rho * b * d = 0.0025012 * 1500 * 390 = 1463.2 \ mm^2$$

$Check \ As_{min}$

$$As_{Shrinkage} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1500 * 390 = 1462.5 m^2$$

$$\therefore As = 7965 mm^2$$

$Select \ 10\phi 14 ... As_{Provided} = 1539.3 mm^2 > 1463.2 mm^2 .... ok$

$$S = \frac{1500 - 50*2 - 10814}{9} = 140 \text{ mm}$$

Smax =3h = 3 * 450 = 1350 mm

140 mm < Smax OK

At section A-A :-

$$Mu = 498.13 * (2 * 0.6) * 0.3 = 179.33 Kn.m$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{179.33\times10^6}{0.9*3750\times390^2} = 0.655Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times0.655}{420}}\right) = 0.00158$$

$As_{Req} = \rho * b * d = 0.00158*2000*450 = 1236.65mm^2$

Check As_{min}

$As_{Shrinkage} = 0.0018*b*h = 0.0018*2000*450 = 1620.5mm^2$

Select $11\phi14$....$As_{Provided} = 1693.3mm^2 > 620mm^2$.....*ok*

Check for Dowel :

$\phi.Pn = \phi.(0.85fc'Ag)$

$\phi.Pn = 0.65*[0.85*24*0.3*0.5*2*1000 = 1989Kn$

But $Pu = 1494.13 \le \phi.Pn = 12730$

Dowel are not required , so use Asmin

As min = 0.005 8300 * 500 = 750 mm2 ..... Use6 Φ14

4 – 13 Design of Shear Wall .

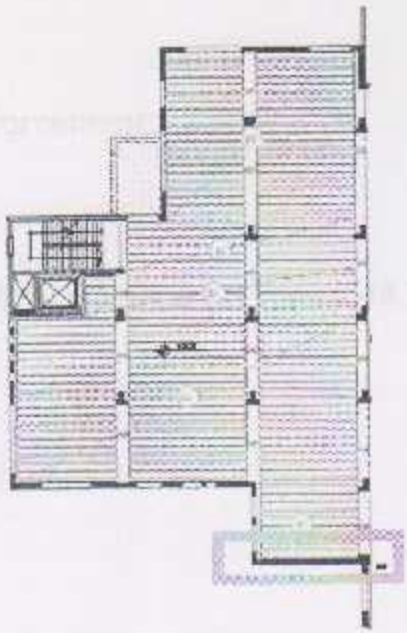
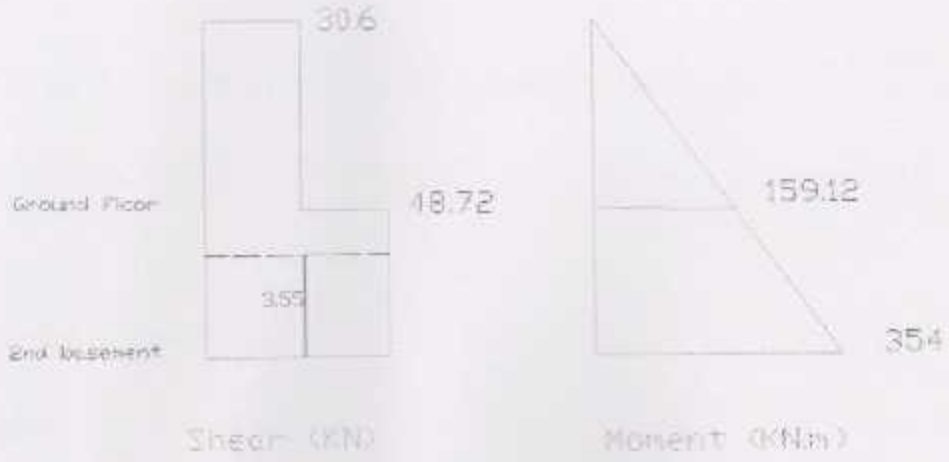


Fig. (4 - 19) location of shear wall.

