جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة و التكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية و المعمارية

تخصص هندسة مدنية فرع هندسة مباني

اسم المشروع

التصميم الإنشائي لمبنى مدرسة

فريق العمل

أحمد عبد الرحمن العملة — رائـــــد إبراهيم العصافرة

معـــاذ محمد عويضات — ممـــدوح صـــلاح عمرو

إشراف :

م.خليل كرامة

فلسطين – الخليل

٢٠١٤م

جامعة بوليتكنك فلسطين
Palestine Polytechnic University
(PPU)
The Library المكتبة
Acc. ١٢٩٨٢ الرقم المتسلسل
Class. ..... رقم التصنيف

التصميم الإنشائي لمبنى مدرسة

فريق العمل

أحمد عبد الرحمن العملة

رائـــد إبراهيم العصافرة

معاذ محمد عويضات

ممدوح صلاح عمرو

إشراف :

م.خليل كرامة

تقرير مشروع التخرج

مقدم الى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا

جامعة بوليتكنك فلسطين

للوفاء بجزء من متطلبات الحصول على

درجة البكالوريوس في الهندسة المدنية تخصص مباني

كلية الهندسة و التكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية و المعمارية

جامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل- فلسطين

٢٠١٤م

بسم الله الرحمن الرحيم

شهادة تقييم مشروع التخرج

جامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل – فلسطين

عمل التصاميم و التفاصيل الإنشائية الكاملة لمبنى مدرسة

فريق العمل

أحمد عبد الرحمن العملة	رائـــــد إبراهيم العصافرة
معـــاذ محمد عويضـــــــــات	ممـــدوح صـــلاح عمـــــــرو

بنـاء علـى توجيهـات الأسـتاذ المشـرف علـى المشـروع وبموافقـة جميـع أعضـاء اللجنـة الممتحنة، تم تقديم هذا المشروع إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا للوفاء الجزئي بمتطلبات الدائرة لدرجة البكالوريوس.

توقيع مشرف المشروع

م.خليل كرامة

توقيع رئيس الدائرة

د.غسان الدويك

أيار – ٢٠١٤

الإهداء

بدأنا بأكثر من يد وقاسينا أكثر من هم وعانينا الكثير من الصعوبات وهانحن اليوم والحمد لله نطوي سهر الليالي وتعب الأيام وخلاصة مشوارنا بين دفتي هذا العمل المتواضع.

إلى منارة العلم والإمام المصطفى إلى الأمي الذي علم المتعلمين إلى سيد الخلق إلى رسولنا الكريم سيدنا محمد صلى الله عليه وسلم.

إلى الينبوع الذي لا يمل العطاء إلى من حكن سعادتنا بخيوط منسوجة من قلوبهن إلى أمهاتنا العزيزات.

إلى من يسعون ليل نهار لننعم بالراحة والهناء، الذين لم يبخلوا بشيء من أجل دفعنا في طريق النجاح الذين علمونا أن نرتقي سلم الحياة بحكمة وصبر، إلى آبائنا الأعزاء.

إلى من حبهم يجري في عروقنا وتثلج بذكرهم صدورنا ، إلى إخوتنا وأخواتنا.

إلى من سرنا سوياً ونحن نشق الطريق معاً نحو النجاح والإبداع إلى من تكاتفنا يداً بيد ونحن نقطف زهرة علمنا وتعلمنا , إلى أصدقائنا و زملائنا الأعزاء.

إلى من علمونا حروفا من ذهب وكلمات من درر وعبارات من أسمى وأجلى عبارات في العلم إلى من صاغوا لنا علمهم حروفا ومن فكرهم منارة تنير لنا سيرة العلم والنجاح إلى أساتذتنا الكرام ، إلى مشرفنا القدير م.خليل كرامة.

الى كل من ساهم في إنجاز هذا العمل .

الى كل هؤلاء نهدي هذا الجهد المتواضع.

فريق العمل

الشكر والتقدير

إن الشكر والمنة لله وحدة كما يليق بجلال وجهه وعظيم سلطانه أولا وأخيرا .

نتقدم بجزيل الشكر والإمتنان

إلى جامعتنا العزيزة .... جامعة بوليتكنك فلسطين .

إلى كلية الهندسة والتكنولوجيا.

إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية .... بطاقمها التدريسي و الإداري .

إلى المشرف على هذا المشروع .... م. خليل كرامة .

إلى من دعمنا في جميع مراحل حياتنا .... أهلنا الأحباء.

إلى كل من ساهم في انجاز هذا العمل المتواضع .

فريق العمل

ملخص المشروع

عمل تصميم إنشائي كامل لمبنى مدرسة بجميع تفصيلاته وعناصره المختلفة.

فريق العمل

أحمد عبد الرحمن العملة رائد إبراهيم العصافرة

معـــــــــــــــاذ محمد عويضات ممدوح صلاح عمرو

جامعة بوليتكنك فلسطين - ٢٠١٤م

إشراف م.خليل كرامة.

تتلخص فكرة هذا المشروع في عمل التصميم الإنشائي و كافة التفاصيل الإنشائية اللازمة لمبنى مدرسة والتي تقع في مدينة الخليل.

وهذا المشروع مكون من ثلاث طوابق موزعة على شكل كتل بعدة مناسيب حيث تحتوي كل كتلة على طابقين أو ثلاث طوابق بمناسيب مختلفة و يحتوي على الكثير من الفعاليات التي يحتاجها مرتادو المبنى مع كل وسائل الراحة، و قد صمم هذا المبنى على أحدث الطرز المعمارية، فبالإضافة إلى احتوائه على وسائل الراحة و الأمان ، وضعت الأدراج بشكل يسهل الحركة العمودية بين الطوابق والافقية بين كتل المبنى .

وهذا المبنى خرساني مسلح تم تصميمه وفقا لكود الخرسانة الأمريكي، ويحتوي المشروع على التفاصيل الكاملة لتحليل الأوزان الرأسية و الأفقية ثم توزيعها على العناصر الإنشائية الأفقية والرأسية ، ثم التحاليل الإنشائية الخاصة بكل عنصر، ثم التصميم الكامل حسب الكود المتبع ، و

قد تمت مراجعة جميع المخططات المعمارية لتتوافق مع التصاميم الإنشائية ، كما تم تجهيز جميع المخططات الإنشائية مع التفاصيل التنفيذية الكاملة.

Abstract

Structural Design and Details of School

Project Team

Ahmad Abd Al-rahman Amleh Raed Ibraheem Asafrah

Mamdouh Salah Amro Moath Mohamed Ewedat

Palestine Polytechnic University-2014

Supervisor

Eng.Khleel Karama

The main idea of this project is to prepare all structural design and executive details for a school In Hebron city.

This building consists of three Stores and it contains all activities required for any person.

This building is a reinforced concrete structure, and it was designed according to the ACI-318-08.

The project contains the structural analysis for vertical and horizontal loads and the structural design and details for each member in the project.

فهرس المحتويات

الموضوع	رقم الصفحة
عنوان المشروع	I
صفحة شهادة تقييم مقدمة مشروع التخرج	II
الإهداء	III
الشكر والتقدير	IV
ملخص المشروع باللغة العربية	V
ملخص المشروع باللغة الإنجليزية	VI
فهرس المحتويات	VII
فهرس الجداول	IX
فهرس الصور	IX
فهرس الأشكال	X
List of Abbreviations	XI
الفصل الأول : المقدمة	١
١.١ المقدمة	٢
٢.١ أهداف المشروع	٢
٣.١ مشكلة المشروع	٣
٤.١ حدود مشكلة المشروع	٣
٥.١ المسلمات	٣
٦.١ فصول المشروع	٣
٧.١ إجراءات المشروع	٤
الفصل الثاني : الوصف المعماري	٥
٢.١ المقدمة	٦
٢.٢ لمحة عن المشروع	٦
٢.٣ موقع المشروع	٦
٢.٤ أهمية الموقع وحركة الشمس والرياح	٧
٢.٤.١ أهمية الموقع	٧
٢.٤.٢ حركة الشمس والرياح	٨
٢.٤.٣ العناصر المعمارية	٨
٢.٥ وصف المساقط الأفقية	٨
٢.٥.١ الطابق الأرضي	٨-٩
٢.٥.٢ الطابق الأول	٩-١٠
٢.٥.٣ الطابق الثاني	١٠-١١
٢.٥.٤ المكتبة	١١-١٢
٢.٦ وصف الواجهات	١٢
٢.٦.١ الواجهة الشمالية	١٣
٢.٦.٢ الواجهة الجنوبية	١٣
٢.٦.٣ الواجهة الشرقية	١٤
٢.٦.٤ الواجهة الغربية	١٤
٢.٧ وصف الحركة	١٥-١٦
الفصل الثالث : الوصف الإنشائي	١٧

٣.١ مقدمة	١٨
٣.٢ هدف التصميم الإنشائي	١٨
٣.٣ الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى	١٩
٣.٣.١ الأحمال	١٩
٣.٣.٢ الاحمال الميتة	١٩
٣.٣.٣ الأحمال الحية	٢٠
٣.٣.٤ الأحمال البيئية	٢١
٣.٤ العناصر الإنشائية	٢٢
٣.٤.١ العقدات	٢٣-٢٥
٣.٤.٢ الجسور	٢٥
٣.٤.٣ الأعمدة	٢٦
٣.٤.٤ الجدران الحاملة (جدران القص)	26-27
٣.٤.٥ الأساسات	27-28
٣.٤.٦ الأدراج	28-29
٣.٤.٧ الجدران الاستنادية	٣٠
٣.٤.٨ فواصل التمدد	30-31
Chapter Four : Structural Analysis & Design	٣٢
4.1 Introduction	٣٣
4.2 Factored Loads	٣٤
4.3 Slab Thickness Calculations	٣٤
4.4 Load Calculation	٣٥
4.4.1 Calculations Of Dead Load	٣٥
4.4.2 Calculations Of Live Load	٣٦
4.5 Design Of Topping	٣٦
4.6 Design Of Rib (R1)	37-49
4.7. (C.R 1) Design of two way Rib slab	50-57
4.8 Design of Beam	58-73
4.9 Design of Slender Coulomn	73-75
4.10 Design of Isolated Footing	76-81
4.11 Design of one way solid Slab	82-86
4.12 Design of Shear Wall	86-89
4.13 Design of Stairs	90-97
الفصل الخامس : الملحقات	100
5.1 Appendix A : Architectural Drawings	101
5.2 Appendix B : Structural Drawings	101
5.3 المصادر والمراجع	102

فهرس الجداول

الجدول	رقم الصفحة
جدول (١-١) الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية ٢٠١٣/٢٠١٤	٤
جدول (٣-١) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة	١٩
جدول (٣-٢) الأحمال الحية	٢٠
جدول (٣-٣) قيمة أحمال الثلوج حسب الإرتفاع عن سطح البحر	٢١
Table(4-1) calculation of the total load for(R1)	٣٦
Table (4.2) Calculation of two way dead load (C.R1)	51

فهرس الصور

الصورة	رقم الصفحة
صورة(١-٢) صورة تبين الموقع العام لقطعة الأرض	٧
صورة(٢-٢) مسقط الطابق الأرضي	٩
صورة(٣-٢) مسقط الطابق الأول	١٠
صورة(٤-٢) مسقط الطابق الثاني	١١
صورة(٥-٢) مسقط المكتبة	١٢
صورة(٦-٢) الوجهة الشمالية	١٣
صورة(٧-٢) الواجهة الجنوبية	١٣
صورة(٨-٢) الواجهة الشرقية	١٤
صورة(٩-٢) الواجهة الغربية	١٤
صورة(١٠-٢) مقطع A-A يبين بعض أنواع الحركة	١٥
صورة(١١-٢) مقطع B-B يبين بعض أنواع الحركة	١٦
صورة(١٢-٢) مقطع C-C و D-D يبين بعض أنواع الحركة في المسرح	١٦

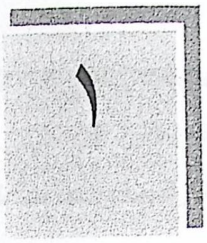
فهرس الأشكال

الصورة	رقم الصفحة
شكل(١-٣) عقدات العصب ذات الأتجاه الواحد	٢٣
شكل(٢-٣) عقدات العصب ذات الأتجاهين	٢٣
شكل(٣-٣) البلاطات المسطحة	٢٤
شكل(٤-٣) صور توضيحية للجسور	٢٥
شكل(٥-٣)بعض أشكال الأعمدة	٢٦
شكل(٦-٣) جدران القص	٢٧
شكل(٧-٣) نقل الاحمال الى الاساسات و الأساس المنفرد	٢٨
شكل(٨-٣) الدرج	٢٩
شكل(٩-٣) جدار إستنادي	٣٠
شكل(١٠-٣) فواصل التمدد	٣١
Figure(4-1) spans length of rib (R1)	٣٤
Figure(4-2) total load calculations for (R1)	٣٥
Figure(4-3) envelop (R1)	٣٨-٣٩
Figure (4-4) Two way ribbed slab (R 1)	50
Figure(4-5) beam (1) envelop	60
Fig (4-6) Destribution of moment for two way rib slab	53
Fig. (4 - 7)support reaction from beam B.B7	73
Fig (4-8) One Way Solid Slab	82
Fig (4-9) 1m strip of one way solid slab	83
Fig (4-10) location of shear wall.	86
Fig(4-11) Shear Wall By using ETABS	88
Fig (5-1) Shear and Moment diagram of Wall	88
Fig (5-2) Stair(ST1A).	92
Fig (5-3): Envelope diagram Flight (ST1A)	95
Fig(5-4): Envelope diagram Of Landing (L1A)	97

List of Abbreviations

- **Ac** = area of concrete section resisting shear transfer.
- **As** = area of non-prestressed tension reinforcement.
- **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.
- **C_c** = compression resultant of concrete section.
- **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.
- **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.

- V_s = nominal shear strength provided by shear reinforcement.
- V_u = factored shear force at section.
- W_c = weight of concrete. (Kg/m^3).
- W = width of beam or rib.
- W_u = 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

المقدمة

١.١ المقدمة.

٢.١ أهداف المشروع.

٣.١ مشكلة المشروع.

٤.١ حدود مشكلة المشروع.

٥.١ المسلمات.

٦.١ فصول المشروع.

٧.١ إجراءات المشروع.

١.١ المقدمة

الإنسان بطبيعته يحتاج إلى التعلم في جميع مراحل حياته والترفيه عن نفسه وتخفيف الضغط النفسي المتولد من الظروف المحيطة لدى الفرد الفلسطيني ،وإنطلاقاً من هذه الأهمية ، جاءت فكرة هذا المشروع الذي يعنى بدراسة مبنى لمدرسة مع بعض العناصر الترفيهية والمدرسة كمشروع يمكن تصميمها وتطبيقها معمارياً وإنشائياً .

تتطلب عملية التصميم عامة 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 أقل تكلفة اقتصادية ممكنه لهذا النظام الإنشائي بما لا يتعارض مع التصميم المعماري المختار. كذلك لا بد من الأخذ بالاعتبار النواحي المتعلقة بالتمديدات الكهربائية بما يتناسب مع طبيعة المشروع المنشأ وعناصره الميكانيكية كأنظمة التدفئة والتبريد والصرف الصحي.

يتضمن المشروع تصميم النظام الإنشائي لمبنى مدرسة تتكون من ٨ كتل موزعة على عدة مناسيب على شكل علامة استفهام مما يوحي بالإحتضان للعلم مما يوفر الراحة النفسية للطالب عند التمعن بالشكل الخارجي والداخلي للمدرسة . وهو مشروع اعتيادي من حيث توزيع العناصر الإنشائية كالأعمدة والجسور بما يتلائم مع المخططات المعمارية ومن ثم تصميم هذه العناصر ابتداءً من العقدات وانتهاءً بالقواعد و الأساسات ومن ثم تجهيز المخططات الإنشائية التنفيذية وذلك من أجل الخروج بمشروع متكامل وقابل للتنفيذ.

٢.١ أهداف المشروع

نأمل من هذا المشروع بعد إكماله أن نكون قادرين على الوصول إلى الأهداف التالية:

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

٣.١ مشكلة المشروع

يدور البحث حول تصميم العناصر الإنشائية لمبنى مدرسة متعدد الكتل والمناسيب ، حيث يتضمن التصميم الإنشائي مختلف العناصر من البلاطات و الجسور والأعمدة و الأساسات بما يتلاءم مع التوزيع الإنشائي لهذه العناصر وما لا يتعارض مع التصميم المعماري.

٤.١ حدود مشكلة المشروع

يقتصر العمل لهذا المشروع على الناحية الإنشائية فقط ، حيث سيتم العمل خلال الفصلين الأول والثاني من السنة الدراسية ٢٠١٣-٢٠١٤ من خلال مقدمة مشروع التخرج في الفصل الأول و مشروع التخرج في الفصل الثاني.

٥.١ المسلمات

١. اعتماد الكود الأمريكي في التصميم الانشائي لكافة العناصر (ACI-318-08) والأحمال من الكود الأردني.
٢. استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (Etabs ,Safe, Atir)

٦.١ فصول المشروع

يحتوي هذا المشروع على أربعة فصول وهي:

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

٧.١ إجراءات المشروع

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

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

٣) تحديد الأحمال المؤثرة على المبنى وتحليل العناصر الإنشائية على هذه الأحمال .

٤) تصميم العناصر الإنشائية بناءً على نتائج التحليل.

٥) إنجاز المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها ليخرج المشروع بشكله النهائي المتكامل والقابل للتنفيذ.

والجدول التالي يوضح تسلسل أعمال المشروع والزمن اللازم لكل نشاط.

الفعاليات / الاسابيع	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
اختيار المشروع																
دراسة المخططات المعمارية																
دراسة المبنى انشائيا																
توزيع الاعمدة																
التحليل الانشائي للمشروع																
التصميم الانشائي للمشروع																
اعداد المخططات																
كتابة المشروع																
عرض المشروع																

جدول (١-١) الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية (٢٠١٣-٢٠١٤)

2

الفصل الثاني

الوصف المعماري

٢.١ المقدمة.

٢.٢ لمحة عامة عن المشروع .

٢.٣ موقع المشروع .

٢.٤ أهمية الموقع وحركة الشمس والرياح .

٢.٥ وصف المساقط الأفقية .

٢.٦ وصف الواجهات .

٢.٧ وصف الحركة .

٢.١ المقدمة

إن الوصف المعماري هو حاجة وضرورة للمساعدة في فهم وتحليل كافة الوظائف والفعاليات والحركات داخل المبنى ، و ذلك طبقا لاستخداماته والحاجة التي دفعت لانشائه ، ومن اهم ما يميز المدارس في تصميها ، هو توفير الراحة النفسية والجسدية للطلاب والمستخدمين لهذا المنشأ .

ولا بد ان يتوفر في المدارس على اختلاف مستوياتها ، ملاعب رياضية ومدرجات ومكتبات بالاضافة للقاعات التدريسية والوحدات الصحية .

إن بناء المدرسة هو مثل أي عملية بناء لا بد أن تمر بعدة مراحل ، وهي مشابهة لمراحل البناء المعهودة ، مع مراعاة لبعض الخصوصية التي تتطلبها المنشأة ، فعادة ما نبدأ بالتصميم المعماري ، الذي يهتم بالمبنى من الناحية الجمالية و توزيعات الوظائف ، واستخدمات الكتل المعمارية والأبعاد المناسبة للكتل وفقا للوظيفة المعمارية المطلوبة ، ولا بد ان يراعى في التصميم مواضيع اخرى ذات اهمية مثل : الانارة الجيدة ، ووسائل تهوية صحية والحركة .

بعد الانتهاء من عملية التصميم المعماري ، نبدأ بالمرحلة الثانية وهي مرحلة التصميم الانشائي ، وخلال هذه المرحله تحديد العناصر الانشائية وابعادها وخصائصها ، وذلك اعتمادا على أحمال المبنى و طبيعة استخدامه مراعيا نقل الأحمال عبر العناصر الانشائية الى الأساسات الحاملة والتربة .

٢.٢ لمحة عن المشروع

المشروع هو عبارة عن مدرسة تقع في مدينة الخليل . وصممت هذه المدرسة لتكون شامله للمتطلبات الوظيفية المعمارية المذكورة آنفاً ، وقد تم الحصول على هذه المخططات من قبل دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في جامعة بولتكنيك فلسطين ، ليتسنى لنا عمل التصميم الإنشائي وإعداد المخططات التنفيذية لجميع العناصر الإنشائية التي يشملها المبنى .

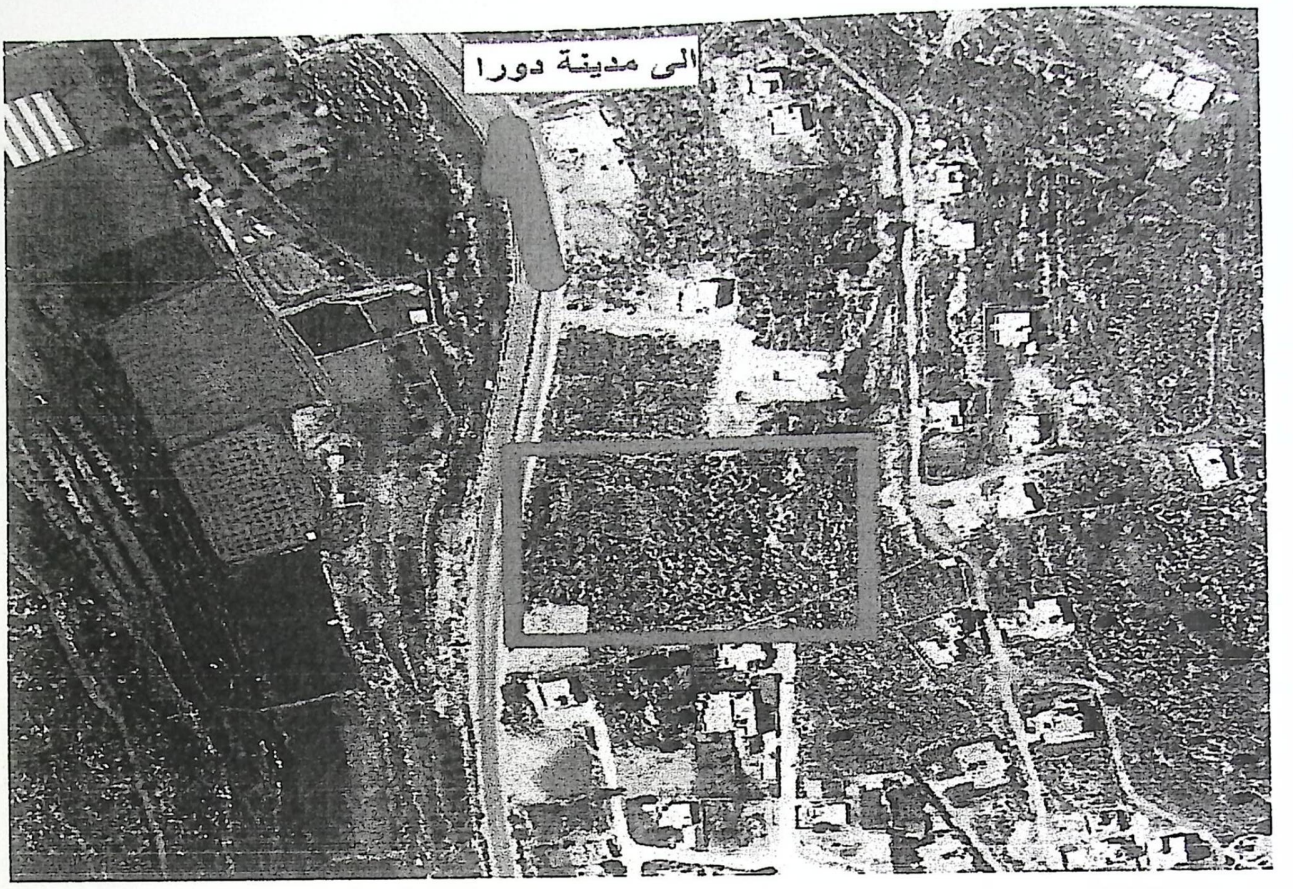
يتكون هذا المشروع من ٨ كتل موزعة على امتداد قطعة ارض مساحتها حوالي ١٨٥٠٠ متر مربع ، ومساحة العقدات لهذه الكتل حوالي ٧٩١٠ متر مربع .

٢.٣ موقع المشروع

لتصميم أي مشروع فإنه ينبغي دراسة الموقع المراد الإنشاء فيه بعناية فائقة ، مراعيا بذلك الموقع الجغرافي وتأثير الظروف المناخية السائدة في المنطقة بحيث تصان العناصر القائمة وتتآلف وتتناغم مع التصميم المقترح .

فلذلك يجب اعطاء فكره عامه عن عناصر الموقع من توضيح لمقاسات الارض المقترحه للبناء ، وعلاقة الموقع بالشوارع والخدمات المحيطة ، ارتفاع المباني المحيطة ، واتجاه الرياح السائدة و مسار الشمس .

قطعة الارض غير منتظمة الشكل ، تبلغ مساحتها تقريبا ١٨٥٠٠ متر مربع ، تقع في مدينة الخليل أول طريق مدينة دورا ، وقد تماشى شكل المشروع المنوي إنشاءه مع قطعة الأرض ذات الشكل المستطيل مراعيا التصميم وآخذا بعين الاعتبار الحاجه إلى وجود موقف خاص للسيارات .



صورة (٢.١) : صورة تبين الموقع العام لقطعة الارض .