By use software program we have:



$fc' = 24\ Mpa$

$fy = 420\ Mpa$

$h = 30cm$ *shear wall thickness*

$lw = 7.1m$ *shear wall width*

$hw = 9.2m$ *building height*

Design of Horizontal Reinforcement:

Critical Section

Φvn =0.75 *fc^1/2 *h * 0.8 lw = 5196.5 KN > Vu = 48.72 ..... oK

Thick is enough .

$$\frac{lw}{2} = \frac{7.1}{2} = 3.55m.....control$$

$$\frac{hw}{2} = \frac{9.2}{2} = 4.7m$$

$$d = 0.8 \times lw = 0.8 \times 7.1 = 5.68m$$

$$V_u = 48.72\ KN$$

$$M_u = 159.12 + 18.12(4 - 3.55) = 416.42\ KN.m$$

$$V_{c1} = \frac{\sqrt{fc'}}{6} \times b \times d$$

$$V_{c1} = \frac{\sqrt{24}}{6} \times 0.30 \times 5.68 = 1391.3\ KN \ldots\ldots CONTROL$$

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

$Assume\ N_u = 0.0$

$$V_{c2} = \frac{\sqrt{24} \times 0.30 \times 5.68}{4} + \frac{N_u \times d}{4 \times L_w} = 2254\ KN$$

$$V_{c3} = \left[\frac{\sqrt{fc'}}{20} + \frac{l_w \left(\sqrt{fc'} + \frac{2 \times N_u}{l_w \times h} \right)}{\left(\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2} \right)} \right] \times \frac{h \times d}{10}$$

$$= \left[\frac{\sqrt{24}}{20} + \frac{l_w \left(\sqrt{24} + 0 \right)}{\frac{416.42}{48.72} - \frac{7.1}{2}} \right] \times \frac{0.30 \times 5.68}{10} = 1600 KN.$$

$\frac{1}{2}\Phi Vc$ = 507.75 KN > Vu = 48.72 KN ..... No Shear reinforcement needed

So use As min for vertical & Hor. Reinforcement .

Rt = 0.0025

Try Φ 10 (As = 78.5 m^2) for 2 layer

$Rt = \frac{2*78.5}{300*S} = 0.0025$ S=209.3 mm

Select Φ10 @20 cm for the reinforcement in two layers (horizontal)

Select Φ10 @20 cm for the reinforcement in two layers (Vertical)

Max. Spacing :

Lw / 5 = 7100 /5 = 1450 mm

3h = 3*300 = 900 mm

450 mm ..... Control

4 – 14 Design of Basement Wall .

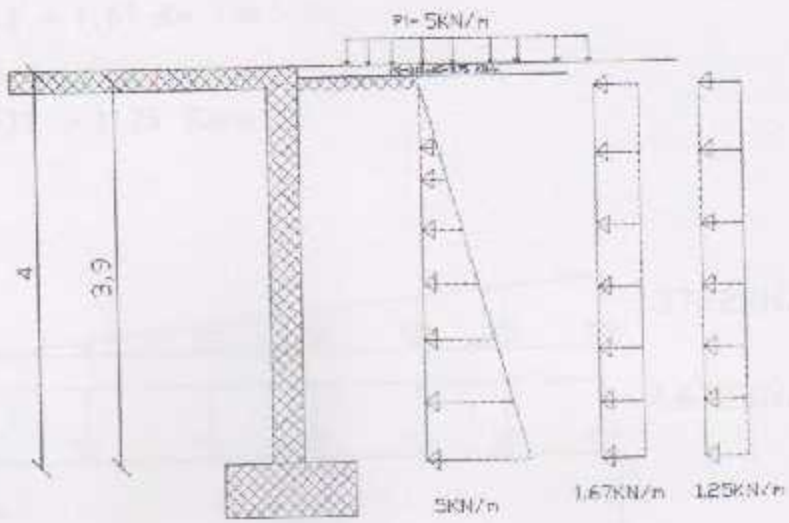


Fig. (4 - 20) Basement Wall- diagram

Load Calculation:

$f_c = 24\ Mpa$

$f_y = 420\ Mpa$

$\gamma_{soil} = 18\ Kn\ /\ m^3$

$\theta = 30^\circ$

$K = 0.333$

$q_1 = k \times \gamma \times h$

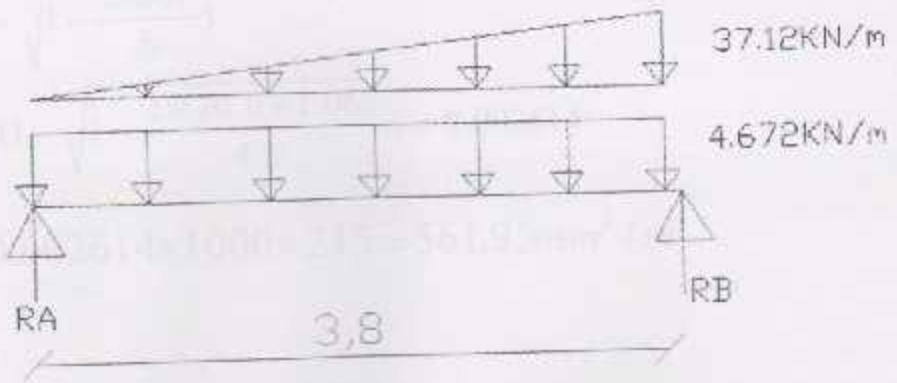
$q_1 = 18 \times 3.87 \times 0.333 = 23.2\ \text{Kn/m}^2$

$q_2 = k \times P$

$q_2 = 5 \times 0.33 = 1.67\ Kn\ /\ m^2$

$q_3 = P \times K_0$

$q_3 = 5 \times 0.333 = 1.25\ \text{Kn/m}^2$



$Q_{1(factored)}$ =1.6 x 23.2 = 37.12 KN/m

$Q_{2(factored)}$ =1.6 x 1.67 = 2.672 KN/m

$Q_{3(factored)}$ =1.6 x 1.25 = 2 KN/m

$W_1 = 4.672 \times 3.876 = 18.104\ KN$

$W_2 = 37.12 \times (3.876/2) = 71.92\ KN$

$$R_A = \frac{W1}{2} + \frac{W2}{3} = \frac{18.104}{2} + \frac{71.91}{3} = 33\ KN$$

$R_B = \frac{W1}{2} + \frac{2xW2}{3} = \frac{18.104}{2} + \frac{2x71.91}{3} = 57\ KN$

$R_B = \frac{WxL}{8} + \frac{2xW2}{3} = \frac{18.104}{2} + \frac{2x71.91}{3} = 57\ KN$

$M_{max} = \frac{WxL}{8} + 0.128\ WL = \frac{18.104x3.875}{8} + 0.128 \times 71.92 \times 3.875 = 44.44\ KN.m$

Mn =44.44 /0.9 =49.37 kn.m

$d = 300 - 75 - 10 = 215\ mm$

$Kn = \frac{Mnx}{b * d^2} = \frac{49.37 \times 10^6}{1000 \times 215^2} = 1.068 Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85 f_{c.}} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.6$

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

$\rho = \frac{1}{20.6}(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 1.068}{420}}) = 0.002614$

$As_{req} = 0.002614 \times 1000 \times 215 = 561.95 mm^2 / m$

$As_{min} = \frac{0.25\sqrt{fc'}}{fy} \times b \times d = \frac{0.25\sqrt{24} \times 1000 \times 215}{420} = 626.95 mm^2 / m$

But not less then

$As_{min} = \frac{1.4 \times bw \times d^2}{fy} = \frac{1.4 * 1000 * 215}{420} = 716.67 mm^2 / m$

$As_{min} = 716 mm^2 / m > As_{req} = 561.95 mm^2 / m$

$\#\ of\ bar\ in\ on\ meter = \frac{716.67}{154} = 5$

Total factored load in basement =1.2× (25×3.87×0.3)=34.87KN/m
Soil density =18 . 3 KN/m^3
Allowable soil Pressure = 400 KN/m^3
Assume footing to be about (30 cm) thick.
Footing weight = 1.2x (25x0.3) = 9 KN/m^2
Soil weight above the footing = 1.6 (3.85) 18 = 118.88 KN/m^2
live load =5 KN/m2
qallow,net = 400-5-9-118.86=263.37 KN/m2
Assume b = 0.8 m , h= 30 cm
d= 300 – 75 – 14 = 211 mm, qult = 34.87/1 *0.8= 43.75 KN/m2

Check of One Way Shear:-
Vu = 1×(0.25 - 0.211)× 43.75 = 1.67 KN

$$\phi \times Vc = \frac{0.75}{6}\sqrt{fc'} \times b \times d = \frac{0.75}{6}\sqrt{24} \times 1000 \times 211$$

$$\phi.Vc = 129KN >>>>> Vu = 1.67\ kN$$

.... No Shear Reinforcement Required

Design of Bending Moment:-

Mu = 43.75×0.25/2 = 1.34 KN/m^2

Mn =1.34 / 0.9 = 1.49 kN.m

$$Kn = \frac{Mnx}{b * d^2} = \frac{1.49 \times 10^6}{1000 \times 215^2} = 0.034Mpa$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.6$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 0.034}{420}}) = 0.000081$$

$$As_{req} = 0.000081 \times 1000 \times 211 = 17.1 mm^2$$

$$As_{shrinkage} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018x300x1000 = 540 mm^2$$

$As_{req} < As_{sh}$

Use Asmin
Use ⌀ 14
No. = 540/154 = 3.51 , Use 4 bars or Use □ 14 @ 25 cm c/c

In the other Direction:-

Asmin = 0.0018 * b * h
Asmin = 0.0018 * 1000* 30 = 540 mm2
Use ϕ 14
No. = 540/154= 3.51 , Use 4 bars
Use □ 14 @ 25 cm c/c

4 – 15 Design of Stair .

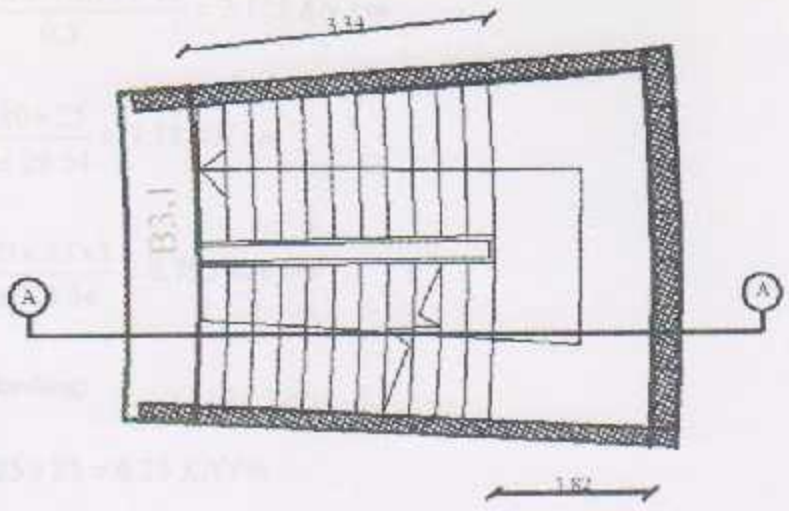


Fig. (4 - 21) Stair's Section

Determination of Slab thickness:

$$h_{min} = \frac{span}{20}$$

$$h_{min} = \frac{5.71}{20} = 0.286\ m$$

$$Use \quad h_{min} = 25\ cm$$

Load calculation:

Dead Load:

$$\text{Tiles} = \frac{(0.17 + 0.35) \times 0.03 \times 23}{0.3} = 1.195\ KN/m$$

$$\text{Morter} = \frac{(0.17 + 0.3) \times 0.03 \times 23}{0.3} = 1.195\ KN/m$$

$$\text{Stair} = \frac{0.5 \times 0.3 \times 0.17 \times 25}{0.3} = 2.125\ KN/m$$

$$\text{Concret} = \frac{0.20 \times 25}{\cos 29.54} = 7.18\ KN/m$$

$$\text{Plaster} = \frac{0.03 \times 23 \times 1}{\cos 29.54} = 0.793\ KN/m$$

Dead Load for landing:

$$\text{Concret} = 0.25 \times 25 = 6.25\ KN/m$$

$$\text{Plaster} = 0.03 \times 23 = 0.69\ KN/m$$

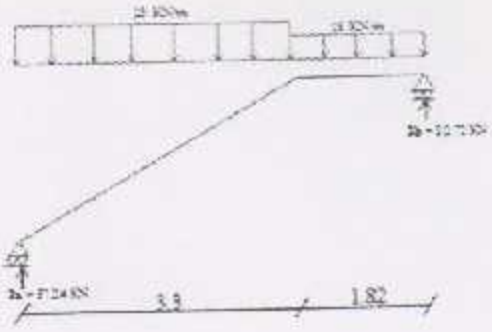
$$\text{Morter} = 0.03 \times 23 = 0.69\ KN/m$$

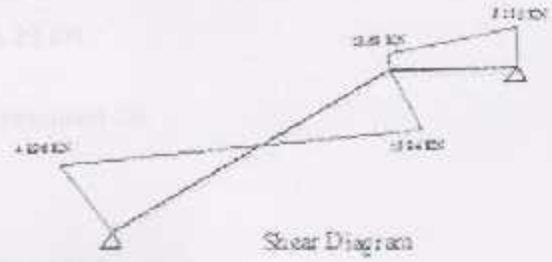
$$\text{Tiles} = 0.03 \times 23 = 0.69\ KN/m$$

Total Load:

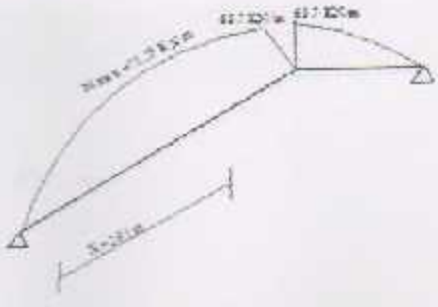
$$D.L_{total} = 12.49\ KN/M$$
$$L.L_{total} = 5\ KN/M$$

$$D.L_{total}lan = 8.32\ KN/M$$
$$L.L_{total}lan = 5\ KN/M$$





Shear Diagram



Moment Diagram

Mu =71.25KN.M

Vu =51.35 KN

h =25 cm

Assuming Ø 14 for main reinforcement-:

So, d =250-20-7 = 223 mm

Take d= 223 mm

Design of shear:

Vu =51.35 KN.

$$\phi Vc = \frac{\phi\sqrt{f_c'} \times b_w \times d}{6}$$

$$\phi Vc = \frac{0.75 \times \sqrt{24} \times 1 \times 0.223 \times 10^3}{6} = 136.23KN$$

Vu =51.35 KN< Ø.Vc =136.23 KN.

No shear Reinforcement is required OK

Design of Bending Moment

Mu =28.5KN.m.

$$Mn_{req} = \frac{Mu}{0.9} = \frac{71.25}{0.9} = 79.17\ KN.m$$

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

  $K_n = \frac{79.17 \times 10^{-3}}{1 \times 0.223^2} = 1.6MPa$.