٢.٤ اهمية الموقع وحركة الشمس والرياح

٢.٤.١ اهمية الموقع

تم مراعاة ما يلي في اختيار الموقع :

- أن تكون المدرسة في مكان وسطي قريب من مركز المنطقة .
- مساحة قطعة الأرض كافية لإنشاء المشروع وما يلزمه من متطلبات .
- توفر وسائل النقل والمواصلات .
- توفر ما يلزم من خدمات مثل : (كهرباء ، ماء ، هاتف) .

٢.٤.٢ حركة الشمس والرياح

تعتبر حركة الشمس والرياح من العوامل المهمه في تحليل المبنى ، فيجب مراعاة تأثير الشمس والرياح على المبنى ليتسنى تقسيمه إلى فراغات تتناسب و توجيهه المناخي بحيث يلبي شروط التصميم المتعلقة بالتهوية والإضاء الطبيعية .

٢.٤.٣ العناصر المعمارية

تعتبر العناصر المعمارية من المقومات الأساسية لأي مشروع حيث يراعى في هذه العناصر توفير الركائز الأساسية لتوفير سبل الراحة النفسية وتوفير مقومات نجاح أي مشروع حيث تعكس هذه العناصر الجمال المعماري والراحة الحركية والوظيفية وربط عناصر المنشأة مع بعضها مما يسهل من عملية الربط الوظيفي بين أجزاء المنشأة.

٢.٥ وصف المساقط الأفقية

المبنى في تركيبته الهندسية يعتمد على الشكل الحلزوني حيث يتكون من ٣ طوابق على شكل علامة استفهام هذه الطوابق متفاوتة الارتفاعات والمناسيب يربط بينها شريط مكون من عدة أدراج لتسهيل التنقل بين المباني على اختلاف مناسيبها حسب سطح الأرض المقامة عليها هذه المدرسة حيث تتوزع المساحات للطوابق المختلفة كما يلي:

٢.٥.١ الطابق الأرضي

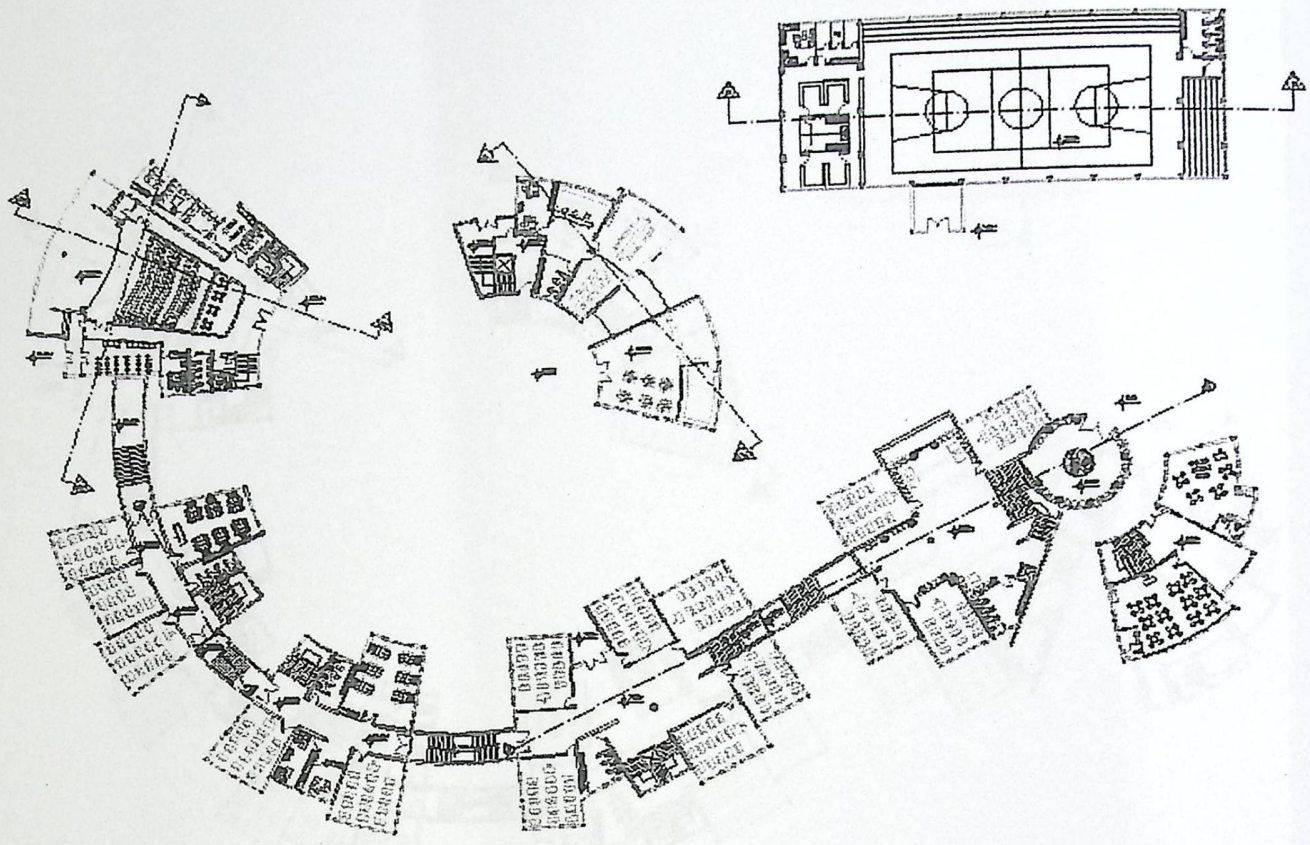
مساحة هذه الطابق هي ٣٥٤٨ متر مربع .

استعمالات الطابق :

- عدد من القاعات .
- عدد من الغرف للموظفين .
- قاعتي كافتيريا .
- مسرح .
- ملعب .
- غرف انتظار للملعب .
- غرف تبديل ملابس .
- مجموعة من المراحيض .

طريقة الوصول :

- من خلال المدخل الرئيسي .
- من خلال الأدراج الداخليه الرأسية والشريطية.
- من خلال الأدراج على جانب أو جانبي كل كتلة حسب منسوبها مع سطح الأرض.



صورة (٢.٢) : مسقط الطابق الأرضي .

٢.٥.٢ الطابق الأول

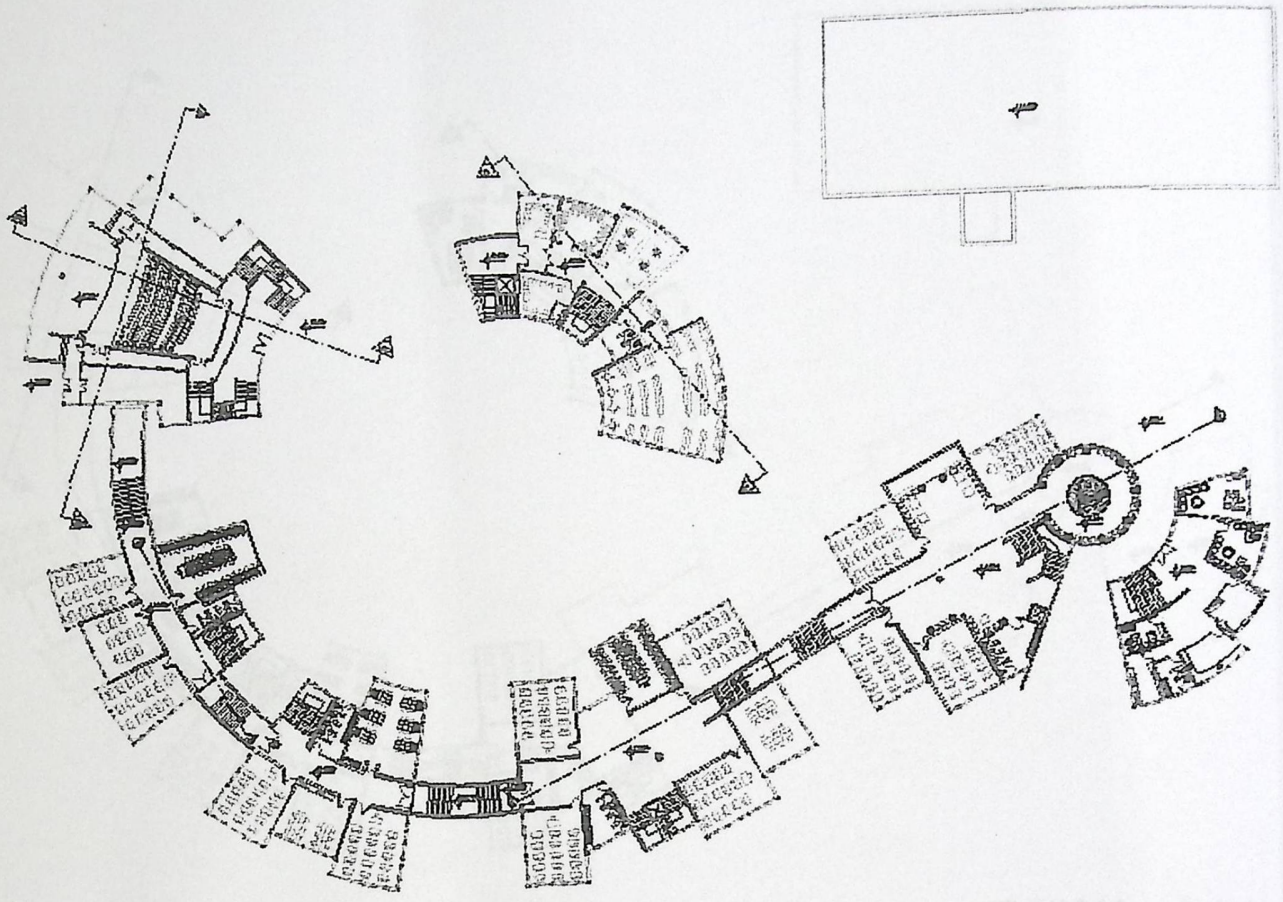
مساحة هذا الطابق ٣٠٢٠ متر مربع .

استعمالات الطابق :

- عدد من قاعات التدريس .
- عدد من الغرف للموظفين .
- مكاتب الإدارة .
- مطبخ .
- عدد من المراحيض .

طريقة الوصول :

- من خلال الأدراج الرأسية .
- التنقل داخل الطابق باستخدام الأدراج الشريطية داخل المبنى.
- من خلال الأدراج على جانب أو جانبي كل كتلة حسب منسوبها مع سطح الأرض.



صورة (٢.٣) : مسقط الطابق الأول .

٢.٥.٣ الطابق الثاني

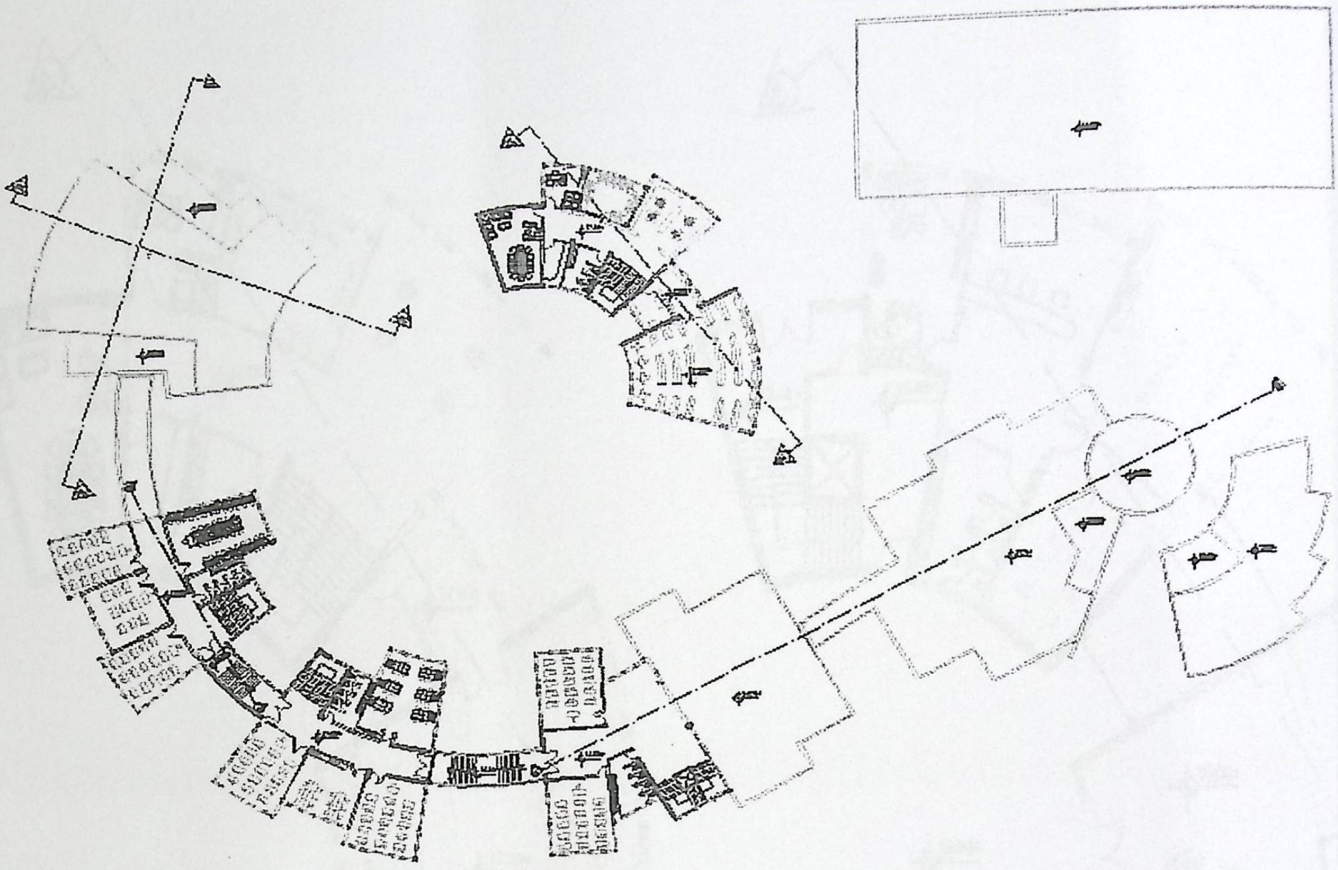
مساحة هذا الطابق ١٣٤٢ متر مربع .

استعمالات الطابق :

- عدد من الغرف الصفية .
- مختبرات متنوعة .
- مكتبة للمدرسة .
- قاعة اجتماعات .
- مراحيض .

طريقة الوصول :

- من خلال الأدراج .



صورة (٢.٤) : مسقط الطابق الثاني .

٢.٥.٤ المكتبة

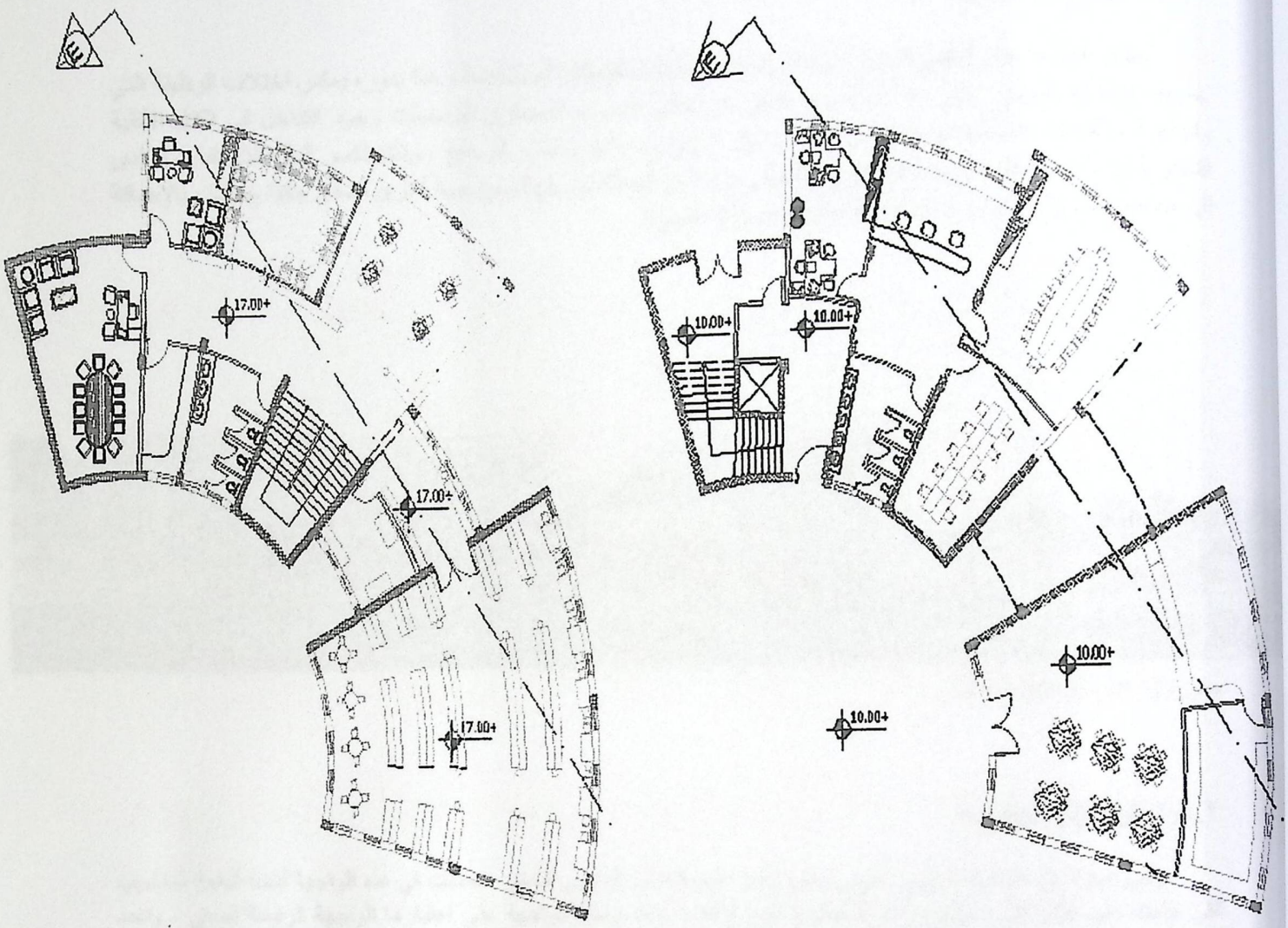
مساحة المكتبة ١٢٦٣متر مربع موزعة على ٣ طوابق .

استعمالات المكتبة:

- الطابق الأرضي يحتوي على (مكتب موظف ، مكتبة ، قاعة اجتماعات ، عدد من المراحيض ، كافتيريا).
- الطابق الأول يحتوي على (مكتبة كبيرة ، مختبرات حاسوب ، مختبر فيزياء ، عدد من المراحيض).
- الطابق الثاني يحتوي على (مكتبة صغيرة ، مختبرات حاسوب ، مختبر كيمياء ، عدد من المراحيض).

طريقة الوصول :

- الأدراج الرأسية للمبنى .



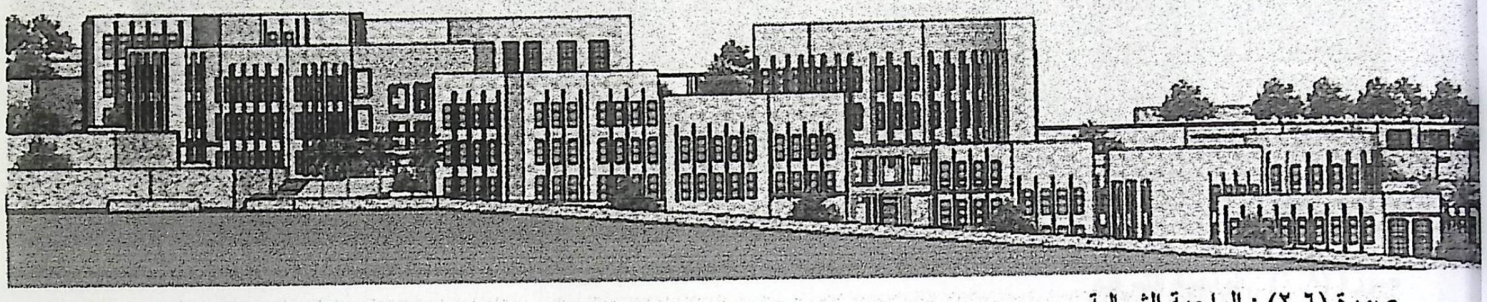
صورة (٢.٥) : مساقط المكتبة .

٢.٦ وصف الواجهات

لا شك في أن الواجهات المنبثقة من أي تصميم تعطي الانطباع الأول عن المبنى ، ومدى علاقته مع البيئة المحيطه بل وإنها تظهر اختلافات الوظيفة التي تؤديها الفراغات والتي تعكسها الواجهه ، وهذا يأتي من خلال نظام الفتحات التي تظهر في الواجهه والتي لا بد أن تتناسب مع وظيفة هذا الفراغ أو من خلال المناسيب وتفاوتها .

٢.٦.١ الواجهة الشمالية

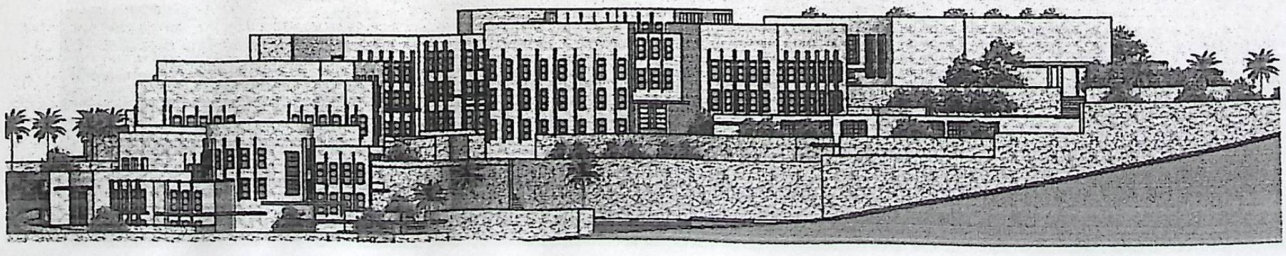
يظهر فيها المدخل الخلفي للمبنى ، ونرى فيها تعدد أنظمة الفتحات المستخدمة ، هذا بدوره يعكس اختلاف الوظيفة التي تحتويها فراغات المبنى . وفي هذا المشروع يظهر من خلال التصميم المعماري للواجهات وجود التداخل في الكتل الأفقية والرأسية ، كما نلاحظ استخدام متعدد لمواد البناء مثل : الحجارة والخرسانة و الزجاج ، وذلك لكسر الملل الذي قد يتولد لدى الناظر ، هذا بالإضافة إلى أن استخدام الزجاج أضفى نوعاً من الحداثه من جهة ومن جهة أخرى أضفى جانباً جمالياً ، بالإضافة إلى مساهمته في توفير جزء من الإضاءة الطبيعية وكذلك التهوية .



صورة (٢.٦) : الواجهة الشمالية .

٢.٦.٢ الواجهة الجنوبية

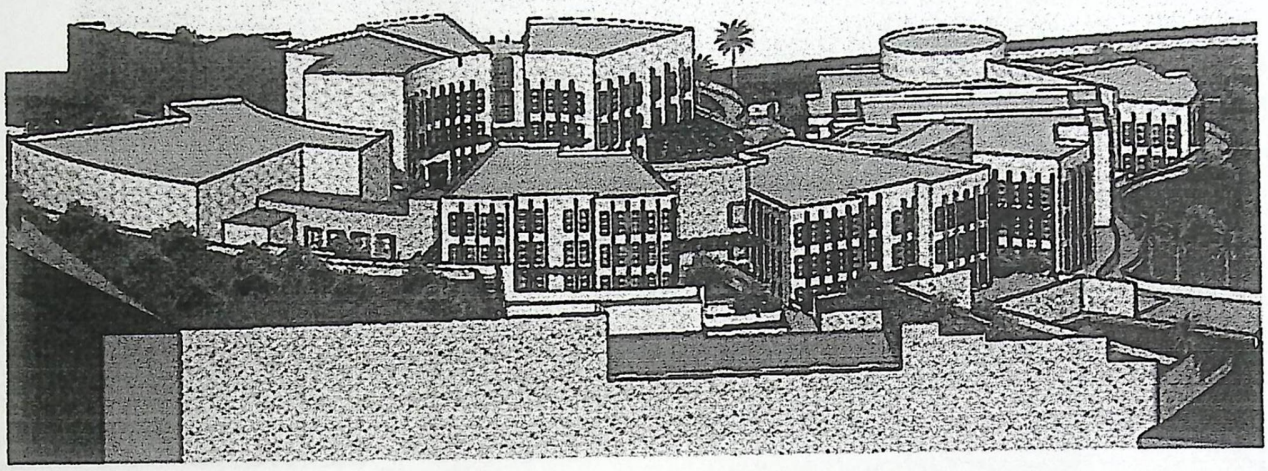
وهي عبارة عن الواجهة الرئيسة للمبنى والتي يظهر فيها المدخل الرئيسي للمبنى ، تعددت في هذه الواجهة أيضا أنظمة المناسيب التي جاءت على شكل كتل ، والبروزات المعمارية التي أضفت رونقاً جمالياً للواجهة على اعتبارها الواجهة الرئيسة للمبنى ، وتعدد استعمالات الزجاج ، الذي ساهم أيضا في كسر الملل لدى الناظر للواجهة ، وكذلك المساعدة في عملية الإضاءة الطبيعية والتهوية .



صورة (٢.٧) : الواجهة الجنوبية .