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

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

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 1.6}{420}}\right) = 0.00396$$

As req =0.00396×1000×223 =883.1 mm²

- $$As_{min} \geq \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$$
$$\geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d)$$

$$As_{min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(1000)(223) \leq \frac{1.4}{420}(1000)(223)$$

$$650 \leq 743$$

$$so \quad As = 743\ mm^2$$

$$\#\ \text{Of Bars} = \frac{743}{154} = 4.8$$

Select Φ14 @ 20 c/c with A_s =1000/200*154 = 770 mm²

Check for yielding:

- Tension =Compression

$$A_s * fy = 0.85 * fc' * b * a$$
$$770 \times 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$
$$a = 15.85mm$$
$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{15.85}{0.85} = 18.64mm$$
$$\varepsilon_s = \frac{223 - 18.64}{18.64} * 0.003$$
$$\varepsilon_s = .025 > 0.005 \longrightarrow ok$$

Development length of the bars:

$$L_d = \frac{f_y}{2\sqrt{f'_c}} \times \alpha \times \beta \times \gamma \times d_b$$

$$L_d = \frac{420}{2 \times \sqrt{24}} \times 1 \times 1 \times 1 \times 1.2 = 52cm$$

$$L_d = 60\ cm$$

Secondary reinforcement:

$$As = \frac{1}{5} \times As_{req} = \frac{1}{5} \times 770 = 154mm^2$$

$$As_{Shrinkage} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 1000 \times 200 = 360mm^2$$

Select Φ10 @ 15 c/c with A_s = (1000/200)*78.5 = 393 mm².

الفصل الخامس

النتائج والتوصيات

٥-١ المقدمه

٥-٢ النتائج

٥-٣ التوصيات

٥-١ المقدمه

في هذا المشروع تم الحصول على مخططات معمارية تفتقد الى الكثير من الأمور بعد دراسة جميع المتطلبات تم اعداد المخططات المعمارية والمخططات الإنشائية الشاملة لمنتدى المرأة الفلسطيني المقترح بناءه في مدينه الخليل .

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

٥-٢ النتائج

١. يجب على كل مصمم إنشائي أن يكون قادرا على التصميم بشكل يدوي حتى يستطيع امتلاك الخبرة والمعرفة في استخدام البرامج التصميمية.
٢. من العوامل التي يجب أخذها بعين الاعتبار العوامل الطبيعية المحيطة بالمبنى وطبيعة الموقع وتأثير القوى الطبيعية على الموقع.
٣. يجب اختيار النظام الإنشائي الأنسب من حيث الأمان والتكلفة الاقتصادية.
٤. على المهندس المصمم أن يكون ملماً بطرق تنفيذ العناصر الإنشائية حتى يتمكن من تصميم المنشأ بطريقة قابلة للتنفيذ.
٥. الأحمال الحية المستخدمة في المشروع تم الحصول عليها من الكود الأردني.
٦. من الصفات التي يجب أن يتصف بها المصمم هي الحس الهندسي الذي يقوم من خلاله بتجاوز أية مشكلة ممكن أن تعترضه في المشروع.

٥-٣ التوصيات

لقد كان لهذا المشروع دور كبير في توسيع وتعميق فهمنا لطبيعة المشاريع الانشائية بكل ما فيها من تفاصيل وتصاميم . ومن هنا نود ان نتقدم بمجموعة من التوصيات نأمل من خلالها ان تعود بالفائدة على كل من يخطط لاختيار مشاريع ذات طابع انشائي .

ففي البداية يجب تنسيق وتجهيز كافة المخططات المعمارية ، بحيث يتم اختيار مواد البناء مع تحديد النظام الانشائي للمبنى ، ولا بد في هذه المرحلة من تحديد كافة المعلومات عن الموقع وتربته وقوة تحملها . بعد ذلك يتم تحديد مواقع الجدران الحاملة والأعمدة بالتوافق والتنسيق مع الفريق الهندسي المعماري ،ويحاول المهندس الانشائي في هذه المرحلة الحصول على اكبر قدر ممكن من الجدران الخرسانية المسلحة بحيث تكون موزعة بشكل منتظم او شبه منتظم في كافة انحاء المبنى ، ليتم استخدامها فيما بعد لمقاومة احمال الزلازل وغيرها من القوى الافقية .