٢,٦,٣ الواجهة الشرقية

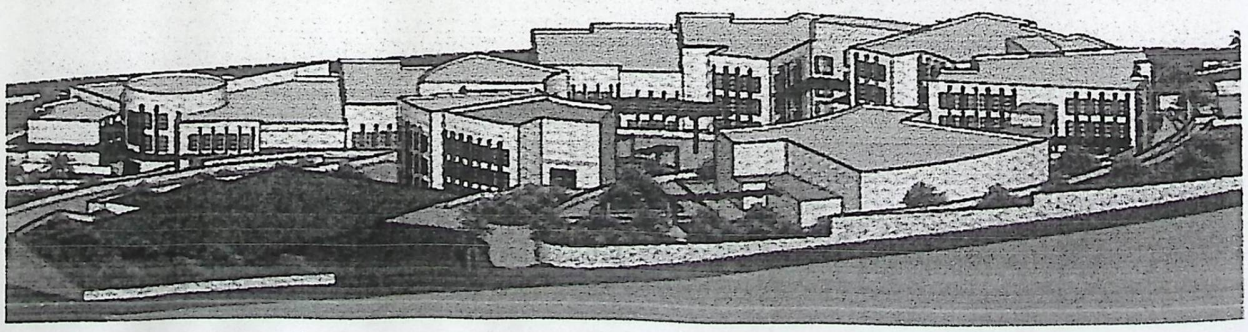
استعمل في هذه الواجهة الحجارة والزجاج ، وحاول استخدام أشكال متعددة من الكتل ، كما ويظهر في الواجهة البروزات والتكتلات المعمارية وكذلك وجود الشريط الذي يمتد بين الكتل للمبنى كان من شأنه إعطاء الرونق الجمالي للواجهة من جهة ، وكسر الملل البصري لدى الناظر من جهة أخرى .



صورة (٢.٨) : الواجهة الشرقيه

٢,٦,٤ الواجهة الغربية

يظهر في هذه الواجهة استخدام مواد البناء المختلفة من خرسانة وحجارة ، بالإضافة إلى استخدام الزجاج الذي يساهم في الإضاءة والتهوية الطبيعيتين ، مما أسهم في كسر الملل البصري لدى الناظر وكذلك تعدد أشكال الكتل وتغيرها من كتلة لأخرى مثل الشكل الدائري والمستطيل أضفى نوعاً من الجمال الذي يحقق الراحة النفسية للناظر .



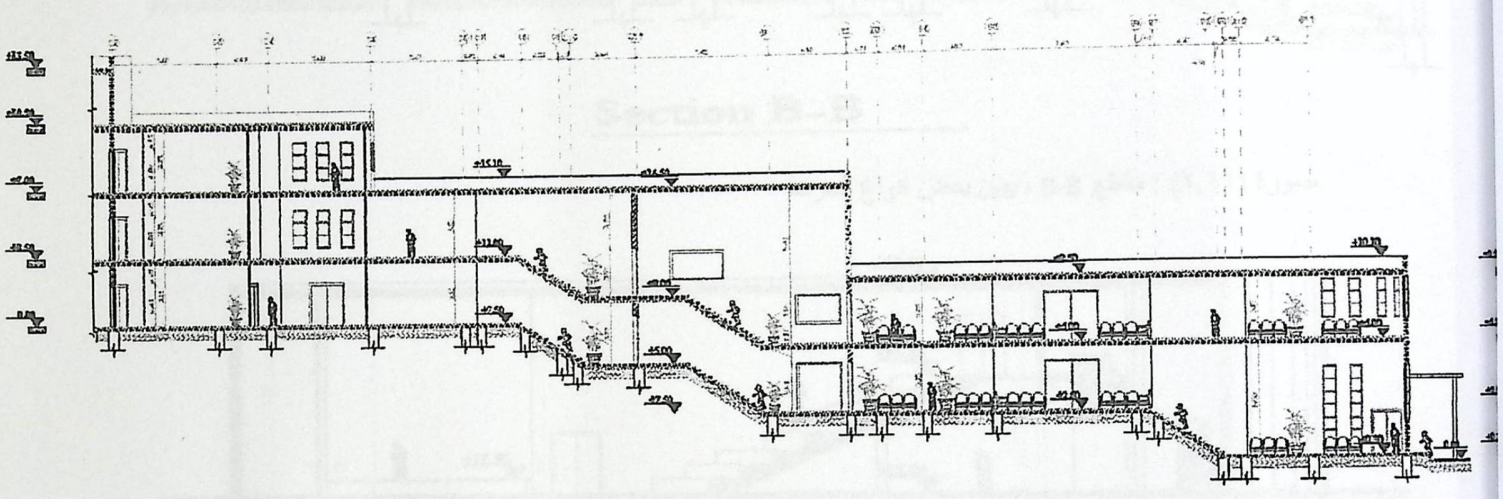
صورة (٢.٩) : الواجهة الغربية

2.7 وصف الحركة

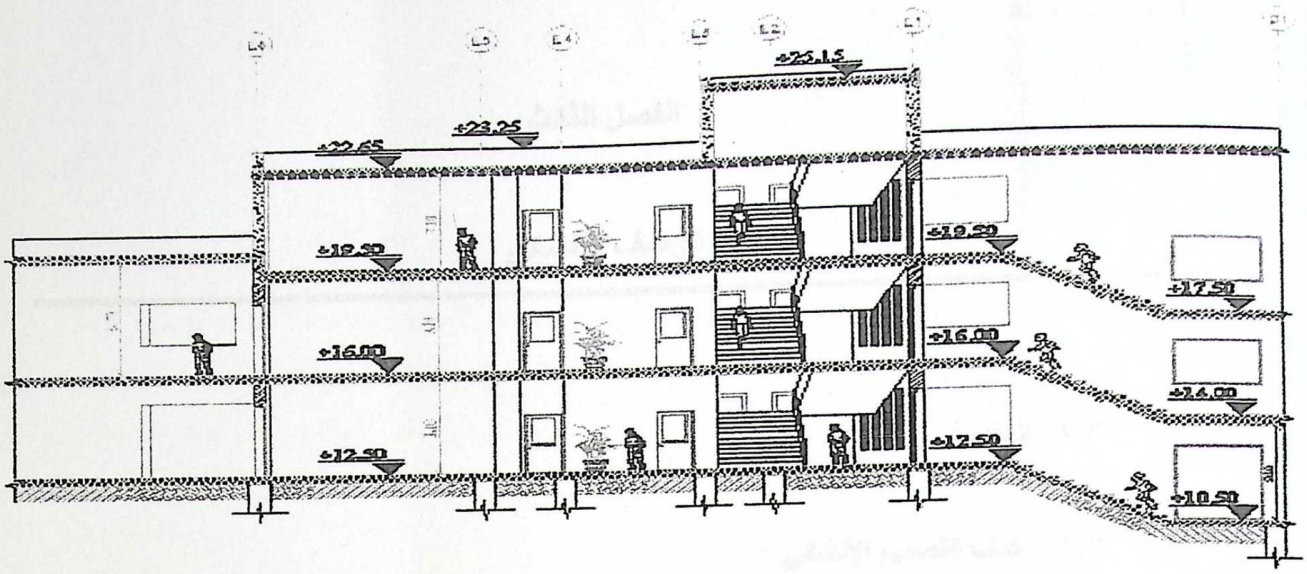
تأخذ الحركة أشكالاً عدة ، سواء من الخارج أو من الداخل ، فالحركة من الخارج إلى الداخل تتم بشكل سلس نظراً لوجود أدراج داخلية أفقية تربط كتل المبنى مع بعضها وأدراج رأسية تربط طوابق الكتلة الواحدة.

ويمكننا الوصول للمبنى من عدة أماكن مثل : الدرج ، والمدخل الرئيسي والمداخل الفرعيه الأخرى، هذا بدوره يتيح حرية الدخول والخروج من وإلى المبنى ، أما بالنسبة للحركة داخل المبنى فتقسم إلى حركة أفقية داخل الطابق الواحد ، وحركة رأسية ما بين الطوابق المختلفة.

فالحركه في الطابق الارضي تأخذ شكلاً خطياً في الممرات، بالإضافة إلى الحركة الرأسية بين الطوابق فإنها تتم من خلال الأدراج المتوفرة في أماكن متعددة في المبنى وهذا بدوره يسهل الحركة الأفقية داخل الطوابق والحركة الرأسية بينهما .

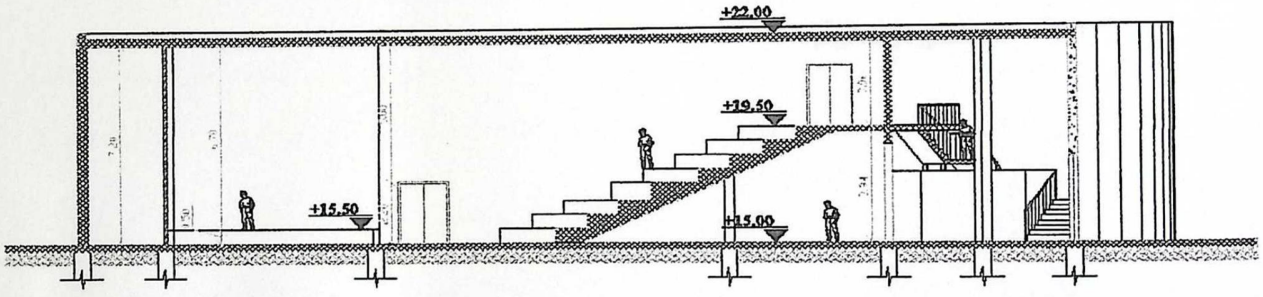


صورة (٢.١٠) : مقطع A-A ، يبين بعض انواع الحركة .

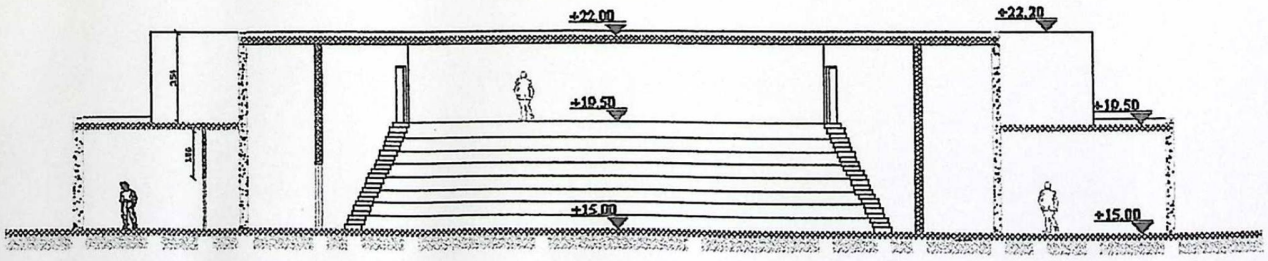


Section B-B

صورة (٢.١١) : مقطع B-B ، يبين بعض انواع الحركة



Section C-C



Section D-D

صورة (٢.١٢) : مقطع C-C ومقطع D-D، يبين بعض انواع الحركة في المسرح.

٣

الفصل الثالث

الوصف الإنشائي

١.٣ المقدمة.

٢.٣ هدف التصميم الإنشائي.

٣.٣ الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى.

٤.٣ العناصر الإنشائية.

١.٣ مقدمة

من خلال الوصف المعماري الكامل للمبنى لا بد من تطبيق الأفكار و المقترحات الموجودة في التحليل المعماري في التصميم الإنشائي الذي يتماشى مع المتطلبات المعمارية والقوانين الهندسية إذ يعتمد التصميم الإنشائي بشكل أساسي على تصميم كافه العناصر الإنشائية بحيث تقاوم كافة الأحمال التي تؤثر عليها و بالتالي يجب وصف كافة هذه العناصر وصفاً دقيقاً يلبي متطلبات الحسابات الهندسية لهذا المشروع بالإضافة للحفاظ على التصميم المعماري وعدم تغييره .

٢.٣ هدف التصميم الإنشائي

يهدف التصميم الإنشائي بشكل أساسي إلى إنتاج منشأ متين ومتزن من جميع النواحي الهندسية الإنشائية ومقاوم لجميع المؤثرات الخارجية من أحمال ميتة وحية وأيضا أحمال بيئية من تأثير الزلازل و الرياح و الثلوج. وبالتالي يتم تحديد العناصر الإنشائية بناء على:

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

٣.٣ الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى

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

١.٣.٣ الأحمال

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

٢.٣.٣ 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 تلازم المبنى بشكل دائم، ثابتة المقدار والإتجاه.

وفيما يتعلق بالكثافة النوعية للمواد المستخدمة فهي كالتالي:

الرقم المتسلسل	المادة المستخدمة	الكثافة المستخدمة (KN/m^3)
1	البلاط	٢٣
2	المونة	٢٢
3	الخرسانة	٢٥
4	الطوب	٩
5	القصارة	٢٢
٦	الرمل	١٦

الجدول (٣-١) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة

٣.٣.٣ الأحمال الحية

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

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

الرقم المتسلسل	طبيعة الاستخدام	الحمل الحي (KN/m^2)
1	مواقف السيارات	5.0
2	المخازن	5.0
3	الأدراج	4.0
٤	المطاعم وصالات	5.0
٥	المباني السكنية	2.5
٦	منصات المسرح	7.5
٧	قاعات المعدات	2
٨	مكاتب الإستعلام	2.5

الجدول (٣-٢) الأحمال الحية

٤.٣.٣ الأحمال البيئية

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

١. الرياح

عبارة عن قوى أفقية تؤثر على المبنى ويظهر تأثيرها في المباني المرتفعة وهي القوى التي تؤثر بها الرياح على الأبنية أو المنشآت أو أجزاءها وتكون موجبة إذا كانت ناتجة عن ضغط وسالبة إذا كانت ناتجة عن شد، وتقاس بالكيلو نيوتن لكل متر مربع (KN/m^2). وتحدد أحمال الرياح اعتماداً على ارتفاع المبنى عن سطح الأرض ، والموقع من حيث الارتفاع والانخفاض عن مستوى سطح البحر أو الإحاطة من مباني سواء كانت مرتفعة أو منخفضة.

٢. الثلوج

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

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

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

علو المنشأ عن سطح البحر (H) (بالمتر)	أحمال الثلوج (KN /M²)
h < 250	0
500 > h > 250	(h-250) /1000
1500 > h > 500	(h-400) / 400
2500 > h > 1500	(h – 812.5)/ 250

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

٣. الزلازل

من أهم الأحمال البيئية التي تؤثر على المبنى و هي عبارة عن قوى أفقية و رأسية يتولد عنها عزوم منها عزم الالتواء وعزم الانقلاب، ويمكن مقاومتها باستخدام جدران القص المصممة بسماكات و تسليح كافٍ يضمن سلامة المبنى عند تعرضه لمثل هذه الأحمال التي يجب مراعاتها في عملية التصميم لتقليل الخطورة والمحافظة على أداء المبنى لوظيفته أثناء الزلازل، ويتم تحديد أحمال الزلازل وقوى القص بالرجوع إلى الكود المستخدم (UBC97) .

٤.٣ العناصر الإنشائية

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

١.٤.٣ العقدات

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

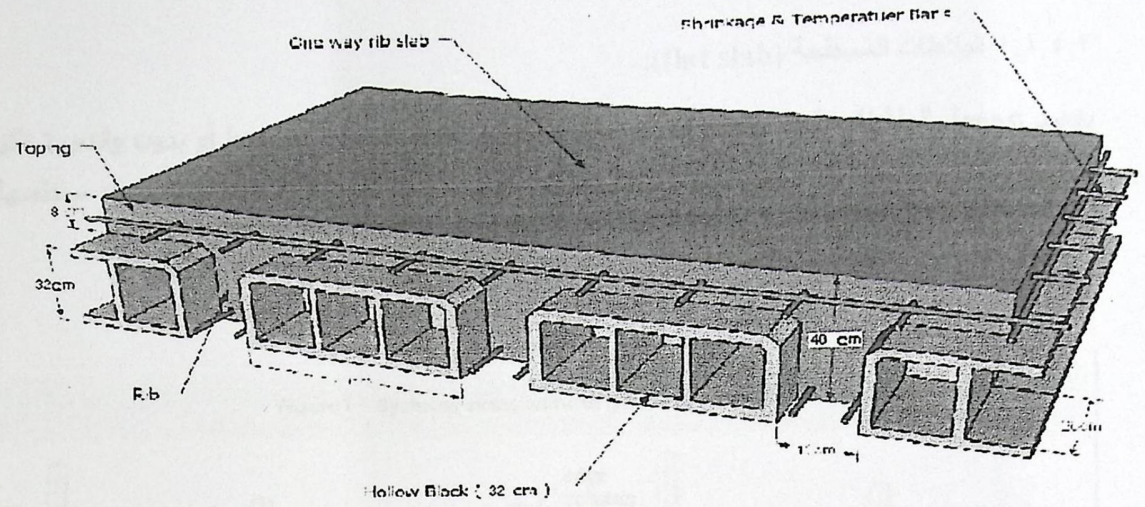
توجد أنواع مختلفة وعديدة شائعة الاستعمال من العقدات الخرسانية المسلحة ، منها ما يلي :

١. البلاطات المصمتة (Solid Slabs) ومنها ما هو باتجاه واحد وأخرى باتجاهين.
٢. البلاطات المفرغة (Ribbed Slabs) وتقسم إلى :

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

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

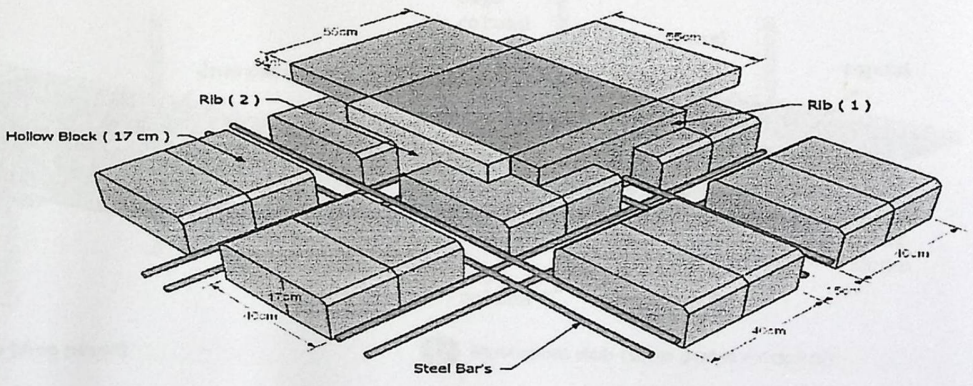
تتميز بخفة وزنها و فعاليتها.



الشكل (٣-١): عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد.

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

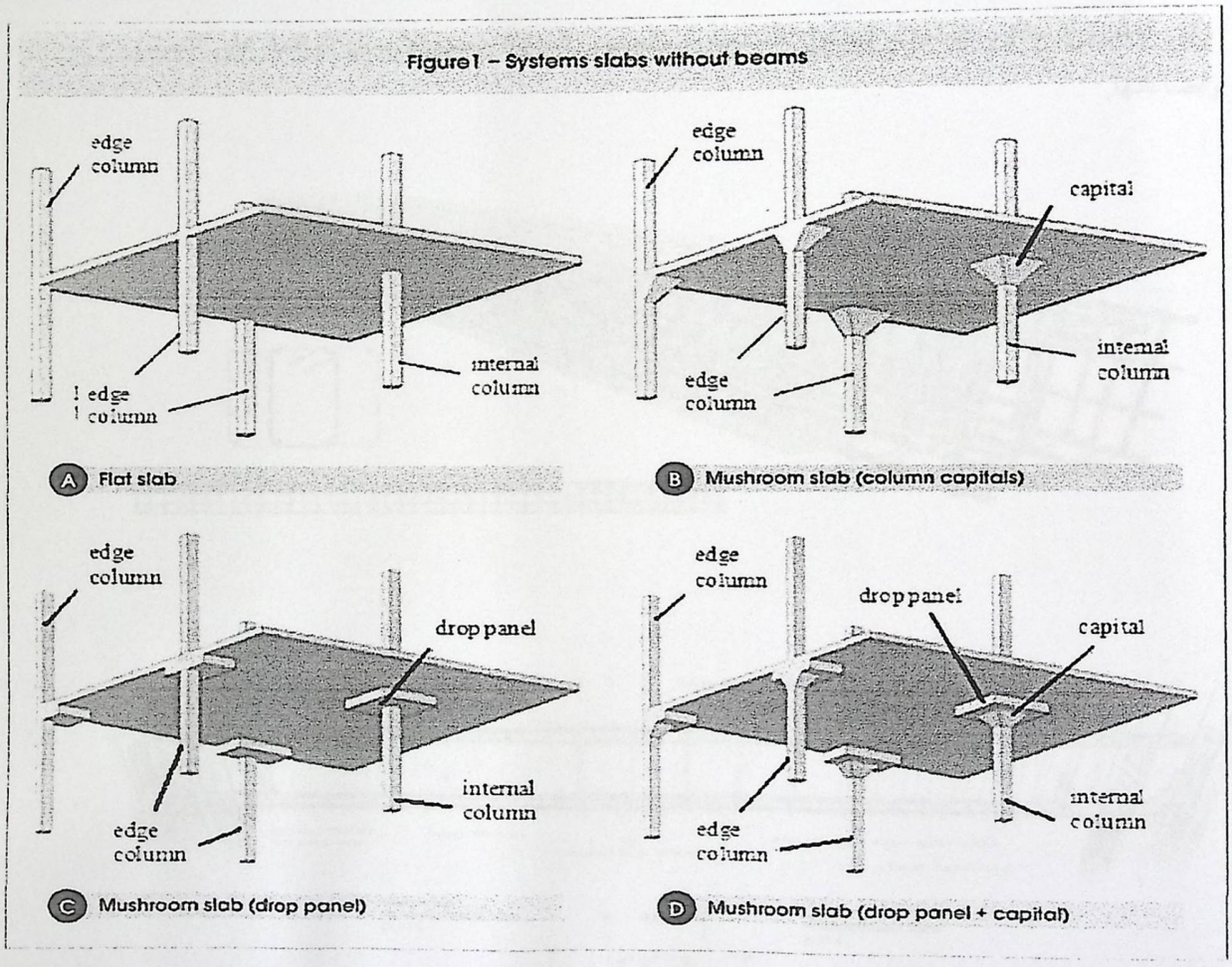
و هذا النوع تم استخدامه في عقدات المبنى المختلفة ، و الشكل التالي يبين العقدات ذات الإتجاهين و تكوينها الانشائي.



الشكل (٣-٢): عقدات العصب ذات الاتجاهين.

٣.١.٤.٤ البلاطات المسطحة (flat slab):

يقصد عموما بالبلاطات المسطحة البلاطات الصماء من الخرسانة إما بسقوط أو بدون والتي ترتكز مباشرة على أعمدة إما برؤوس أو بدونها حيث تعطي شكلا معماريا جميلا لاستواء سطحها وكذلك تعطي توزيعاً أفضل للضوء.



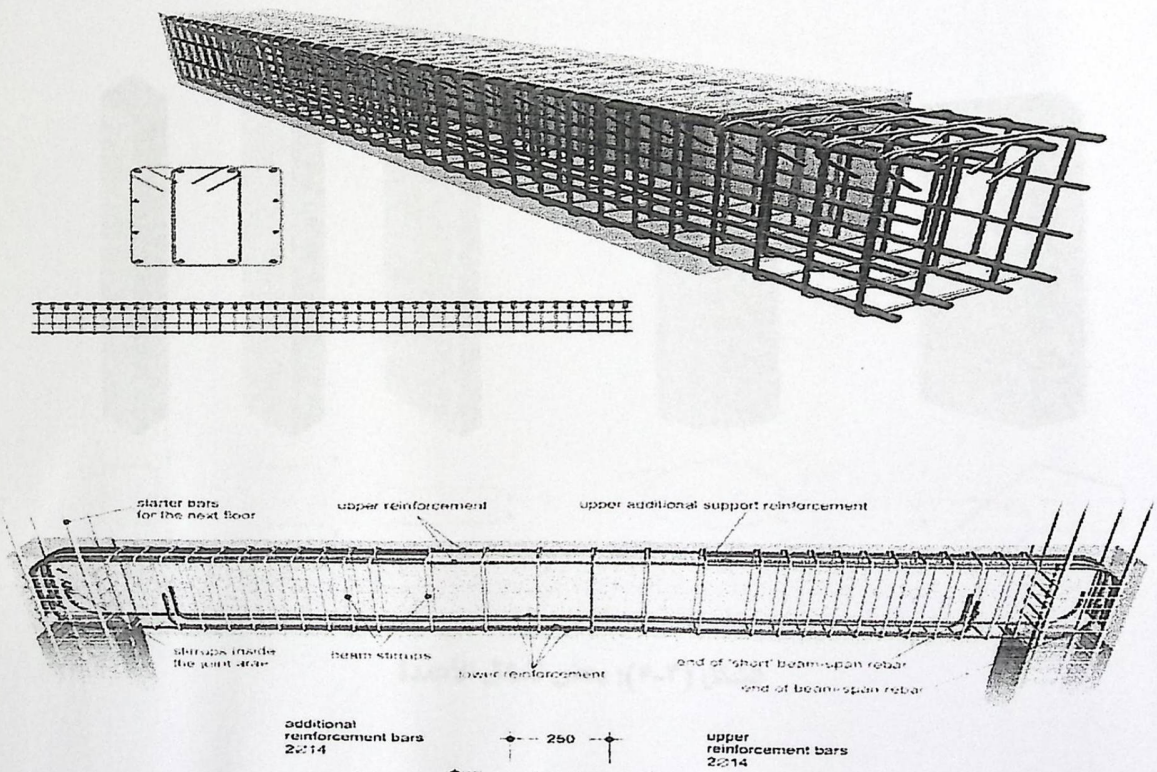
الشكل (٣-٣): البلاطات المسطحة (flat slabs).

٢.٤.٣ الجسور:

وهي عناصر إنشائية أساسية في نقل الأحمال من البلاطات إلى الأعمدة ، وهي نوعين:

١. جسور مسحورة (مخفية داخل العقدات) (Hidden Beams).
٢. الجسور المدلاة (Drop Beams) وهي التي تبرز عن العقدة من الأسفل.

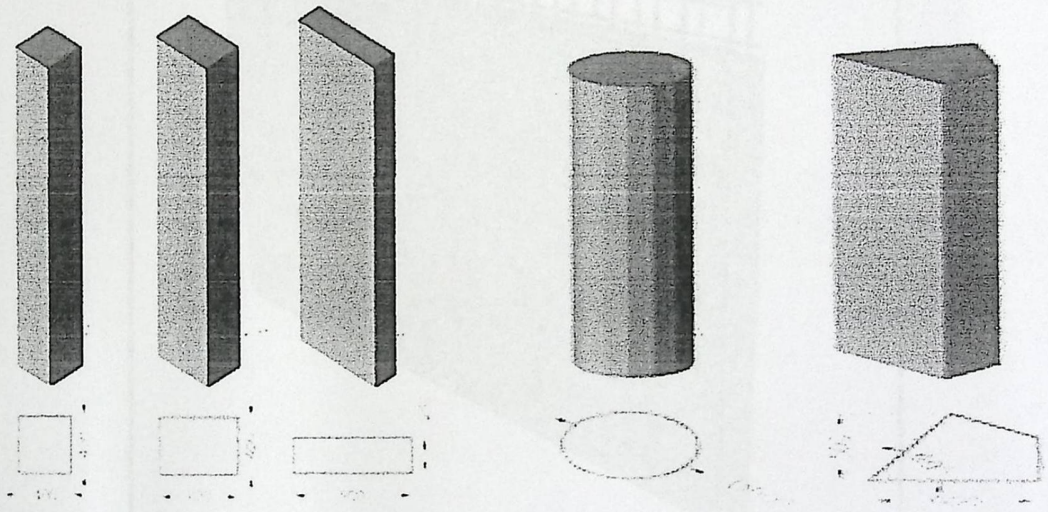
وفي المشروع سنقوم باستخدام الجسور المسحورة والجسور المدلاة حسب الأحمال الواقعة على الجسور وفضاءاتها.



الشكل (٣-٤) صور توضيحية للجسور.

٣.٤.٣ الأعمدة:

تعتبر الأعمدة العضو الرئيس في نقل الأحمال من العقدات والجسور إلى الأساسات، وبذلك فهي عنصر إنشائي ضروري لنقل الأحمال وثبات المبنى ،لذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على حمل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها ،و هي متنوعة من حيث المقطع وطريقة العمل حيث تقسم من حيث المقطع الى أعمدة دائرية ومربعة وشكل حرف (L) خاصة في زوايا المبنى بالاضافة الى الشكل المستطيل. ومن حيث الطول "النسبة بين طول العمود الى سمكه" تقسم الى اعمدة طويلة (slender or long) و (short) .

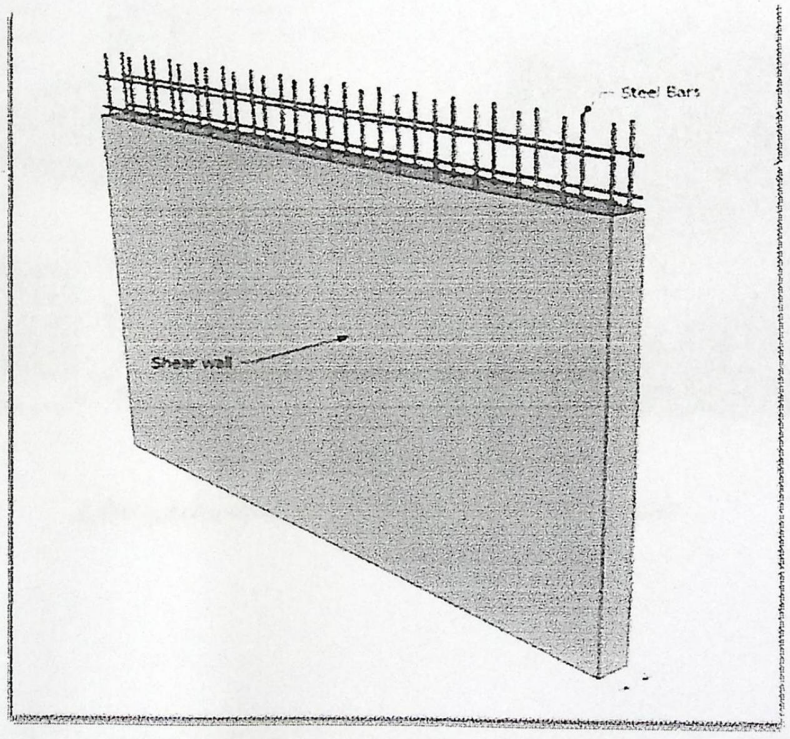


الشكل (٣-٥): بعض أشكال الأعمدة.

٤.٤.٣ الجدران الحاملة (جدران القص):

وهي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى العمودية والأفقية الواقعة عليها وتستخدم بشكل أساسي لمقاومة الأحمال الأفقية مثل قوى الرياح والزلازل وتسمى جدران القص (shear wall) وهذه الجدران تسلح بطبقتين

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

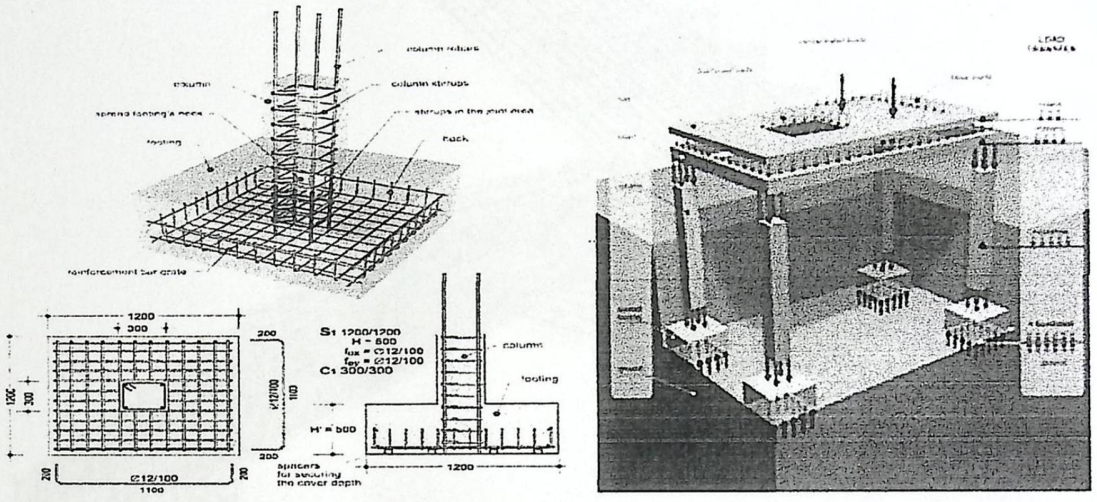


الشكل (٣-٦) : جدار القص .

٣.٤.٥ الأساسات:

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

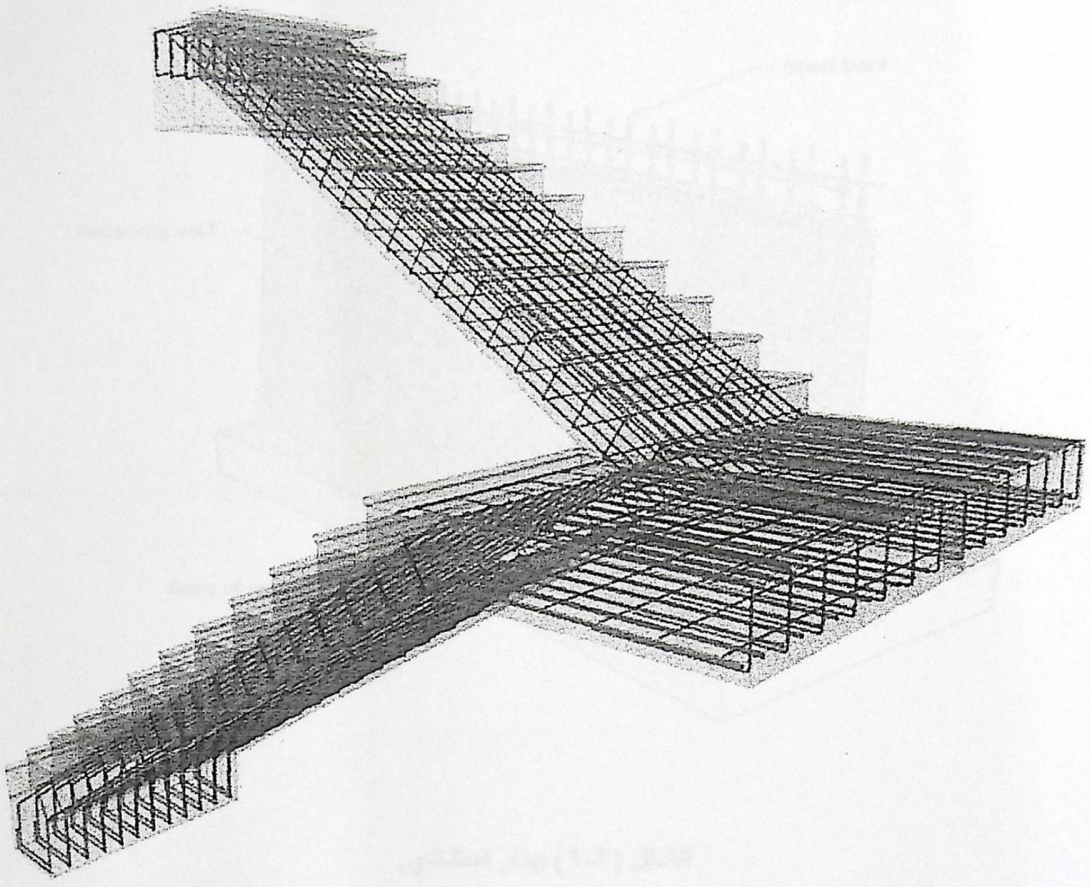
ولمعرفة الأوزان والأحمال الواقعة عليها، فإن الأحمال الواقعة على العقدة تنتقل إلى الجسور ثم إلى الأعمدة وأخيرا إلى الأساسات ،وتكون هذه الأحمال هي الأحمال التصميمية للأساسات، و بناءا على الأحمال الواقعة عليها وطبيعة الموقع يتم تحديد نوع الأساسات المستخدمة ،ومن المتوقع استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك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



الشكل (٣-٧): نقل الأحمال إلى الأساسات وأساس منفرد.

٦.٤.٣ الأدراج:

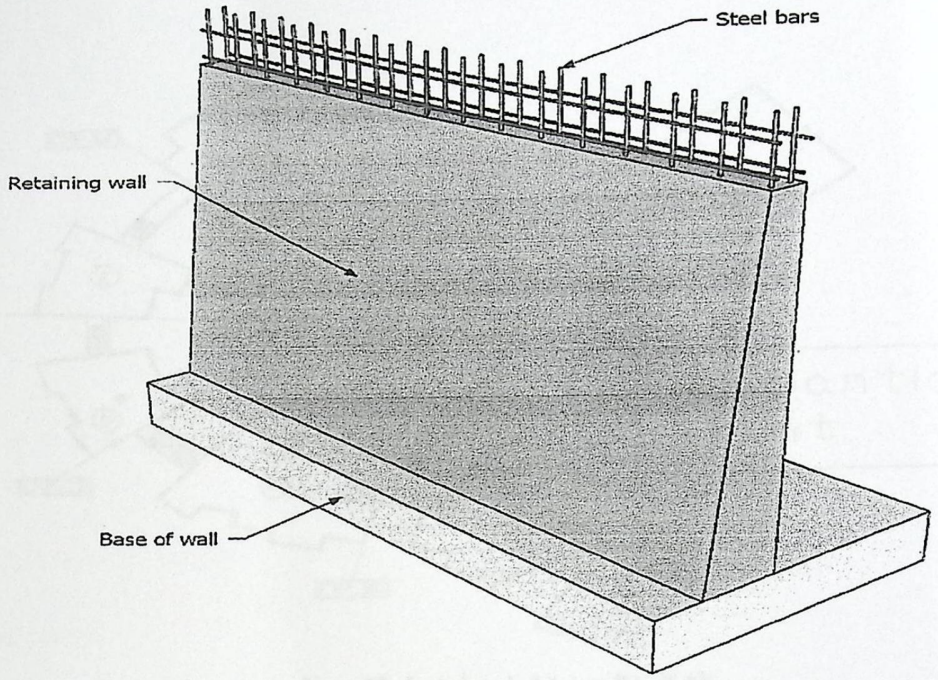
عبارة عن عناصر معمارية تستخدم للانتقال الرأسي بين المستويات المختلفة المناسيب، وتم استخدامها في مشروعنا بشكل واضح والشكل (٣-٨) يبين مقطع عام للدرج.



الشكل (٣-٨): الدرج .

٣.٤.٧ الجدران الاستنادية:

بسبب الاختلاف الواضح في مناسيب قطعة أرض المشروع، كان لا بد من استخدام جدران استنادية لتحمي التربة من الانهيار أو الانزلاق. و تنفذ الجدران الإستنادية من الخرسانة المسلحة .



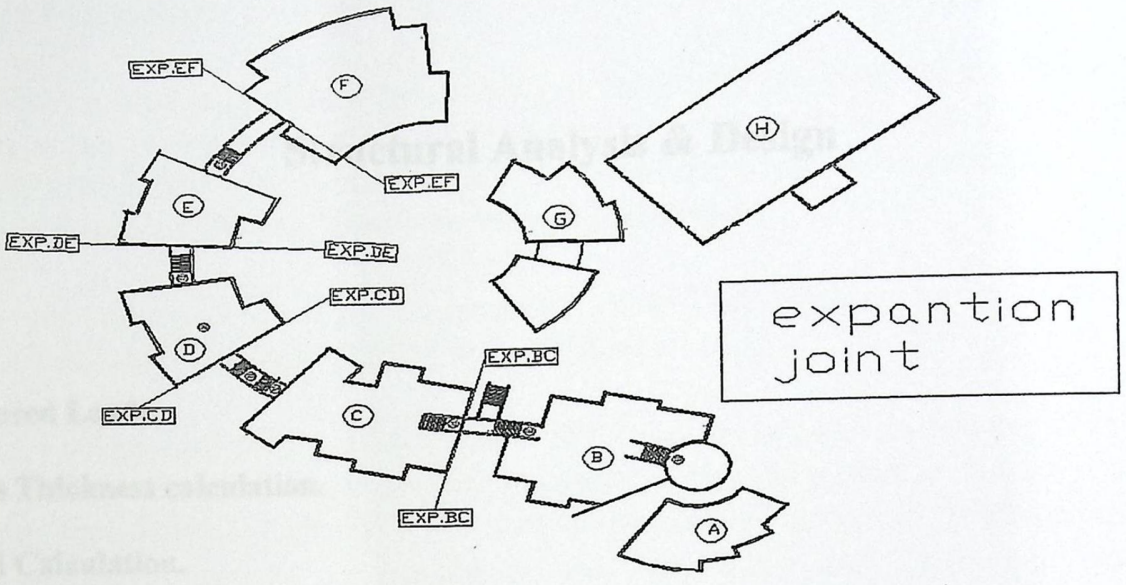
الشكل (٣-٩) جدار استنادي.

٨.٤.٣ فواصل التمدد (Expansions Joints):

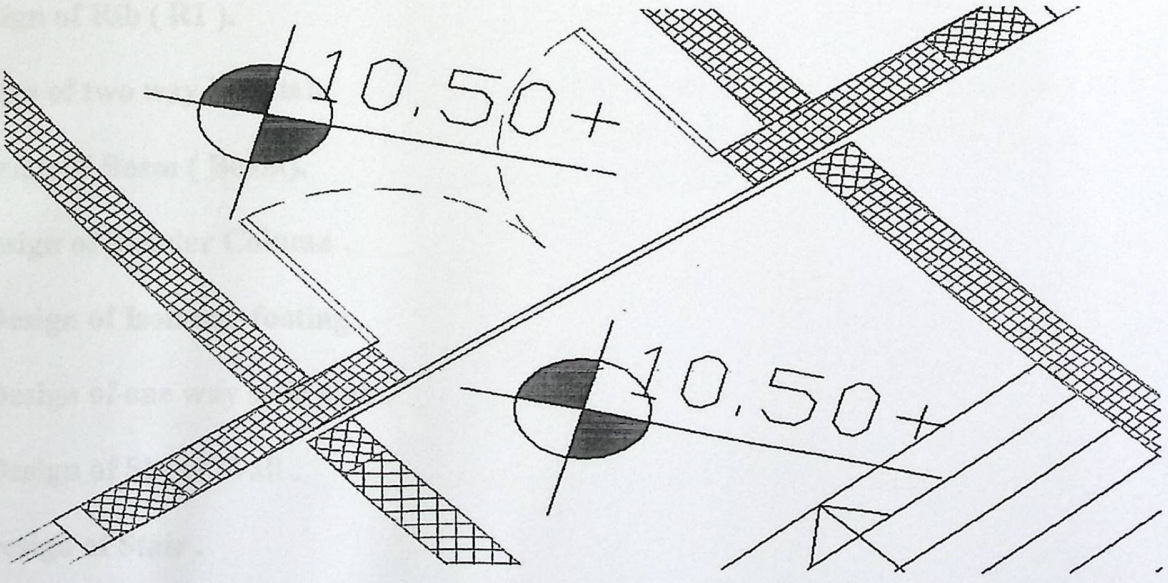
يمكن تحديد المسافة القصوى بين فواصل التمدد للمنشات العادية كما يلي :

- 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 أخذ الإحتياطات اللازمة لمنع تسرب المياه من خلال فواصل التمدد .

وتم استخدام اربع فواصل تمدد في المبنى كما توضحه الصورة التالية:



الشكل (٣-١٠) توزيع فواصل التمدد بالمبنى .



الشكل (٣-١٠) مقطع لموقع فاصل تمدد .

Chapter 4

Structural Analysis & Design

4 -2 Factored Loads.

4 -3 Slabs Thickness calculation.

4 -4 Load Calculation.

4 -5 Design of Topping.

4 -6 Design of Rib (R1).

4-7 Design of two way Rib slab

4 -8 Design of Beam (Beam).

4 – 9 Design of Slender Column .

4 – 10 Design of Isolated footing .

4 – 11 Design of one way solid slab .

4 – 12 Design of Shear Wall .

4 – 13Design of Stair .

4 – 14 Design ofBasement Wall .

4 -1 Introduction:-

Concrete is the only major building material that can be delivered to the job site in a plastic state. This unique quality makes concrete desirable as a building material because it can be molded to virtually any form or shape.

Concrete used in most construction work is reinforced with steel. When concrete structure members must resist extreme tensile stresses, steel supplies the necessary strength. Steel is embedded in the concrete in the form of a mesh, or roughened or twisted bars. A bond forms between the steel and the concrete, and stresses can be transferred between both components.

In this project, all of design calculation for all structural members would be made upon the structural system which was chosen in the previous chapter.

So, in this project, there are three types of slabs: one way ribbed slab, two way ribbed slab, and two way flat 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, deflections and moments for ribbed slabs and by using the previous program and "STAAD PRO 200٨", Etabs, and Safe programs to find the internal forces, deflections and moments for One way solid slab, and then handle calculation would be made to find the required steel for all members.

The design strength provided by a member, it is 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.

NOTE:

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

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

- The specified yield strength of the reinforcement {fy = 4٢٠ N/mm² (MPa)}

4 -2 Factored Loads:-

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

4 -3 Slabs Thickness calculation:-

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

For rib (R1), as shown in fig.

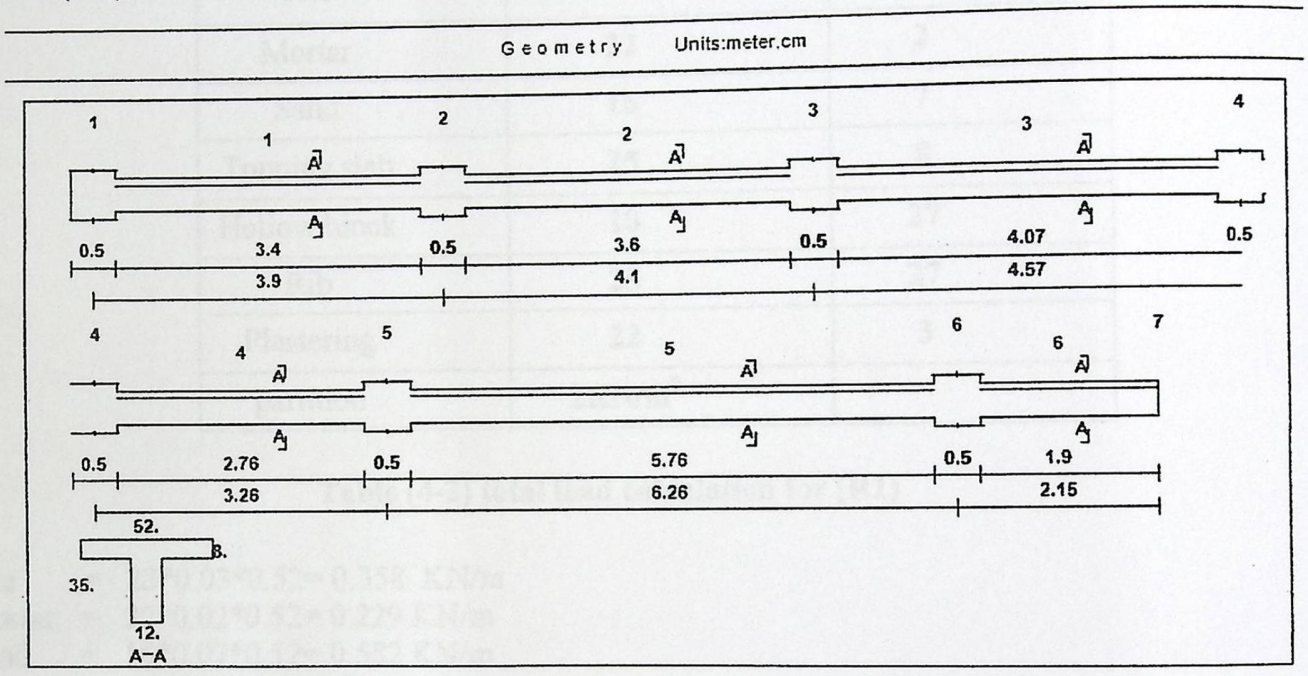


Fig. (4-1) : Spans Length of Rib (R1).

➔ From *ACI-318-08 table (9.5a)*

Min h ≥:

$$\frac{L}{18.5} = \frac{6.40}{18.5} = 0.345\ m$$

$$\frac{L}{21} = \frac{6.26}{21} = 0.298\ m$$

$$\frac{L}{8} = \frac{2.15}{8} = 0.269\ m$$

For Rib (R1), use thickness of slab 35 cm

4 -4 Load Calculation:-

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

❖ 4.4.1 Calculations of Dead load :-

Material	Unit weight (KN/m^3)	Thickness (cm)
Tile	23	3
Mortar	22	2
Sand	16	7
Topping slab	25	8
Hollow block	10	27
Rib	25	27
Plastering	22	3
partition	$2KN/m^2$	

Table (4-2) total load calculation for (R1)

Tile = 23*0.03*0.52= 0.358 KN/m
Mortar = 22*0.02*0.52= 0.229 KN/m
Sand = 16*0.07*0.52= 0.582 KN/m
Topping = 25*0.08*0.52= 1.04 KN/m
Block = 10*0.27*0.4= 1.08 KN/m
Rib = 25*0.27*0.12= 0.810 KN/m
Plaster = 22*0.03*0.52= 0.343 KN/m
Partition = 2*0.52= 1.04 KN/m

➔ Total dead load = 5.467 KN/m/rib

❖ 4.4.2 Calculations of Live load:-

From Jordanian live loads Table live load for the schools is 5 KN/m² .

➔ Total live load = 5*0.52 = 2.6 KN/m/rib

4 -5 Design of Topping :-

❖ 4.5.1 Calculation of Dead load

Tile = 22*0.03*1=0.66 KN/m
Mortar = 22*0.02*1=0.44KN/m
Sand = 16*0.07*1=1.12 KN/m
Topping = 25*0.08*1=2 KN/m
Partition= 2*1=2 KN/m

$D.L_{total}$ = 6.22 KN/m

❖ 4.5.2 Calculation of live load

$L.L_{total}$ = 5KN/m

➔ Wu = 1.2D.L + 1.6L.L = 1.2*6.22 + 1.6*5 = 15.464 KN/m

Check ΦMn > Mu

$$Mu = \frac{w_u * l^2}{12} = \frac{15.646 * 0.4^2}{12} = 0.206 kN.m$$

$$Mn = 0.42\sqrt{fc'} * s$$

$$s = \frac{bh^2}{6}$$

$$Mn = 0.42\sqrt{fc'} * \frac{bh^2}{6}$$

$$= 0.42\sqrt{24} * \frac{1*0.08^2}{6} * 10^3 = 2.19 kN.m$$

Ø=0.55 for plain concrete

$$\phi * Mn = 0.55 * 2.19 = 1.2 kN.m.$$

$$\phi * Mn = 1.2 > Mu = 0.206 KN.m.$$

Shrinkage and temperature reinforcement must be provided.

For the shrinkage and temperature reinforcement:

$\rho = 0.0018$ *ACI-318-08 (7.12.2)*

$As = \rho * b * h = 0.0018 * 1000 * 80 = 144 mm^2 / 1m.$

A_s (ϕ 8) =50.27mm^2

So number of bars =144/50.27 = 2.86

Spacing= 1000/ (number of bars) =1000/2.86=349 mm

Check for max. Spacing

S=3h=3*80=240mm…… (Control)

S=450mm

S=380(280/f_s)-2.5C_c=380(280/.667*412)-2.5*20=337mm

S=300(280/fs) =300(280/0.667*412) =305.67mm

Then use Φ 8 @ 20cm for practical purposes in both directions.

4 -6 Design of Rib (R1):-

❖ Materials :-

Concrete B300, Fc' = 0.8*30 = 24 N/mm^2 =24Mpa

Reinforcement Steel, fy = 420 N/mm^2 = 420 MPa

❖ Design constant :-

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

b_E = Ln/4 = 2.56/4 = 0.64 m

b_E = bw + 16 tf = 12 + 16 (8) = 1.4 m

b_E = c/c spacing between beams =0. 52 m

Control ..... 52 cm = 520 mm

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

bw ≥ 10cm……ACI(8.13.2)

Select bw=12cm

h ≤ 3.5*bw …… ACI(8.13.2)

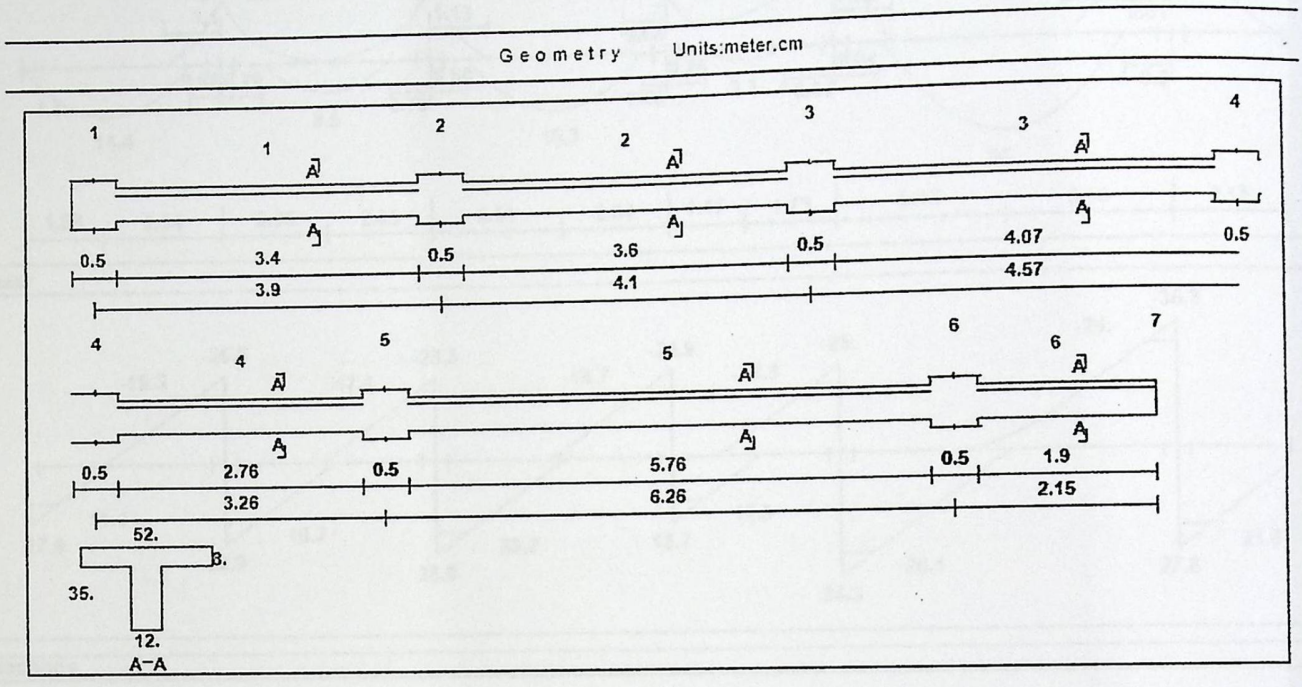
Select h=32cm<3.5*12=42cm

tf ≥ Ln/12 ≥50mm ……ACI(8.13.6.1)

Select t_f = 8cm = 80 mm

❖ System :-

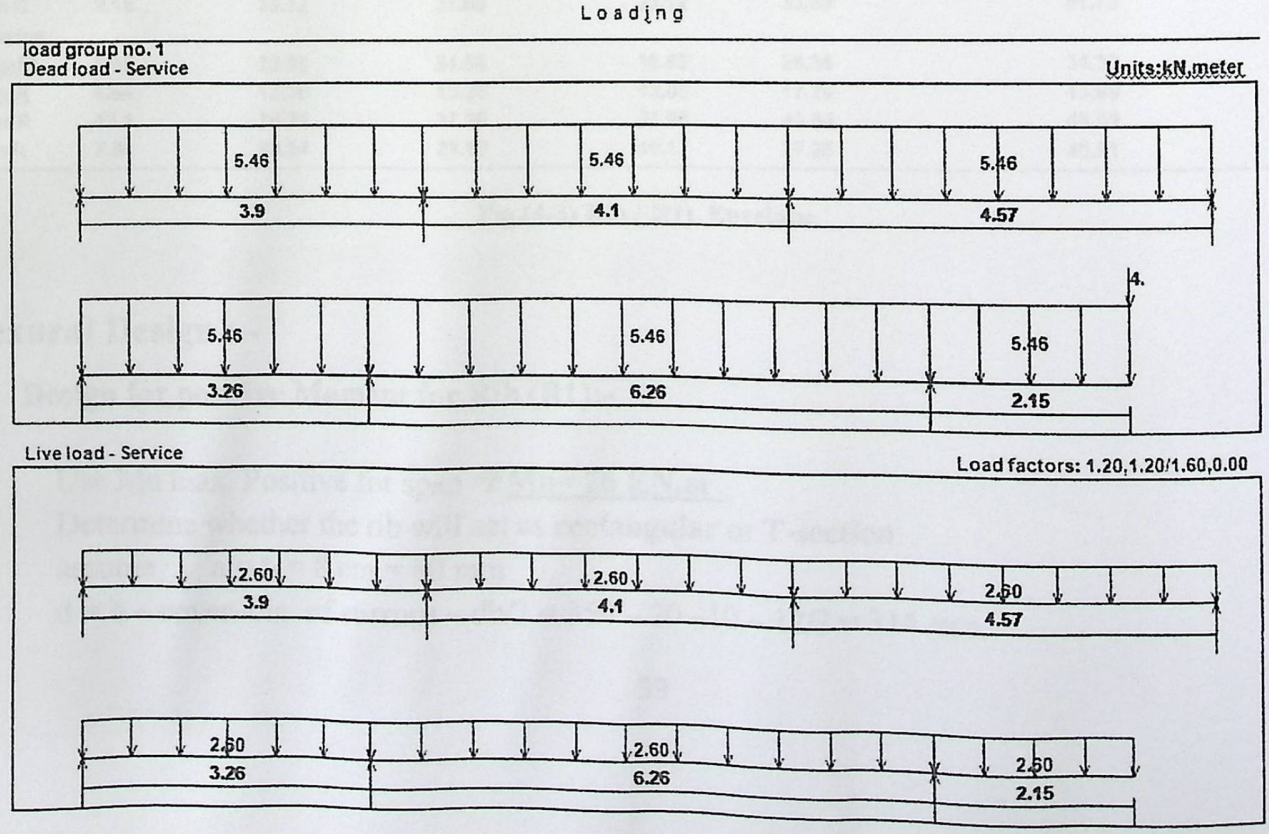
One -way ribbed slab :-

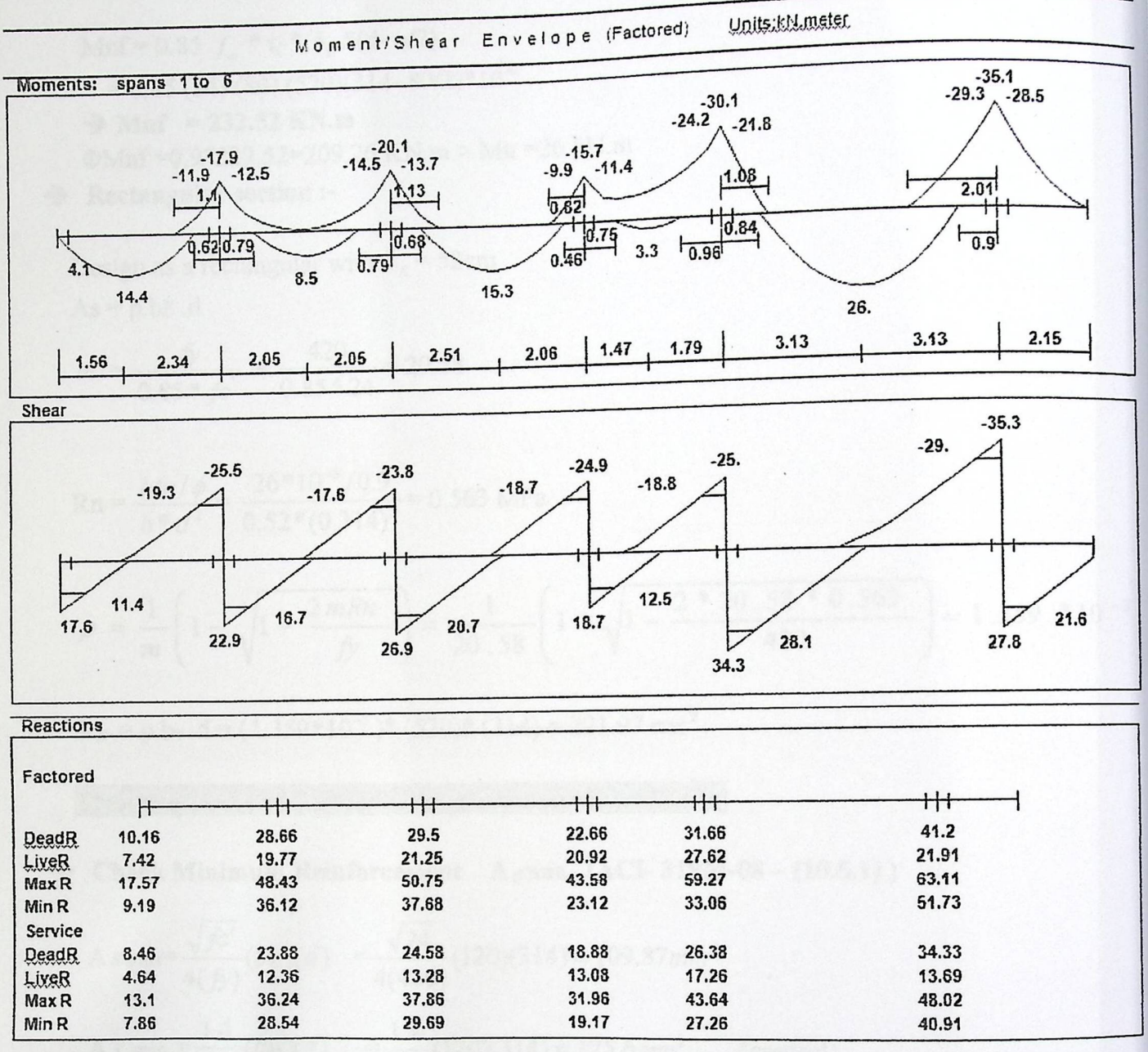


❖ Loading :-

By using **ATIR (BEAMD)** Software we get the envelope moment and shear diagram as following:-

D.L $_{total}$ = 1.2*5.467 = 6.56 KN/m/rib **L.L $_{total}$ = 1.6*2.6=4.16 KN/m/rib**





Reactions

Factored

DeadR	10.16	28.66	29.5	22.66	31.66	41.2
LiveR	7.42	19.77	21.25	20.92	27.62	21.91
Max R	17.57	48.43	50.75	43.58	59.27	63.11
Min R	9.19	36.12	37.68	23.12	33.06	51.73
Service						
DeadR	8.46	23.88	24.58	18.88	26.38	34.33
LiveR	4.64	12.36	13.28	13.08	17.26	13.69
Max R	13.1	36.24	37.86	31.96	43.64	48.02
Min R	7.86	28.54	29.69	19.17	27.26	40.91

Fig.(4-3) Rib (R1) Envelope

Flexural Design : -

❖ **Design for positive Moment for Rib (R1):-**

Use Mu max. Positive for span ➔ **Mu= 26 KN.m .**

Determine whether the rib will act as **rectangular** or **T-section**:

assume $a = t_f = 8$ cm $= 80$ mm

$d = h -$ cover–dia. of stirrups $- db/2 = 350 - 20 - 10 - 12/2 = 314$ mm.

Mnf = 0.85 f_c * t_f * b_E *(d- t_f/2)

= 0.85 (24) (80) (520)(314- 80/2)*10^{-6}

➔ **Mnf = 232.52 KN.m**

ΦMnf =0.9*232.52=209.26 KN.m > Mu =26 kN.m

➔ **Rectangular section :-**

Design as a rectangular with b_E = 52cm

As = ρ.bE .d

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.58$$

$$Rn = \frac{Mu/\phi}{b * d^2} = \frac{26*10^{-3}/0.9}{0.52*(0.314)^2} = 0.563 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.58 * 0.563}{420}}\right) = 1.359 * 10^{-3}$$

A_S = ρ.be .d = (1.359*10^{-3})* (520)* (314) = 221.97 mm^2 .

Then use 2Φ 12 , As.p=226.19 mm^2>As.req=221.97 . OK

➔ **Check Minimum Reinforcement A_S min...(ACI- 318M-08 – (10.5.1))**

$$A_S \min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(314) = 109.87 mm^2$$

$$A_S \min = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}(120)(314) = 125.6 mm^2 \quad \text{(control)}$$

➔ **Then use 2Φ 12 , As.p=226.19 mm^2>As.req=125.6 .OK**

➔ **Check for Strain :-**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

226 .19 * 420 = 0.85 * 24 * 520 * a

$a = 8.95 mm$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{8.95}{0.85} = 10.53 mm$$

β=0.85..... f_c <28MPa ..... ACI-318M-08(10.2.7.3)

$$\varepsilon_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{314-10.53}{10.53} \times 0.003 = 0.086$$

$$\varepsilon_s = 0.086 > 0.005$$

❖ **Design for Positive Moment Mu = + 15.3 KN.m :**

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.58$$

$$\text{Rn} = \frac{Mu/\phi}{b * d^2} = \frac{15.3 * 10^{-3}/0.9}{0.52 * (0.314)^2} = 0.3315 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.58 * 0.3315}{420}}\right) = 7.958 * 10^{-4}$$

$A_S = \rho.be.d = (7.958 * 10^{-4}) * (520) * (314) = 129.93\ mm^2$.

Then use 2Φ 10 , As.p=157 mm^2>As.req=129.93 . Ok

➔ **Check Minimum Reinforcement A_S min...(ACI- 318M-08 – (10.5.1))**

➔ $A^S \text{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(314) = 109.87 mm^2$

➔ $A_S \text{ min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}(120)(314) = 125.6 mm^2$ (control)

➔ **Then use 2Φ 10 , As.p=157 mm^2>As.req=125.93 . Ok**

➔ **Check for Strain :-**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$157 * 420 = 0.85 * 24 * 520 * a$

$a = 6.21 mm$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{6.21}{0.85} = 7.31 mm$$

β=0.85..... f_c<28MPa ..... ACI-318M-08(10.2.7.3)

$$\varepsilon_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{314-7.31}{7.31} \times 0.003 = 0.125$$

$$\varepsilon_s = 0.125 > 0.005$$

❖ **Design for Positive Moment Mu = +8.5 KN.m :**

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.58$$

$$\text{Rn} = \frac{Mu/\phi}{b * d^2} = \frac{8.5 * 10^{-3} / 0.9}{0.52 * (0.314)^2} = 0.184 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.58 * 0.184}{420}}\right) = 4.4 * 10^{-4}$$

$$A_S = \rho.b_e.d = (4.4 * 10^{-4}) * (520) * (314) = 71.85 \ mm^2.$$

Then use 2Φ 10 , As.p=157 mm^2>As.req=71.85 .Ok

➔ **Check Minimum Reinforcement A_S min...(ACI- 318M-08 – (10.5.1))**

➔ $A^S \text{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(314) = 109.87 mm^2$

➔ $A_S \text{ min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}(120)(314) = 125.6 mm^2$ (control)

For 2Φ10 , As.p=157 mm^2 > 125.6 mm^2 , OK

➔ **Check for Strain :-**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

157 * 420 = 0.85 * 24 * 520 * a

$a = 6.21 mm$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{6.21}{0.85} = 7.31 mm$$

β=0.85..... f_c<28MPa ..... ACI-318M-08(10.2.7.3)

$$\varepsilon_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{314-7.31}{7.31} \times 0.003 = 0.125$$

$$\varepsilon_s = 0.125 > 0.005$$

❖ **Design for Positive Moment Mu = +14.4 KN.m :**

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.58$$

$$\text{Rn} = \frac{Mu/\phi}{b * d^2} = \frac{14.4 * 10^{-3}/0.9}{0.52 * (0.314)^2} = 0.312 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.58 * 0.312}{420}}\right) = 7.585 * 10^{-4}$$

$$A_S = \rho.be.d = (7.585 * 10^{-4}) * (520) * (314) = 123.85\ mm^2.$$

Then use 2Φ 10 , As.p=157 mm²>As.req=123.85 .Ok

➔ **Check Minimum Reinforcement A_{S}min...(ACI- 318M-08 – (10.5.1))**

➔ $A^{S}\text{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(314) = 109.87 mm^2$

➔ $As\ \text{min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}(120)(314) = 125.6 mm^2$ (control)

For 2Φ10 , As.p=157 mm² > 125.6 mm² , OK

➔ **Check for Strain :-**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

157 * 420 = 0.85 * 24 * 520 * a

$a = 6.21 mm$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{6.21}{0.85} = 7.31 mm$$

β=0.85..... f_c<28MPa ..... ACI-318M-08(10.2.7.3)

$$\varepsilon_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{314-7.31}{7.31} \times 0.003 = 0.125$$

$$\varepsilon_s = 0.125 > 0.005$$

❖ **Design for Negative Moment Mu = -29.3 KN.m :**

d = h – cover–dia. of stirrups – db/2 = 350 – 20 –10 – 14/2 = 313 mm.

❖ Design as a rectangular with b = 12 cm = 120 mm

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.58$$

$$\text{Rn} = \frac{Mu/\phi}{b * d^2} = \frac{29.3 * 10^{-3} / 0.9}{0.12 * (0.313)^2} = 2.769 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.58 * 2.769}{420}}\right) = 7.113 * 10^{-3}$$

$A_S = \rho.b_e.d = (7.113 * 10^{-3}) * (120) * (313) = 267.18\, mm^2$.

Then use 2Φ 14 , As.p=307.8 mm2> As.erq=267.18 .ok

➔ **Check Minimum Reinforcement $A_{s\,min}$...(ACI- 318M-08 – (10.5.1))**

$$A_{s\,min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(313) = 109.52 mm^2$$

$$A_{s\,min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}(120)(313) = 125.2 mm^2 \quad \text{(control)}$$

For 2Φ14 , As.p=307.8 mm^2 > 125.2 mm^2 , OK

➔ **Check for Strain :-**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$307.8 * 420 = 0.85 * 24 * 120 * a$$

$$a = 52.82\,mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{52.82}{0.85} = 62.14\,mm$$

β=0.85..... f_c <28MPa ..... ACI-318M-08(10.2.7.3)

$$\varepsilon_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{313-62.14}{62.14} \times 0.003 = 0.012$$

$$\varepsilon_s = 0.012 > 0.005$$

❖ **Design for Negative Moment Mu = -24.2 KN.m :**

❖ Design as a rectangular with b = 12 cm = 120 mm

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.58$$

$$\text{Rn} = \frac{Mu/\phi}{b * d^2} = \frac{24.2 * 10^{-3}/0.9}{0.12 * (0.313)^2} = 2.287\ \text{MPa}$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.58 * 2.287}{420}}\right) = 5.79 * 10^{-3}$$

$$A_S = \rho.b_e.d = (5.79 * 10^{-3}) * (120) * (313) = 217.5\ mm^2.$$

Then use 2Φ 12 , As.p=226.15 mm2>As.req=217.5mm2 .OK

➔ **Check Minimum Reinforcement** $A_{S\,min}$**...(ACI- 318M-08 – (10.5.1))**

➔ $A^S_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(313) = 109.52mm^2$

➔ $A_{S\,min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}(120)(313) = 125.2mm^2$ (control)

➔ **Then use 2Φ 12 , As.p=226.15 mm2>As.min=125.2mm2 .OK**

➔ **Check for Strain :-**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

226 .19 * 420 = 0.85 * 24 * 120 * a

$a = 38.8mm$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{38.8}{0.85} = 45.65\,mm$

β=0.85..... f_c <28MPa ..... ACI-318M-08(10.2.7.3)

$$\varepsilon_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{313-45.65}{45.65} \times 0.003 = 0.017$$

$$\varepsilon_s = 0.017 > 0.005$$

❖ **Design for Negative Moment Mu = -11.4 KN.m :**

❖ Design as a rectangular with b = 12 cm = 120 mm

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.58$$

$$\text{Rn} = \frac{Mu/\phi}{b * d^2} = \frac{11.4 * 10^{-3}/0.9}{0.12 * (0.313)^2} = 1.07\ \text{MPa}$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.58 * 1.07}{420}}\right) = 2.636 * 10^{-3}$$

$A_S = \rho.b_e.d = (2.636 * 10^{-3}) * (120) * (313) = 99.04\ mm^2$.

Then use 2Φ 10 , As=157 mm2>As.req=99.04mm2 .OK

➔ **Check Minimum Reinforcement $A_{s\,min}$...(ACI- 318M-08 – (10.5.1))**

➔ $A_{s\,min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(313) = 109.52mm^2$

➔ $A_{s\,min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}(120)(313) = 125.2mm^2$ (control)

For 2Φ10 , As=157 mm2 > 125.2 , OK

➔ **Check for Strain :-**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

157 * 420 = 0.85 * 24 * 120 * a

$a = 26.93\,mm$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{26.93}{0.85} = 31.68\,mm$

β=0.85..... f_c <28MPa ..... ACI-318M-08(10.2.7.3)

$$\varepsilon_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{313-60.944}{60.944} \times 0.003 = 0.0124$$

$$\varepsilon_s = 0.0124 > 0.005$$

❖ **Design for Negative Moment Mu = -14.5KN.m :**

❖ Design as a rectangular with b = 12 cm = 120 mm

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.58$$

$$\text{Rn} = \frac{Mu/\phi}{b * d^2} = \frac{14.5 * 10^{-3} / 0.9}{0.12 * (0.313)^2} = 1.37\ \text{MPa}$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.58 * 1.37}{420}}\right) = 3.38 * 10^{-3}$$

$A_S = \rho.b_e.d = (3.38 * 10^{-3}) * (120) * (313) = 126.97\,mm^2$.

Then use 2Φ 10 , As=157 mm2>As.req=126.97mm2 .OK

➔ **Check Minimum Reinforcement $A_{s\,min}$...(ACI- 318M-08 – (10.5.1))**

➔ $A_{s\,min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(313) = 109.52mm^2$

➔ $A_{s\,min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}(120)(313) = 125.2mm^2$ (control)

For 2Φ10 , As=157 mm2 > 125.2 , OK

➔ **Check for Strain :-**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

157 * 420 = 0.85 * 24 * 120 * a

$a = 26.93\,mm$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{26.93}{0.85} = 31.68\,mm$

β=0.85..... f_c<28MPa ..... ACI-318M-08(10.2.7.3)

$$\varepsilon_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{313-31.68}{31.68} \times 0.003 = 0.026$$

$$\varepsilon_s = 0.026 > 0.005$$

❖ **Design for Negative Moment Mu = -12.5KN.m :**

❖ Design as a rectangular with b= 12 cm = 120 mm

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.58$$

$$\text{Rn} = \frac{Mu/\phi}{b*d^2} = \frac{12.5*10^{-3}/0.9}{0.12*(0.313)^2} = 1.18\ \text{MPa}$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*20.58*1.18}{420}}\right) = 2.9*10^{-3}$$

$A_S = \rho.be.d = (2.9*10^{-3})*(120)*(313) = 108.9\,mm^2$.

Then use 2Φ 10 , As=157 mm2>As.req=108.9mm2 .OK

➔ **Check Minimum Reinforcement $A_{s\,min}$...(ACI- 318M-08 – (10.5.1))**

➔ $A^s_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(313) = 109.52mm^2$

➔ $A_{s\,min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}(120)(313) = 125.2mm^2$ (control)

For 2Φ10 , As=157 mm2 > 125.2 , OK

➔ **Check for Strain :-**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

157 * 420 = 0.85 * 24 * 120 * a

$a = 26.93\,mm$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{26.93}{0.85} = 31.68\,mm$

β=0.85..... f_c <28MPa ..... ACI-318M-08(10.2.7.3)

$$\varepsilon_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{313-31.68}{31.68} \times 0.003 = 0.026$$

$$\varepsilon_s = 0.026 > 0.005$$

Design Rib (R1) For Shear :-

Vu (at Face of support) =29 KN (From Shear Envelope)

Factored shear forces at d=0.313 m = 313 mm from face of support

Determine shear strength provided by concrete (□ Vc).

1.1 Vc = $1.1 * \frac{\sqrt{fc'}}{6}$ bw * d

$= 1.1 * \frac{\sqrt{24}}{6}\ 0.12 * 0.313 * 10^3 = 33.73$ KN

ΦVc = 0.75*33.73= 25.3 KN

Vs min = Max of : 1) $\frac{1}{3}$ bw * d = 0.333 * 120 * 313* 10^{-3} = 12.52 KN - Control

2) $\frac{\sqrt{fc'}}{16}$ bw * d = $\frac{\sqrt{24}}{16} * 120 * 313 * 10^{-3} = 11.5$ KN

Case III is Valid :

Φ (Vc + Vs_{min}) > Vu > Φ Vc

0.75 (33.73 + 12.52) = 34.68 KN > Vu = 29 KN > 0.75*33.73 = 25.3 KN

- minimum shear reinforcement is required

Assume Stirrups 2-leg Ø8

$$S = \frac{Av * fyt * d}{Vs}$$

S = (100.48 * 412 *313)/(12.52*1000) = 1034.944 mm

جامعة بوليتكنك فلسطين
Palestine Polytechnic University
(PPU)
The Library المكتبة
Acc. ..... الرقم المتسلسل
Class. ..... رقم التصنيف

➔ **Check for Strain :-**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

157 * 420 = 0.85 * 24 * 120 * a

$a = 26.93\,mm$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{26.93}{0.85} = 31.68\,mm$

β=0.85..... f_c<28MPa ..... ACI-318M-08(10.2.7.3)

$$\varepsilon_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{313-31.68}{31.68} \times 0.003 = 0.026$$

$$\varepsilon_s = 0.026 > 0.005$$

Design Rib (R1) For Shear :-

Vu (at Face of support) =29 KN (From Shear Envelope)

Factored shear forces at d=0.313 m = 313 mm from face of support

Determine shear strength provided by concrete (□ Vc).

1.1 Vc = 1.1* $\frac{\sqrt{fc'}}{6}$ bw * d

= 1.1* $\frac{\sqrt{24}}{6}$ 0.12 * 0.313*10^3 = 33.73 KN

ΦVc = 0.75*33.73= 25.3 KN

Vs min = Max of : 1) $\frac{1}{3}$ bw * d = 0.333 * 120 * 313* 10^{-3} = 12.52 KN - Control

2) $\frac{\sqrt{fc'}}{16}$ bw * d = $\frac{\sqrt{24}}{16}$ * 120 * 313 * 10^{-3} = 11.5 KN

Case III is Valid :

Φ (Vc + Vs_{min}) > Vu > Φ Vc

0.75 (33.73 + 12.52) = 34.68 KN > Vu = 29 KN > 0.75*33.73 = 25.3 KN

- minimum shear reinforcement is required

Assume Stirrups 2-leg Ø8

$$S = \frac{Av * fyt * d}{Vs}$$

S = (100.48 * 412 *313)/(12.52*1000) = 1034.944 mm

Check For S_{max}

1) $S_{max} \leq \frac{d}{2} = 313/2 = 156.5$ mm - Control

2) $S_{max} \leq 600$ mm

$S = 1034.94$ mm $> S_{max} = 156.5$ mm

So , Use 2-leg Ø8 @150 mm

4.7 Pos. (C.R 1): Design of two way Rib slab .

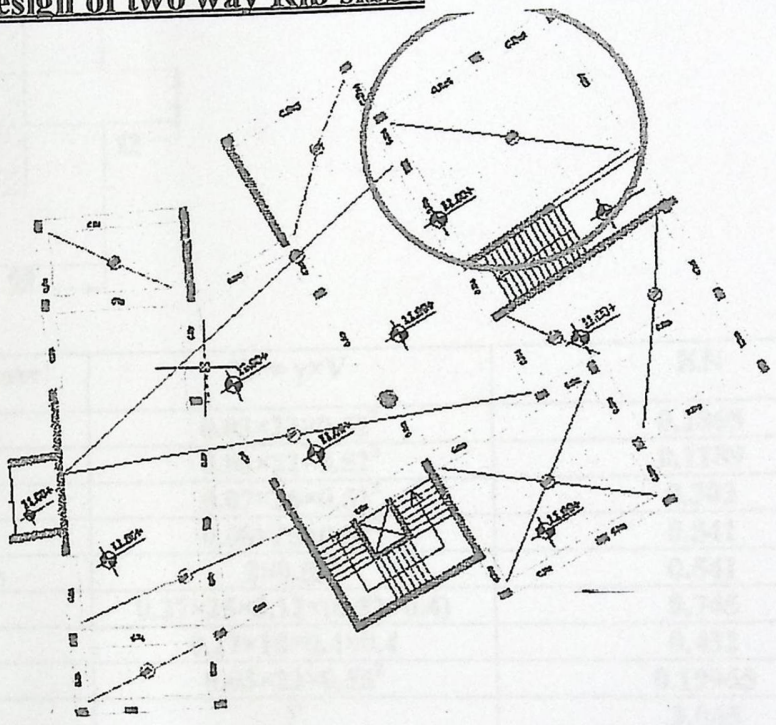
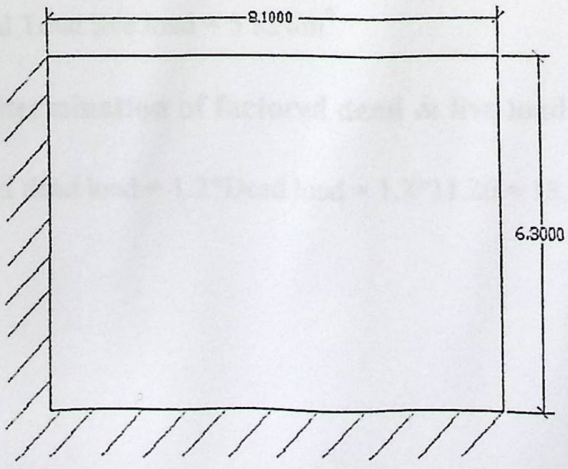


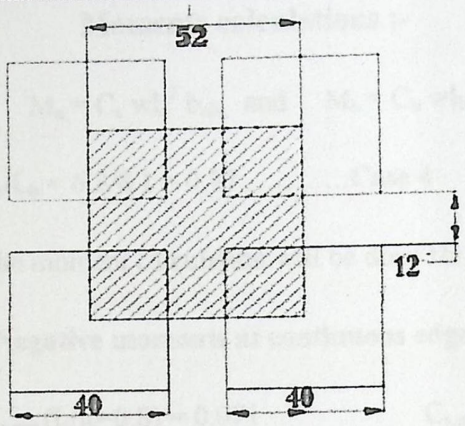
Fig. (4-4): Two way ribbed slab (R 1)

- ✓ **Statically system and Dimensions.**



✓ Load calculations:

Dead load calculations:



Dead load from:	W = γ×V	KN
Tiles	$0.03\times23\times0.52^2$	0.1865
Mortar	$0.02\times22\times0.52^2$	0.1189
Coarse sand	$0.07\times16\times0.52^2$	0.303
Topping	$0.08\times25\times0.52^2$	0.541
Interior partitions	2×0.52^2	0.541
RC rib	$0.27\times25\times0.12\times(0.52+0.4)$	0.745
Hollow Block	$0.27\times10\times0.4\times0.4$	0.432
Plaster	$0.03\times22\times0.55^2$	0.19965
	Σ	3.045

Table (4.2) Calculation of two way dead load (C.R1)

Nominal Total Dead Load = 3.045 KN/Rib

DL= $3.045/(0.52^2) = 11.26$ 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*11.26 = 13.51 KN/m^2.

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

W = 13.51 + 8 = 21.51 KN/m^2

✓ Flexural Design for (C.R1) :

Moments calculations :-

$M_a = C_a\, w l_a^2\, b_{rib}$ and $M_b = C_b\, w l_b^2\, b_{rib}$

L_a/L_b = 6.3/8.1 = 0.77 .....Case 4

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

***Negative moments at continuous edge :**

$C_{a,neg}$ (l_a/l_b=0.8) = 0.071 $C_{a,neg}$ (l_a/l_b=0.77) = 0.074

$C_{a,neg}$ (l_a/l_b=0.75) = 0.076

$M_{a\text{-}ve}=C_a*W*L_a^2*b_{rib}$=0.074*21.51*6.3^2*0.52= 32.85 KN.m/Rib

$C_{b,neg}$ (l_a/l_b=0.75) = 0.024 $C_{b,neg}$ (l_a/l_b=0.77) = 0.026

$C_{b,neg}$ (l_a/l_b=0.8) = 0.029

$M_{b\text{-}ve}=C_b*W*L_b^2*b_{rib}$ =0.026*21.51*8.1^2*0.52= 19.1 KN.m/Rib

***Positive moments :**

$C_{a,D}$ (l_a/l_b=0.75) = 0.034 $C_{a,D}$ (l_a/l_b=0.77) = 0.0414

$C_{a,D}$ (l_a/l_b=0.8) = 0.039

$M_{a+ve,D}=C_a*W*L_a^2*b_{rib}$ =0.0414*13.51*6.3^2*0.52= 11.54 KN.m/Rib

$C_{a,L}$(l_a/l_b=0.75) = 0.052 $C_{a,L}$ (l_a/l_b=0.77) = 0.0504

$C_{a,L}$ (l_a/l_b=0.8) = 0.048

$M_{a+ve,L}=C_a*W*L_a^2*b_{rib}$ =0.0504*8*6.3^2*0.52= 8.32 KN.m/Rib

$M_{a+ve} = M_{a+ve,L} + M_{a+ve,D} = 11.54+8.32=19.86$ KN.m/Rib

$C_{b,D}$ (l_a/l_b=0.75) = 0.013 $C_{b,D}$ (l_a/l_b=0.77) = 0.0142

$C_{b,D}$ (l_a/l_b=0.8) = 0.016

$M_{b+ve,D}=C_b*W*L_b^2*b_{rib}$ =0.0142*13.51*8.1^2*0.52= 6.545 KN.m/Rib

$C_{b,L}$(l_a/l_b=0.75) = 0.016 $C_{b,L}$ (l_a/l_b=0.77) = 0.0176

$C_{b,L}$ (l_a/l_b=0.8) = 0.02

$M_{b+ve,L}=C_b*W*L_b^2*b_{rib}$ =0.0176*8*8.1^2*0.52= 4.8 KN.m/Rib

$M_{b+ve} = M_{b+ve,L} + M_{b+ve,D} = 6.545+4.8 = 11.345$ KN.m/Rib

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

$M_{b,neg} = 113.45/3 = 3.78$ KN.m/Rib

$M_{a,neg} = 19.86/3 = 6.62$ KN.m/Rib

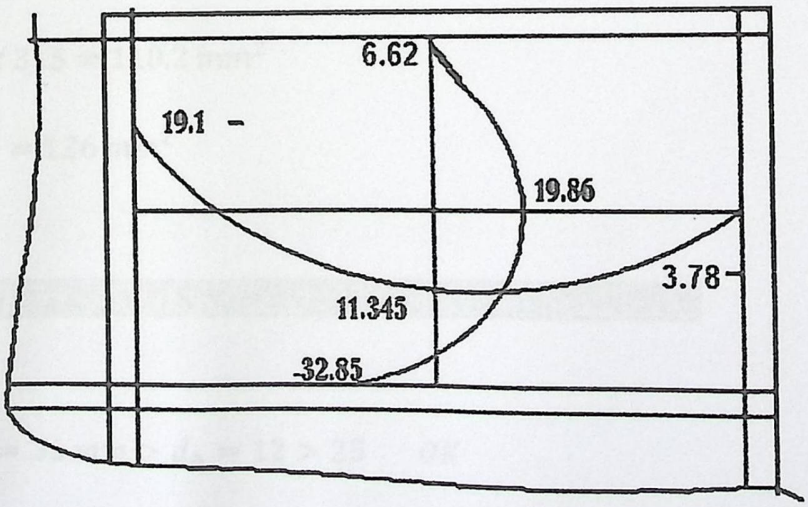


Fig. (4 - 6) Destribution of moment for two way rib slab

Design for Negative and Positive moment:

** Short direction*

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

Positive Moment:

Midspan: (Mu = +19.86 KN.m/Rib)

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{19.86\times10^6}{0.9\times120\times315^2} = 1.85\ Mpa.$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times1.85}{420}}\right) = 0.004625$$

$A_s = \rho.b.d = 0.004625 \times120\times315 = 174.8\ mm^2$. ***Control.***

Check for $A_{s,min}$.

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

$$A_{s,min} = 0.25\frac{\sqrt{24}}{420} 120 \times 315 = 110.2\ mm^2$$

$$A_{s,min} = \frac{1.4}{420} 120 \times 315 = 126\ mm^2$$

$A_{s,required} = 174.8\ mm^2$.

Use 2 ø 12 Bottom, $A_{s,provided} = 174.8\ mm^2 > A_{s,required} = 126\ mm^2$. Ok

Check spacing :

$$S = \frac{120-40-20-(2\times12)}{1} = 36\ mm > d_b = 12 > 25 \quad OK$$

Check for strain:

$$a = \frac{A_s.f_y}{0.85 b\ f_c'} = \frac{174.8\times420}{0.85\times120\times24} = 30\ mm$$

$$c = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{30}{0.85} = 35.3\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{315-35.5}{35.3}\right) = 0.024 > 0.005 \qquad Ok$$

Negative Moment:

Long direction : (Mu = - 19.1 KN.m/Rib)

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{19.1\times10^6}{0.9\times120\times315^2} = 1.78\ Mpa.$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times1.78}{420}}\right) = 0.00444$$

$A_s = \rho.b.d = 0.00444 \times120\times315 = 167.8\ mm^2$. ***Control.***

Use 2 ø 10 bottom , $A_{s,provided} = 226\ mm^2 > A_{s,required} = 167.8\ mm^2$ Ok

Check spacing :

$$S = \frac{120-40-20-(2\times12)}{1} = 36\ mm > d_b = 18 > 25 \qquad OK$$

Check for strain:

$$a = \frac{A_s.f_y}{0.85 b\ f_c'} = \frac{226\times420}{0.85\times120\times24} = 38.77\ mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{38.77}{0.85} = 45.6\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{315-45.6}{45.6}\right) = 0.0074 > 0.005 \qquad Ok$$

**** long direction***

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

Positive Moment:

Midspan: (Mu = +11.35 KN.m/Rib)

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{11.35\times10^6}{0.9\times120\times315^2} = 1.06\ Mpa.$$

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

$\rho=\frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right)=\frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times1.06}{420}}\right)=0.002593$

$A_s=\rho.b.d=0.002593\times120\times315=98\ mm^2.$

Check for $A_{s,min}$.

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

$A_{s,min}=0.25\frac{\sqrt{24}}{420}120\times315=110.2\ mm^2$

$A_{s,min}=\frac{1.4}{420}120\times315=126\ mm^2$ ***Control.***

$A_{s,required}=157\ mm^2.$

Use 2 ø 10 Bottom, $A_{s,provided}=157\ mm^2>A_{s,required}=126\ mm^2$. Ok

Check spacing :

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

Check for strain:

$a=\frac{A_s.f_y}{0.85b\ f'_c}=\frac{157\times420}{0.85\times120\times24}=26.93\ mm$

$c=\frac{a}{\beta_1}=\frac{26.93}{0.85}=31.7\ mm$

$\varepsilon_s=0.003\left(\frac{d-c}{c}\right)=0.003\left(\frac{315-31.7}{31.7}\right)=0.0268>0.005$ *0k*

Negative Moment :

Continuous edge : (Mu = - 32.85 KN.m/Rib)

$R_n=\frac{M_u}{\emptyset bd^2}=\frac{32.85\times10^6}{0.9\times120\times315^2}=3.06\ Mpa.$

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

$$\rho=\frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right)=\frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times3.06}{420}}\right)=0.0079341$$

$A_s = \rho.b.d = 0.0079341 \times 1200 \times 315 = 295.1\ mm^2$.

Check for $A_{s,min}$.

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

$$A_{s,min}=0.25\frac{\sqrt{24}}{420}\,120\times315=110.2\ mm^2$$

$$A_{s,min}=\frac{1.4}{420}120\times315=126\ mm^2 \qquad \textbf{\textit{Control.}}$$

$A_{s,required} = 295.1\ mm^2$.

Use 2 ø 14 bottom, $A_{s,provided} = 308\ mm^2 > A_{s,required} = 295.1\ mm^2$. Ok

Check spacing :

$$S=\frac{120-40-20-(2\times14)}{1}=32\ mm > d_b = 10 > 25 \qquad OK$$

Check for strain:

$$a=\frac{A_s.f_y}{0.85b\,f'_c}=\frac{308\times420}{0.85\times120\times24}=52.8\ mm$$

$$c=\frac{a}{B_1}=\frac{52.8}{0.85}=62.2\ mm$$

$$\varepsilon_s=0.003\left(\frac{d-c}{c}\right)=0.003\left(\frac{315-62.2}{62.2}\right)=0.012>0.005 \qquad 0k$$

✓ Shear Design for (R 1):

$W_a (l_a/l_b=0.75) = 0.76$ $W_a (l_a/l_b=0.8) = 0.7$

$W_a (l_a/l_b=0.77) = 0.74$

- The total load on the panel being $(6.3\times8.1\times21.51 = 1097.6\ KN)$
- The load per rib at face of the long beam is $(0.74\times1097.6\times0.52/(2\times8.1)=26.07\ KN)$

$V_{ud} = 26.07 - 21.51\times0.52\times0.315 = 22.54\ KN$

$$V_c=\frac{1.1}{6}\sqrt{f'_c}\,b_w d=\frac{1.1}{6}\sqrt{24}\times120\times315\times10^{-3}=33.95\ KN$$

ø V_c =0.75×33.95 =25.46 KN.

0.5 ø V_c =0.5×0.75×33.95 =12.73 KN

Case (2) for shear Design : Minimum shear reinforcement

Use stirrups U-shape (2 leg stirrups) ø 10 $A_v = 2 \times 78.5 = 157\ mm^2$

$$S_{max} \le \frac{d}{2} \le 600\ mm \qquad \frac{d}{2} = \frac{315}{2} = 157.5\ mm \qquad \textbf{Control.}$$

$$S_{req} = \frac{3\,A_v\,f_{yt}}{b_w} = \frac{157\times420\times3}{120} = 1648.5\ mm > S_{max}\ take\ S = S_{max} = 157.5\ mm$$

$$S_{req} = \frac{16\,A_v\,f_{yt}}{b_w\sqrt{f_c'}} = \frac{157 \times 420 \times 16}{150\sqrt{24}} = 1435.73\ mm > S_{max}\ take\ S = S_{max} = 142\ mm$$

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

4-8 Design of Beam (Beam):-

- **Material :-**
  - ⇒ concrete B300 Fc' = 24 N/mm^2
  - ⇒ Reinforcement Steel fy = 420 N/mm^2
- **Loading :-**
  - ➔ Reaction from Rib1 :
    D.L =31.66/0.52 = 60.88 KN/m
    L.L =27.62/0.52 = 53.11 KN/m
  - ➔ Reaction from Rib2 :
    D.L =43.34/0.52 = 83.34 KN/m
    L.L =27.48/0.52 = 52.84 KN/m
  - ➔ Reaction from rib3 :
    D.L =42.77/0.52 = 82.25 KN/m
    L.L =27.11/0.52 = 52.15 KN/m

L.L =27.11/0.52 = 52.15 KN/m

➔ **Beam Self weight** = 25*0.8*0.65 = 11 KN/m

➔ **Beam Materials :**

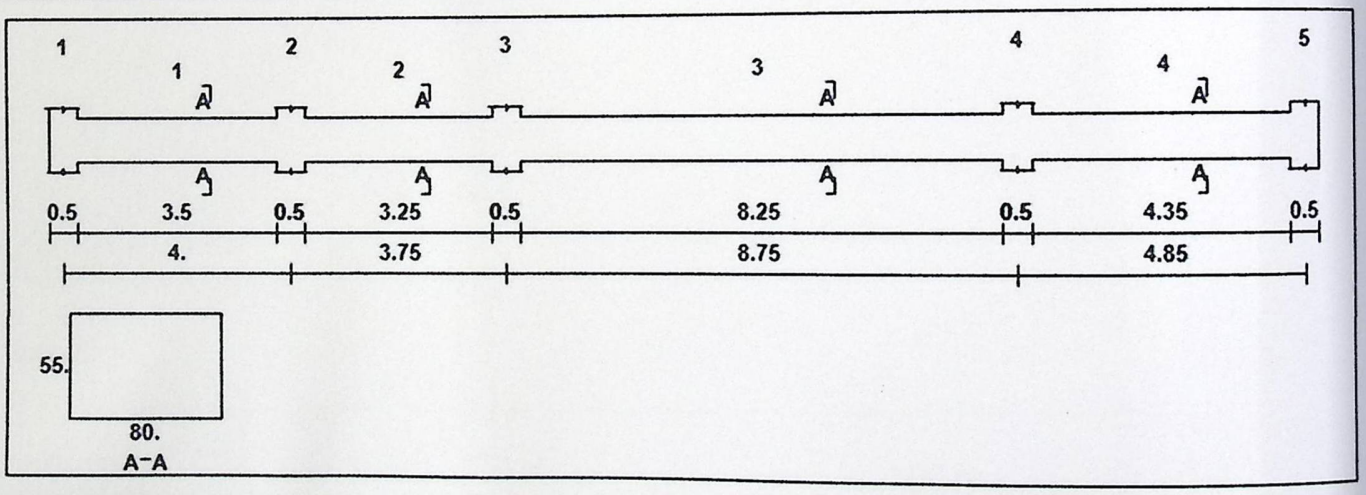
Tile = 23*0.03*0.8=0.528 KN/m
Mortar = 22*0.02*0.8=0.352 KN/m
Sand = 16*0.07*0.8=0.896 KN/m
Plastering = 22*0.02*0.8 =0.352 KN/m
Partition = 2*0.8=1.6 KN/m
∑ = 3.728 KN/m

➔ **Total Dead load**

Self weight + Materials = 11+ 3.728 = 14.728 KN/m

Factored self weight = 1.2*14.728 = 17.67 KN/m

Geometry Units:meter,cm



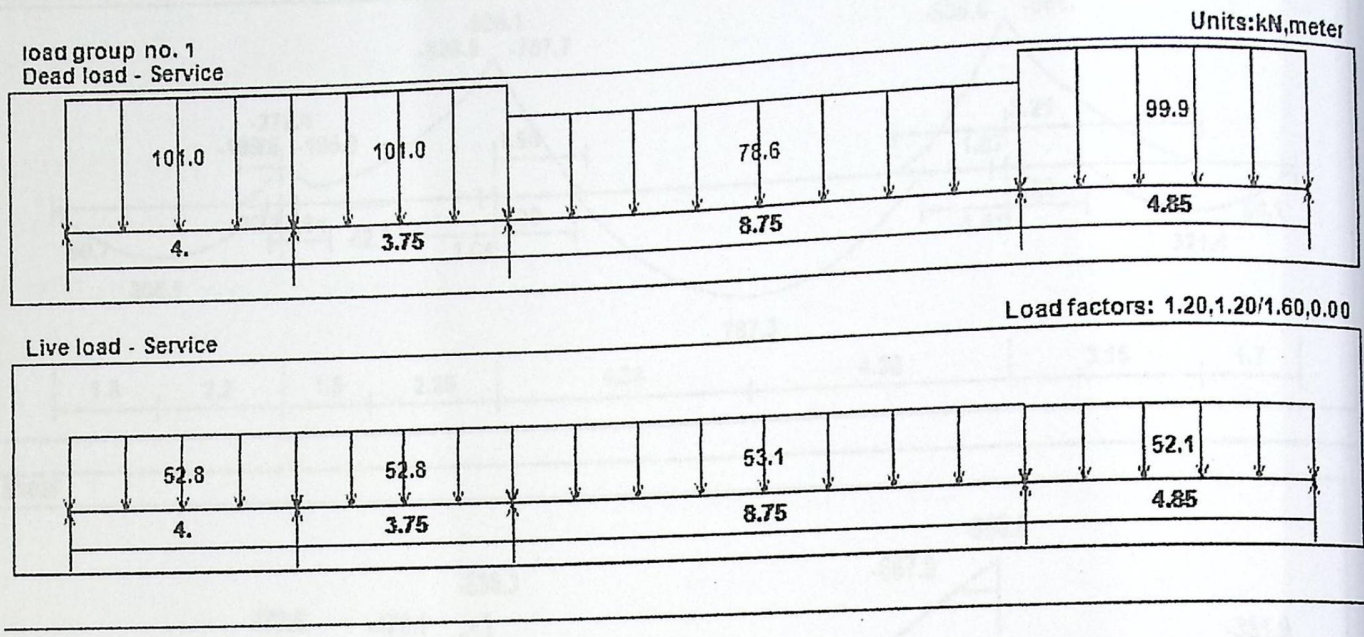
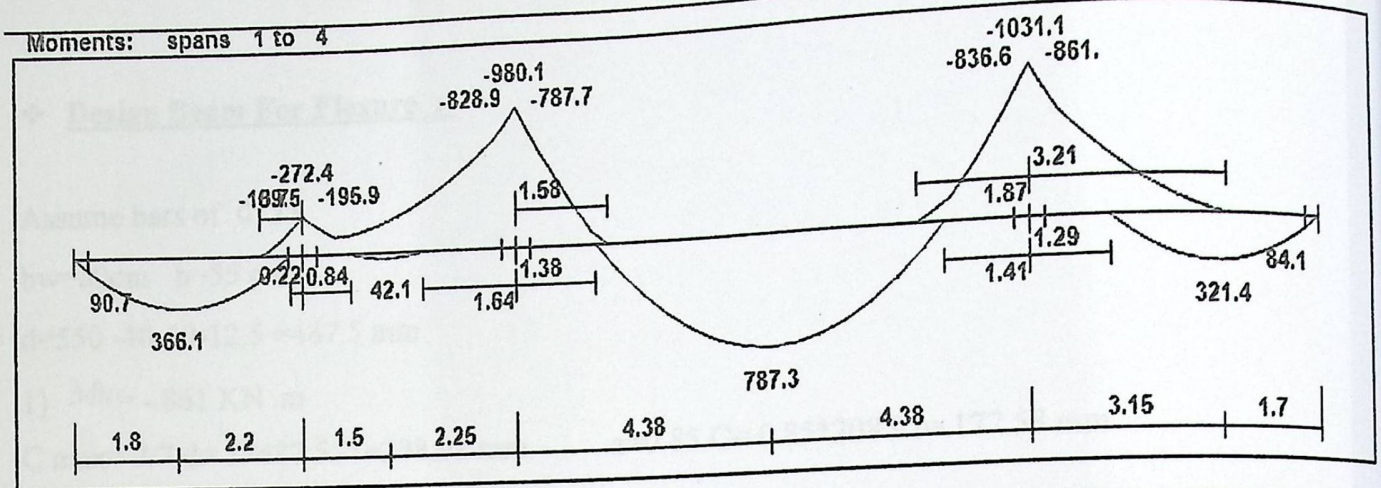


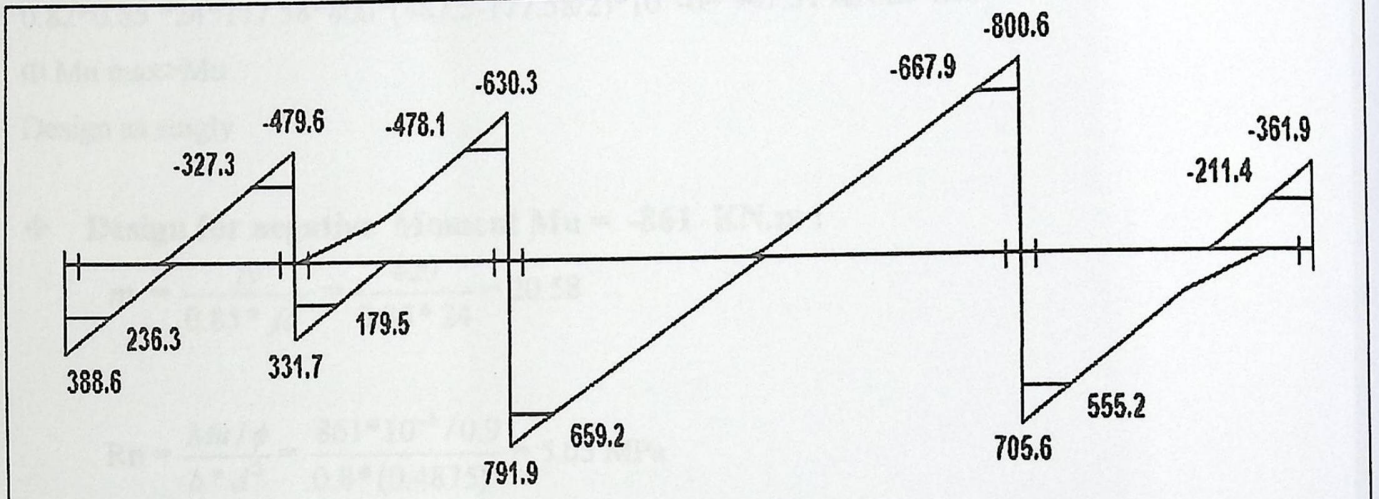
Figure (4-5) : Beam (1) Envelope

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

Moments: spans 1 to 4

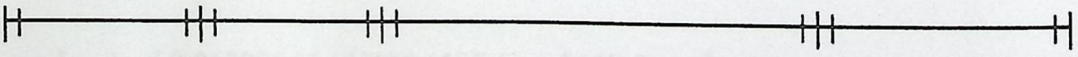


Shear



Reactions

Factored



DeadR	214.79	396.9	733.04	823.95	177.33
LiveR	173.78	414.41	689.15	682.29	184.55
Max R	388.57	811.32	1422.19	1506.24	361.88
Min R	197.04	399.36	833.5	1053.52	98.54
Service					
DeadR	178.99	330.75	610.87	686.62	147.78
LiveR	108.61	259.01	430.72	426.43	115.34
Max R	287.6	589.76	1041.59	1113.06	263.12
Min R	167.9	332.29	673.65	830.11	98.53

❖ **Design Beam For Flexure :-**

Assume bars of Φ 25

bw=80cm h=55 cm

d=550 -40-10-12.5 =487.5 mm

1) Mu= - 861 KN .m

C max= 3/7 d= 3*487.5 /7=208.92 mm a=0.85 C= 0.85*208.92= 177.58 mm

Φ Mn max = Φ 0.85 fc' *a*b (d-a/2)

0.82*0.85 *24*177.58*800*(487.5-177.58/2)*10^-6= 947.51 KN.m>Mu = 861 KN.m ok

Φ Mn max>Mu

Design as singly

❖ **Design for negative Moment Mu = -861 KN.m :**

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.58$$

$$\text{Rn} = \frac{Mu/\phi}{b * d^2} = \frac{861 * 10^{-3} / 0.9}{0.8 * (0.4875)^2} = 5.03 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.58 * 5.03}{420}}\right) = 0.013996$$

A_s = ρ.be .d = (0.013996)* (800)* (487.5) = 5458.5 mm^2 .

Then use 12Φ 25 , As.pr=5890.44 mm2>As.req=5458.5 mm2

➔ **Check Minimum Reinforcement A_s min...(ACI- 318M-08 – (10.5.1))**

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(800)(487.5) = 1137.26 mm^2$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}(800)(487.5) = 1300 mm^2 \quad \text{(control)}$$

12Φ 25 , As.pr=5890.44 mm2>As.min=1300 mm2 ok

➔ **Check for Spacing :**

$$S = \frac{800 - 2*40 - 2*10 - 12*25}{11} = 36.36 \text{ mm}$$

S > 25 mm

S > db

- OK

➔ **Check for Strain :-**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

5890 .44 * 420 = 0.85 * 24 * 800 * a

$a = 151.59\,mm$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{151.59}{0.85} = 178.34\,mm$$

β=0.85..... f_c <28MPa ..... ACI-318M-08(10.2.7.3)

$$\varepsilon_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{487.5 - 178.34}{178.34} \times 0.003 = 0.0052$$

$$\varepsilon_s = 0.0052 > 0.005$$

OK : Tension Controlled Section Φ=0.9

❖ **Design for negative Moment Mu = -828.9 KN.m :**

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.58$$

$$\text{Rn} = \frac{Mu/\phi}{b * d^2} = \frac{828.9 * 10^{-3}/0.9}{0.8 * (0.4875)^2} = 4.844 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.58 * 4.844}{420}}\right) = 0.01338$$

A_S = ρ.be .d = (0.01338)* (800)* (487.5) = 5220.85 mm^2 .

Then use 11Φ 25 , As=5399.9 mm²

➔ **Check Minimum Reinforcement** A_s min...**(ACI- 318M-08 – (10.5.1))**

$$As\ min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(800)(487.5) = 1137.26mm^2$$

$$As\ min = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}(800)(487.5) = 1300mm^2 \quad \text{(control)}$$

For 11Φ25 , As=5399.9 mm² > As. min=1300 mm² , OK

➔ **Check for Spacing :**

$$S = \frac{800 - 2*40 - 2*10 - 11*25}{10} = 42.5 \text{ mm}$$

S > 25 mm

S > db

- OK

➔ **Check for Strain :-**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$5399.9 * 420 = 0.85 * 24 * 800 * a$

$a = 138.96mm$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{138.96}{0.85} = 163.45mm$$

β=0.85..... f_c <28MPa ..... ACI-318M-08(10.2.7.3)

$$\varepsilon_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{487.5 - 163.45}{163.45} \times 0.003 = 0.0059$$

$\varepsilon_s = 0.0059 > 0.005$

OK : Tension Controlled Section Φ=0.9

❖ **Design for Negative Moment Mu = -195.9 Kn.m :**

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.58$$

$$Rn = \frac{Mu/\phi}{b * d^2} = \frac{195.9 * 10^{-3}/0.9}{0.8 * (0.4875)^2} = 1.148\text{Mpa}$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.58 * 1.148}{420}}\right) = 0.002814$$

$$A_S = \rho.be.d = (0.002814)*(800)*(487.5) = 1097.8\ mm^2 < \text{As min.}$$

➔ **Check Minimum Reinforcement A_S min...(ACI- 318M-08 – (10.5.1))**

➔ $As\ min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(800)(487.5) = 1137.26mm^2$

➔ $A_S\ min = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}(800)(487.5) = 1300mm^2$ (control)

Then use 3Φ 25 , As pro.=1472.7 mm^2>As min.=1300 mm^2 ok

➔ **Check for Spacing :**

$$S = \frac{800 - 2*40 - 2*10 - 3*25}{2} = 312.5 \text{ mm}$$

S > 25 mm

S > db

- OK

➔ **Check for Strain:-**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$1472.7 * 420 = 0.85 * 24 * 800 * a$

$a = 37.9mm$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{37.9}{0.85} = 44.58mm$

β=0.85..... f_c <28MPa ..... ACI-318M-08(10.2.7.3)

$$\varepsilon_s = (d - c)/c \times 0.003 = \frac{487.5 - 44.58}{44.58} \times 0.003 = 0.029$$

$\varepsilon_s = 0.029 > 0.005$

OK : Tension Controlled Section Φ=0.9

❖ **Design for Positive Moment Mu = +787.3 KN.m :**

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.58$$

$$\text{Rn} = \frac{Mu/\phi}{b * d^2} = \frac{787.3 * 10^{-3} / 0.9}{0.8 * (0.4875)^2} = 4.6 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.58 * 4.6}{420}}\right) = 0.01258$$

$$A_S = \rho.b_e.d = (0.01258) * (800) * (487.5) = 4906.64 \ mm^2$$

Then use 10Φ 25 , As.pr=4909 mm2>As.req=4906.64 mm2

➔ **Check Minimum Reinforcement A_S min...(ACI- 318M-08 – (10.5.1))**

➔ $\text{As min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(800)(487.5) = 1137.26 mm^2$

➔ $A_S \text{ min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}(800)(487.5) = 1300 mm^2$ (control)

Use 10Φ25, As=4909 mm^2 > As min. = 1300 mm^2 , OK

➔ **Check for Spacing :**

$$S = \frac{800 - 2*40 - 2*10 - 10*25}{9} = 50 \text{ mm}$$

S > 25 mm

S > db ok

➔ **Check for Strain:-**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$4909 * 420 = 0.85 * 24 * 800 * a$

$a = 126.33 \ mm$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{126.33}{0.85} = 148.62 \ mm$

β=0.85….. f_c<28MPa ……. ACI-318M-08(10.2.7.3)

$$\varepsilon_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{487.5-148.62}{148.62} \times 0.003 = 0.0068$$

$$\varepsilon_s = 0.0068 > 0.005$$

OK : Tension Controlled Section $\Phi=0.9$

❖ **Design for Positive Moment Mu = + 366.1 KN.m :**

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.58$$

$$\text{Rn} = \frac{Mu/\phi}{b * d^2} = \frac{366.1 * 10^{-3} / 0.9}{0.8 * (0.4875)^2} = 2.139 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.58 * 2.139}{420}}\right) = 5.392 * 10^{-3}$$

$$A_S = \rho.b_e.d = (5.392 * 10^{-3}) * (800) * (487.5) = 2102.9 \ mm^2.$$

Use 5Φ25 , As pro.=2454.5 mm² > As req.=2102.9 mm² , OK

➔ **Check Minimum Reinforcement $A_{s\,min}$...(ACI- 318M-08 – (10.5.1))**

➔ $A_{s\,min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(800)(487.5) = 1137.26 mm^2$

➔ $A_{s\,min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}(800)(487.5) = 1300 mm^2$ (control)

Use 5Φ25 , As pro.=2454.5 mm² > As min.=1300 mm² , OK

➔ **Check for Spacing :**

$$S = \frac{800 - 2*40 - 2*10 - 5*25}{4} = 150 \text{ mm}$$

S > 25 mm

S > db

- OK

➔ **Check for Strain:-**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

2454 .5 * 420 = 0.85 * 24 * 800 * a

$a = 63.16\,mm$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{63.16}{0.85} = 74.31\,mm$

β=0.85..... f_c<28MPa ..... ACI-318M-08(10.2.7.3)

$$\varepsilon_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{487.5-74.31}{74.31} \times 0.003 = 0.01668$$

$$\varepsilon_s = 0.01668 > 0.005$$

OK : Tension Controlled Section Φ=0.9

❖ **Design for Positive Moment Mu = +321.4 KN.m :**

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.58$$

$$\text{Rn} = \frac{Mu/\phi}{b * d^2} = \frac{321.4 * 10^{-3}/0.9}{0.8 * (0.4875)^2} = 1.87\ \text{MPa}$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.58 * 1.87}{420}}\right) = 0.004677$$

$A_s = \rho.b_e.d = (0.004677) * (800) * (487.5) = 1824.23\ mm^2$

Use 4Φ25, As pro.=1963.6 mm² > As req = 1824.24 mm² , OK

➔ **Check Minimum Reinforcement A_s min...(ACI- 318M-08 – (10.5.1))**

➔ $A_{s\,min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(800)(487.5) = 1137.26mm^2$

➔ $A_{s\,min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}(800)(487.5) = 1300mm^2$ (control)

For 4Φ25 , As=1963.6 mm² > As min.=1300 mm² , OK

➔ **Check for Spacing :**

$$S = \frac{800 - 2*40 - 2*10 - 4*25}{3} = 200 \text{ mm}$$

S > 25 mm

S > db

- OK

➔ **Check for Strain:-**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$1963.6 * 420 = 0.85 * 24 * 800 * a$

$a = 50.53\,mm$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{50.53}{0.85} = 59.45\,mm$$

β=0.85..... f_c <28MPa ..... ACI-318M-08(10.2.7.3)

$$\varepsilon_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{487.5 - 59.45}{59.45} \times 0.003 = 0.021$$

$\varepsilon_s = 0.021 > 0.005$

OK : Tension Controlled Section

❖ **Design for Positive Moment Mu = +42.1KN.m :**

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.58$$

$$Rn = \frac{Mu/\phi}{b * d^2} = \frac{42.1 * 10^{-3}/0.9}{0.8 * (0.4875)^2} = 0.246 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.58 * 0.246}{420}}\right) = 0.005893$$

$A_s = \rho.b_e.d = (0.005893 * 10^{-3}) * (800) * (487.5) = 229.8\ mm^2$.<As min

➔ **Check Minimum Reinforcement** $A_{s\,min}$...(ACI- 318M-08 – (10.5.1))

➔ $As\ min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(800)(487.5) = 1137.26mm^2$

➔ $As\ min = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}(800)(487.5) = 1300mm^2$ (control)

Use 4Φ22 , As pro.=1520.5 mm^2 >As min= 1300 mm^2 , OK

➔ **Check for Spacing :**

$$S = \frac{800 - 2*40 - 2*10 - 4*22}{3} = 204 \text{ mm}$$

S > 25 mm

S > db

- OK

➔ **Check for Strain:-**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

1520 .5 * 420 = 0.85 * 24 * 800 * a

$a = 39.13\,mm$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{39.13}{0.85} = 46.03\,mm$

β=0.85..... f_c <28MPa ..... ACI-318M-08(10.2.7.3)

$$\varepsilon_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{487.5 - 46.03}{46.03} \times 0.003 = 0.028$$

$\varepsilon_s = 0.028 > 0.005$

OK : Tension Controlled Section

Design Beam for shear:

Vu = 667.9 KN

$$Vc = \frac{\sqrt{fc'}}{6} * bw * d = \frac{\sqrt{24}}{6} * 800 * 487.5 * 10^{-3} = 318.43 \text{ KN}$$

$$Vs_{min} = \text{Max of} \quad 1) \ \frac{\sqrt{fc'}}{16} * bw * d = \frac{\sqrt{24}}{16} * 800 * 487.5 * 10^{-3} = 119.41 \text{ KN}$$

$$2) \ \frac{1}{3} * bw * d = \frac{1}{3} * 800 * 487.5 = 130 \text{ KN} \ - \textit{Control}$$

$$Vs' = \frac{\sqrt{fc'}}{3} * bw * d = \frac{\sqrt{24}}{3} * 800 * 487.5 * 10^{-3} = 636.86 \text{ KN}$$

$$Vs = \frac{Vu}{\phi} - Vc = \frac{667.9}{0.75} - 318.43 = 572.1 \text{ KN}$$

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

$0.75 (130 + 318.34) < Vu = 667.9 < 0.75 (318.43 + 636.86)$

$336.32 \text{ KN} < 667.9 \text{ KN} < 716.46 \text{ KN}$

Case 4 is Valid

Use Stirrups Φ10 4-Leg , $Av = 314 \text{ mm}^2$

$$S = \frac{Av * fyt * d}{Vs} = \frac{314 * 420 * 487.5}{572.1 * 1000} = 112.3 \text{ mm}$$

$S < S_{max} =$ 1) $d/2 = 487.5/2 = 243.75$ mm - *Control*

2) 600 mm

Take S = 100 mm

Vu = 478 .1 KN

$$Vc = \frac{\sqrt{fc'}}{6} * bw * d = \frac{\sqrt{24}}{6} * 800 * 487.5 * 10^{-3} = 318.43 \text{ KN}$$

$$Vs_{min} = \text{Max of} \quad 1) \ \frac{\sqrt{fc'}}{16} * bw * d = \frac{\sqrt{24}}{16} * 800 * 487.5 * 10^{-3} = 119.41 \text{ KN}$$

$$2) \ \frac{1}{3} * bw * d = \frac{1}{3} * 800 * 487.5 = 130 \text{ KN} \ - \textit{Control}$$

$$Vs = \frac{Vu}{\phi} - Vc = \frac{478.1}{0.75} - 318.43 = 319.03 \text{ KN}$$

$$Vs' = \frac{\sqrt{fc'}}{3} * bw * d = \frac{\sqrt{24}}{3} * 800 * 487.5 * 10^{-3} = 636.86 \text{ KN}$$

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

$$0.75 (130 + 318.34) < Vu = 478.1 < 0.75 (318.43 + 636.86)$$

$$336.32 \text{ KN} < 478.1 \text{ KN} < 716.46 \text{ KN}$$

Case 4 is Valid

Use Stirrups Φ10 4-Leg , $Av = 314 \text{ mm}^2$

$$S = \frac{Av * fyt * d}{Vs} = \frac{314 * 420 * 487.5}{319.03 * 1000} = 201.52 \text{ mm}$$

$S < S_{max}$ = 1) d/2 = 487.5/2=243.75 mm - *Control*

2) 600 mm

Take S = 200 mm

Vu = 327.3 KN

$$Vc = \frac{\sqrt{fc'}}{6} * bw * d = \frac{\sqrt{24}}{6} * 800 * 487.5 * 10^{-3} = 318.43 \text{ KN}$$

Vs_{min} = Max of 1) $\frac{\sqrt{fc'}}{16} * bw * d = \frac{\sqrt{24}}{16} * 800 * 487.5 * 10^{-3} = 119.41$ KN

2) $\frac{1}{3} * bw * d = \frac{1}{3} * 800 * 487.5 = 130$ KN - *Control*

$$Vs = \frac{Vu}{\phi} - Vc = \frac{327.3}{0.75} - 318.43 = 117.97 \text{ KN}$$

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

$0.75 (318.43 + 130) = 336.32$ KN > Vu = 327.3 KN > $0.75 * 318.43 = 238.82$ KN

Case III is Valid :

- minimum shear reinforcement is required

Use Stirrups Φ10 4-Leg , $Av = 314 \text{ mm}^2$

$$S = \frac{Av * fyt * d}{Vs} = \frac{314 * 420 * 487.5}{117.97 * 1000} = 544.98 \text{ mm}$$

$S < S_{max}$ = 1) d/2 = 487.5/2=243.75 mm - *Control*

2) 600 mm

Take S = 200 mm

Vu = 555.2 KN

$$Vc = \frac{\sqrt{fc'}}{6} * bw * d = \frac{\sqrt{24}}{6} * 800 * 487.5 * 10^{-3} = 318.43 \text{ KN}$$

Vs_{min} = Max of 1) $\frac{\sqrt{fc'}}{16} * bw * d = \frac{\sqrt{24}}{16} * 800 * 487.5 * 10^{-3} = 119.41$ KN

2) $\frac{1}{3} * bw * d = \frac{1}{3} * 800 * 487.5 = 130$ KN - *Control*

$$Vs = \frac{Vu}{\phi} - Vc = \frac{555.2}{0.75} - 318.43 = 412.83 \text{ KN}$$

$$Vs' = \frac{\sqrt{fc'}}{3} * bw * d = \frac{\sqrt{24}}{3} * 800 * 487.5 * 10^{-3} = 636.86 \text{ KN}$$

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

$0.75 (130 + 318.34) < Vu = 555.2 < 0.75 (318.43 + 636.86)$

336.32 KN < 555.2 KN < 716.46 KN

Case 4 is Valid

Use Stirrups Φ10 4-Leg , Av = 314 mm^2

$$S = \frac{Av * fyt * d}{Vs} = \frac{314 * 420 * 487.5}{412.83 * 1000} = 155.7 \text{ mm}$$

$S < S_{max}$ = 1) d/2 = 487.5/2=243.75 mm - *Control*

2) 600 mm

Take S = 150 mm

$S < S_{max}$ = 1) d/2 = 487.5/2=243.75 mm - *Control*

2) 600 mm

Take S = 200 mm

Vu = 555.2 KN

$$Vc = \frac{\sqrt{fc'}}{6} * bw * d = \frac{\sqrt{24}}{6} * 800 * 487.5 * 10^{-3} = 318.43 \text{ KN}$$

Vs_{min} = Max of 1) $\frac{\sqrt{fc'}}{16} * bw * d = \frac{\sqrt{24}}{16} * 800 * 487.5 * 10^{-3} = 119.41$ KN

2) $\frac{1}{3} * bw * d = \frac{1}{3} * 800 * 487.5 = 130$ KN - *Control*

$$Vs = \frac{Vu}{\phi} - Vc = \frac{555.2}{0.75} - 318.43 = 412.83 \text{ KN}$$

$$Vs' = \frac{\sqrt{fc'}}{3} * bw * d = \frac{\sqrt{24}}{3} * 800 * 487.5 * 10^{-3} = 636.86 \text{ KN}$$

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

$0.75 (130 + 318.34) < Vu = 555.2 < 0.75 (318.43 + 636.86)$

336.32 KN < 555.2 KN < 716.46 KN

Case 4 is Valid

Use Stirrups Φ10 4-Leg , Av = 314 mm^2

$$S = \frac{Av * fyt * d}{Vs} = \frac{314 * 420 * 487.5}{412.83 * 1000} = 155.7 \text{ mm}$$

$S < S_{max}$ = 1) d/2 = 487.5/2=243.75 mm - *Control*

2) 600 mm

Take S = 150 mm

4-9 Design of slender column:-

4.9.1 (B.C10) : Column in first floor .

❖ **Loading :-**

Reactions

Factored					
DeadR	214.79	396.9	733.04	823.95	177.33
LiveR	173.78	414.41	689.15	682.29	184.55
Max R	388.57	811.32	1422.19	1506.24	361.88
Min R	197.04	399.36	833.5	1053.52	98.54
Service					
DeadR	178.99	330.75	610.87	686.62	147.78
LiveR	108.61	259.01	430.72	426.43	115.34
Max R	287.6	589.76	1041.59	1113.06	263.12
Min R	167.9	332.29	673.65	830.11	98.53

Fig. (4 - 7)support reaction from beam B.B7

P.D= 733.04+(13.1 x1.2)=748.76 KN/ m²
P.L=689.15 KN/ m²
PU=2875.82 KN
Pn= $\frac{2875.83}{0.65}$ = 4424 KN
Assume rectangular section with:
Use ρ =0.015
Pn=0.8*Ag{0.85*fc'+ $\rho g(fy - 0.85 * fc')$
4.424=0.85*Ag{0.85*24+0.015(420-0.85*24)
Ag=0.209 m^2
Use .5 x .45 Agreq=0.225 > 0.209m²
*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).

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

Lu=3.5m.
rx=0.3 h=0.3*0.45=0.135
ry=0.3*b=0.3*0.5 =0.15

$\frac{klu}{rx} = 25.9 \rangle 22.0$ Slender column for bending about x_axis.

$\frac{klu}{ry} = 23.3 > 22.0$ slender column for bending about y_axis.

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

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

$$\beta_d = \frac{1.2DL}{Pu} = \frac{1497.52}{2875.82} = 0.52.$$

$$I_g = \frac{b * h^3}{12} = \frac{0.5 * 0.45^3}{12} = 3.79 * 10\text{^}9mm^4$$

$$EI = \frac{0.4 * 23025.20 * 3.79}{1+0.52} = 22964.6KN.m^2$$

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

$$P_c = \frac{3.14^2 * 22964.6}{(1.0 * 3.5)^2} = 18502.16\,KN.$$

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

$$Cm = 1$$

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

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1-(2875.82/0.75 * 18502.16)} = 1.26 > 1$$

$$e_{\min} = 15 + 0.03 * h = 15 + 0.03 * 450 = 28.5mm =$$

$$e = e_{\min} \times \delta_{ns} = 28.5 * 1.26 = 35.91\,mm.$$

$$\frac{e}{h} = \frac{35.91}{450} = 0.083$$

From Interactio n Diagram

$$\frac{\phi P_n}{A_g} = \frac{2875.82 * 10^3}{500 * 450} * \frac{145}{1000} = 0.185\ ksi$$

$$\gamma = \frac{450 - 2 * 40 - 2 * 10 - 16}{450} = 0.74$$

$$\rho_g = 0.01$$

$$A_s = \rho * A_g = 0.01 * 500 * 450 = 2250\ mm^2$$

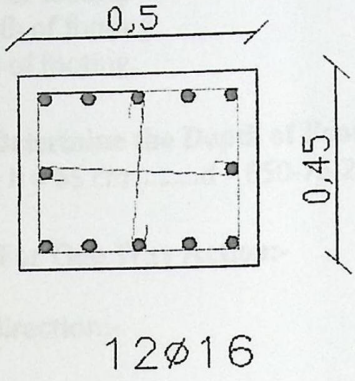
$$Select\ 12\phi16 \Rightarrow As_{Provided} = 2412{,}74mm^2 > As_{req.} = 2250mm^2$$

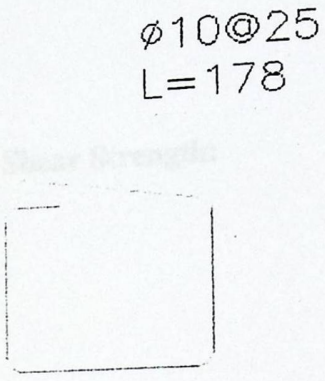
$Spacing \le 16 \times d_b (Longitudinal.bar.diameter) = 16 \times 16 = 256mm.$

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

$Spacing \le Least.\text{dim}ension = 300mm$

$\therefore$ *Use* $\phi 10@250mm$





4-10 Design of Isolated footing :-

4.10.1 Load Calculation: .
Factored Load = 2875.8 kN .
Total services load = 2109.4 KN.

Soil Weight = 18 kN/ m^3.
Live Load = 5 KN/m^2

Column geometry 50*45 cm.
Allowable Soil Pressure = 400 kN/m^2

4.10.2 Design of Footing Area:
Assume footing to be about (65 cm) thick.

q_{allow}=400 - 5 - 0.6*18 - 0.65*25 = 368 kN/m^2

4.10.3 Determination of Footing Area :

$$A = \frac{2109.4}{368} = 5.73\ m^2$$

A= W*L=5.73m^2

L=2.5m W=2.45m.

Try 2.5 * 2.45 m with area = 6m2 > A req = 5.73m2

Determinate $q_u = 2875.8/6 = 479.3\ KN/m^2$

Where :
A: Area of footing.
W: Width of footing.
L: Lenth of footing.

4.10.4 Determine the Depth of Footing Based on Shear Strength:
Assume h = 65 cm .....d = 650-75-20 = 555 mm.

Check For One Way Action:-

For X- direction:-

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

$$\frac{a}{2}+d=\frac{0.5}{2}+0.555=0.805m$$

$$Vu=479.3*(\frac{2.5}{2}-0.805)*2.45=512KN$$

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

$$\phi.Vc=0.75*\frac{1}{6}*\sqrt{24}*2500*0.555=849.7KN$$

$$\phi.Vc=849.7KN>Vu=512KN$$

$$\therefore\ \ Safe$$

For Y- direction:-

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

$$\frac{a}{2}+d=\frac{0.45}{2}+0.555=0.78m$$

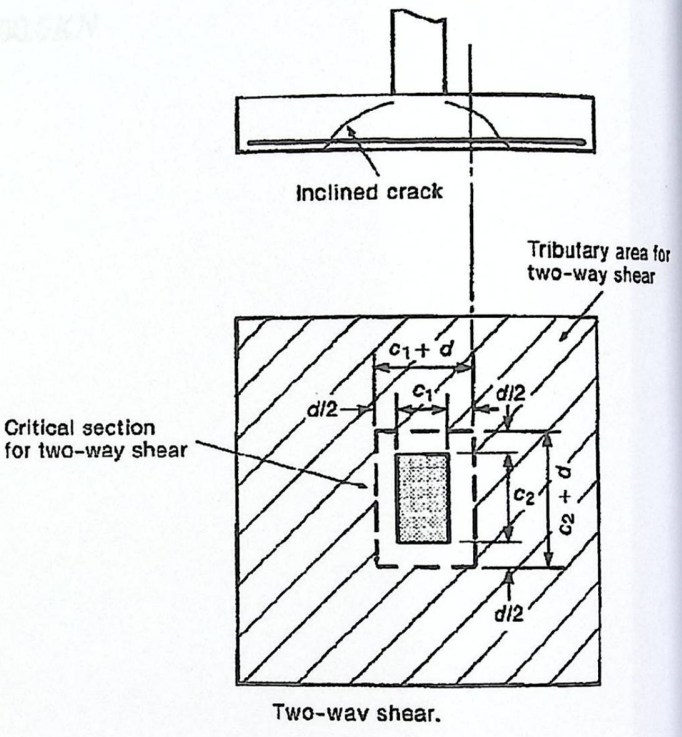
$$Vu=479.3*(\frac{2.45}{2}-0.78)*2.5=533.2KN$$

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

$$\phi.Vc=0.75*\frac{1}{6}*\sqrt{24}*2500*0.555=849.7KN$$

$$\phi.Vc=849.7KN>Vu=533.2KN$$

$\therefore$ *Safe*



Two-way shear.

- **Check for Two Way Action :-**

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:

$$\beta_C=\frac{Column\ Length\ (a)}{Column\ Width\ (b)}=\frac{50}{45}=1.1$$

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

b_o=2{(a+d) + (b+d)}.

b_o=2 × {(0.45+0.555) + (0.5+0.555)}=412 cm.

$\alpha_s = 40$ for interior column

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{\beta_c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{6}*\left(1+\frac{2}{1.1}\right)*\sqrt{24}*4120*0.555 = 3946KN$$

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{12}\left(\frac{\alpha_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{12}*\left(\frac{40*0.555}{4.12}+2\right)*\sqrt{24}*4120*0.555 = 5172.8KN$$

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{3}*\sqrt{24}*4120*0.555 = 2800.5KN$$

4. 10.5 Design for Bending Moment:

At X- Direction:-

$$Mu = 479.3*2.5*1*0.5*1 = 599KN.m$$

Using Reinforced Concrete.

$$Mn = \frac{599}{0.9} = 665.6KN.m$$

$$\text{Kn} = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{665.6\times10^{-3}}{2.5\times0.555^2} = 0.864Mpa$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{20.588}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.588\times0.864}{420}}\right) = 2.102*10^{-3}$$

$$As_{\text{Req.}} = \rho*b*d = 2.1*10^{-3}*250*55.5 = 29.2cm^2$$

$$As_{Shrinkage} = 0.0018*b*h = 0.0018*250*65 = 29.2cm^2$$

$$As_{\text{Req.}} = 29.2 = As_{Shrinkage} = 29.2cm^2$$

$$Select\ 12\phi18....As_{\text{Provided}} = 30.53cm^2 > 29.2cm^2.....ok$$

At Y- Direction:-

$Mu = 479.3*2.45*1*0.5*1 = 587.14KN.m$

Using Reinforced Concrete.

$$Mn = \frac{587.14}{0.9} = 652.4KN.m$$

$$Kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{587.14\times10^{-3}}{2.45\times0.555^2} = 0.778Mpa$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{20.588}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 20.588\times 0.778}{420}}\right) = 1{,}889*10^{-3}$$

$As_{Req.} = \rho*b*d = 1.889*10^{-3}*245*55.5 = 25.7cm^2$

$As_{Shrinkage} = 0.0018*b*h = 0.0018*250*65 = 28.665cm^2$

$As_{Shrinkage} > As_{Req.}$

$Select\ 12\phi18....As_{Provided} = 30.53cm^2 > 28.665cm^2.....ok$

4.10.6 Check for Strain:
At X- Direction
Tension = Compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

3053 * 420= 0.85 * 24 *2500 * a

a=25.14 mm.

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{25.14}{0.85} = 29.6mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{555 - 29.6}{29.6} X0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.0532 > 0.005$$

At Y- Direction

Tension = Compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

3053 * 420= 0.85 * 24 *2450 * a

a= 25.655 mm.

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{25.655}{0.85} = 30.2mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{555 - 30.2}{30.2} X0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.052 > 0.005$$

$$\Rightarrow \text{OK}$$

4.10.7 Check transfer of load at base of column:

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

$$\phi.Pn = 0.65 * [0.85 * 24 * (500 * 450)] / 1000 = 2983.5KN$$

$$But \ Pu = 2875.8 < \phi.Pn = 2983.5KN$$

Dowels are not required for load transfer.

But use the minimum reinforcement of dowels:

$$As_{\min} = 0.005 * Ag = 0.005 * 50 * 45 = 11.25cm^2$$

Use the column bars as a dowels

Select 6Φ16

$$As_{Provided} = 12.06cm^2 > As_{Req.} = 11.25cm^2$$

$$Ld_{(1)req} = \frac{0.24 fy}{\sqrt{fc}} db = \frac{0.24 * 420}{\sqrt{24}} 1.8 = 37\text{cm}.$$

$Ld_{(2)req} = 0.043 \times fy \times db = 0.043 \times 420 \times 1.8 = 32.5cm$

$Ld_{(2)req} = 32.5cm < Ld_{(1)req} = 37cm \Rightarrow$ control

$Ls = 0.071 \times fy \times db = 0.071 \times 420 \times 1.6 = 47.7\ cm > 37cm$

$Ls = 47.7cm$

Available $Ld = 65 - 7.5 - 2*1.8 = 53.9$ cm.

Available $Ld = 53.9\ cm > Ls = 47.7cm$

Using hook $\geq 16*\phi$

Required length of hook $\geq 16*\phi \geq 16*1.6 = 25.6cm$

Use Hooks= $30cm > 25.6cm$

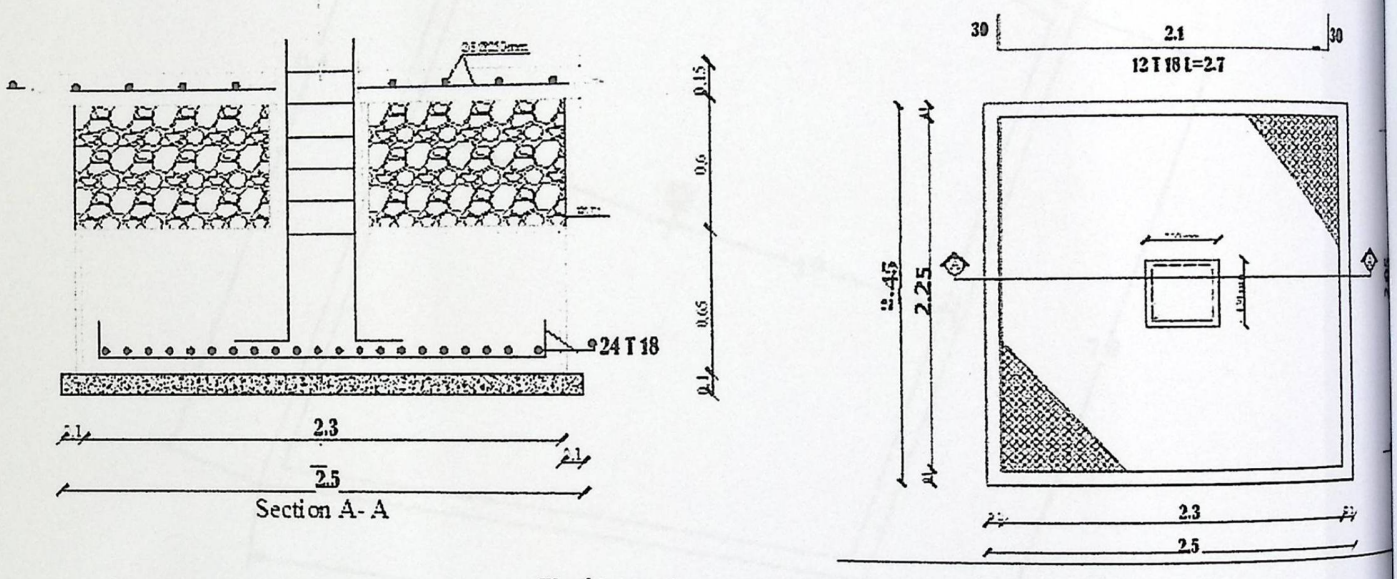


Fig (4- Isolated Footing.

4-11 Design of One Way Solid Slab :-

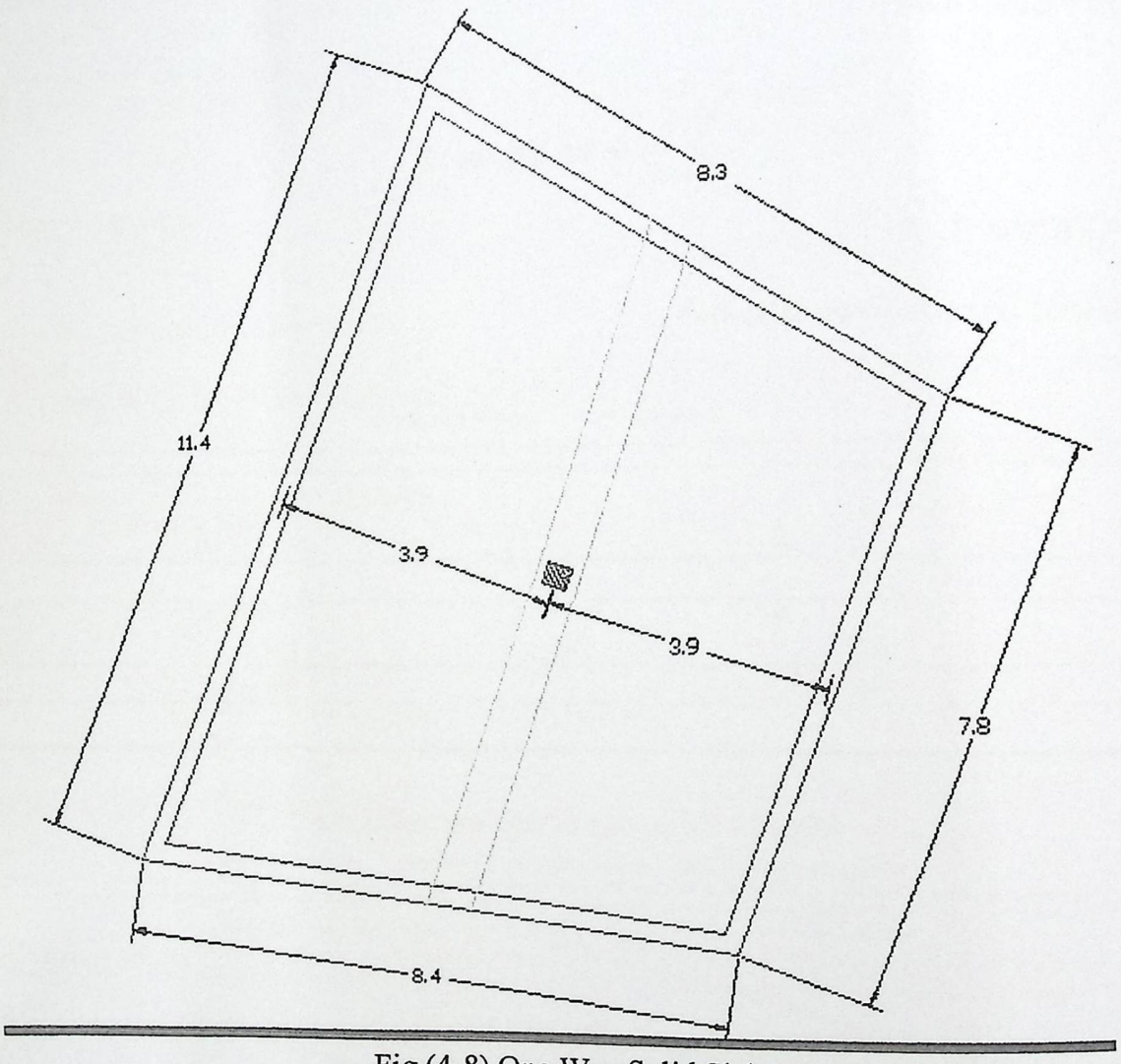


Fig (4-8) One Way Solid Slab

Thickness calculation :-

One end continuous

$$\frac{h}{24} = \frac{3900}{24} = 163 \text{ mm}$$

Take h = 200 mm = 20 cm .

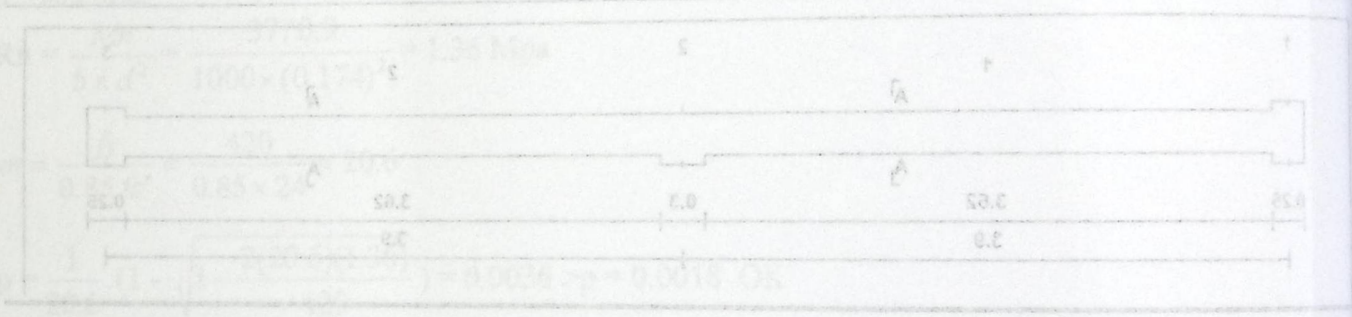


Fig. (4 - 9)1m strip of one way solid slab

Check whether thick. Is enough for shear
Vs = 52.1 KN / 1m strip

Assume bar dia. Φ 12 for min. reinforcement
d = 200 – 20 – 12 / 2 = 174 mm
Vc = 1/6 x √24 x 1000 x 171 x 10^-3 = 142.1 KN
Vu < 1 /2 ΦVc = 53.28 KN / 1m strip

Sence , thick is enough

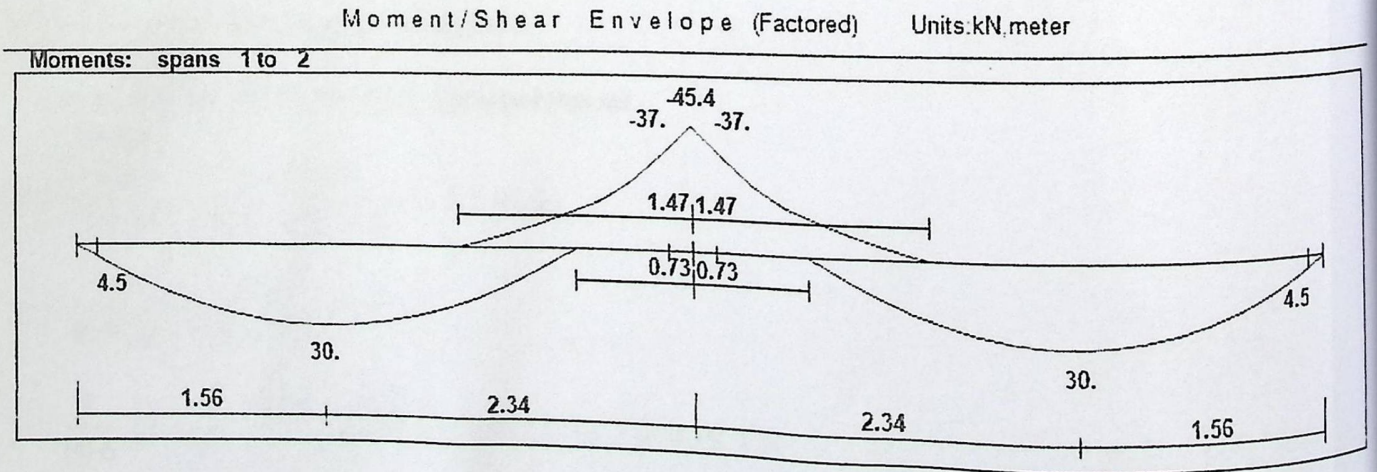
Slab design for the negative moment :-
Mu = -37 KN
Assume bar dia. Φ 12 for min. reinforcement
d =224 mm

$$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{37/0.9}{1000 \times (0.174)^2} = 1.36 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(1.36)}{420}}\right) = 0.0036 > \rho = 0.0018 \text{ OK}$$

$As = 0.00366 \times 1000 \times 174 = 636.8 \text{ mm}^2$



Load calculation :

ile	23 x 0.03 = 0.69
orter	22 x 0.02 = 0.44
nd	16 x 0.07 =1.12
slab	25 x 0.2 = 6.25
ster	22 x 0.03 = 0.66
rtitions	2 x 1 = 2.

$$\sum = 9.91\ KN/m^2$$

L load = 7.5 KN/m^2.

e take 1m strip from one way solid slab :

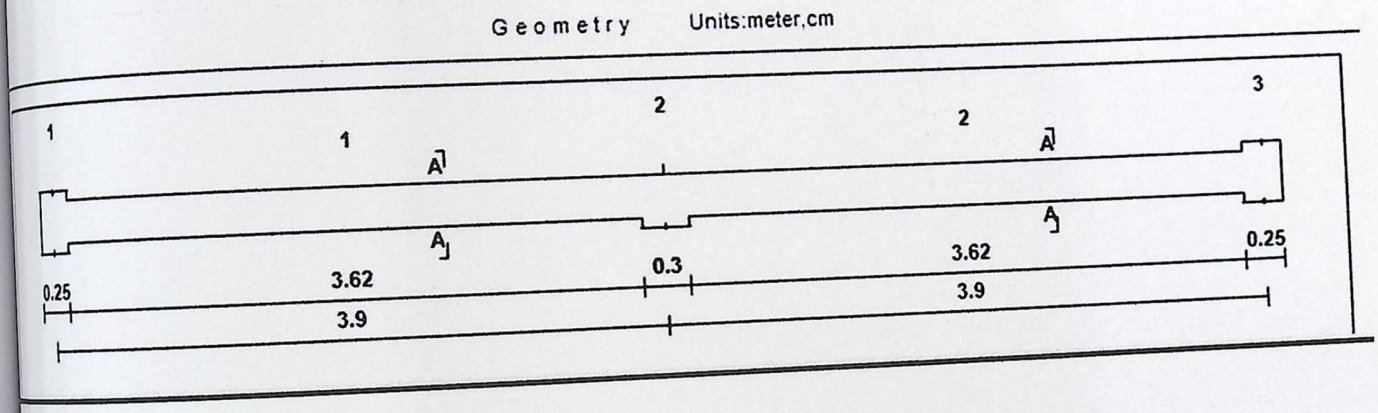
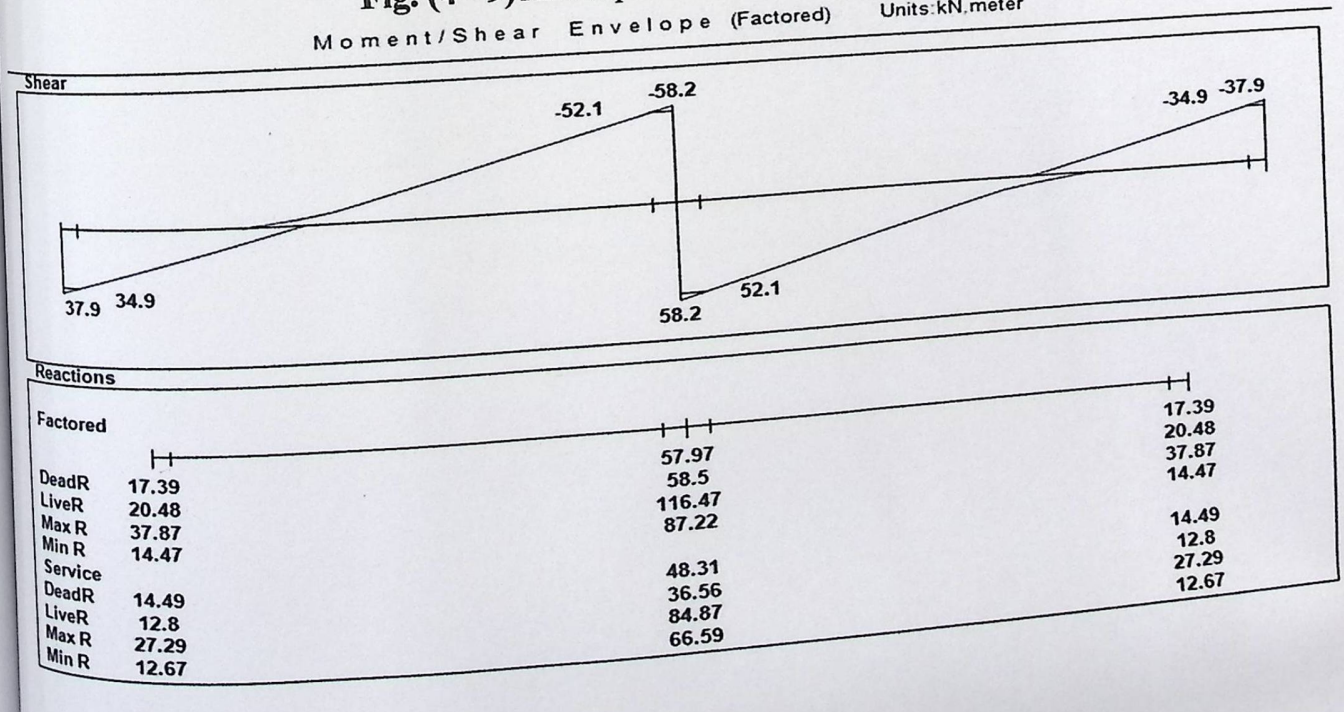


Fig. (4 - 9)1m strip of one way solid slab



load calculation :-

	23 x 0.03	= 0.69
	22 x 0.02	= 0.44
	25 x 0.07	= 1.75
	25 x 0.2	= 5.25
	23 x 0.03	= 0.69
	2 x 1	= 2

$$\sum = 9.91\ KN/m^2$$

load = 1.5 KN/m^2

take 1m strip from one way solid slab :-

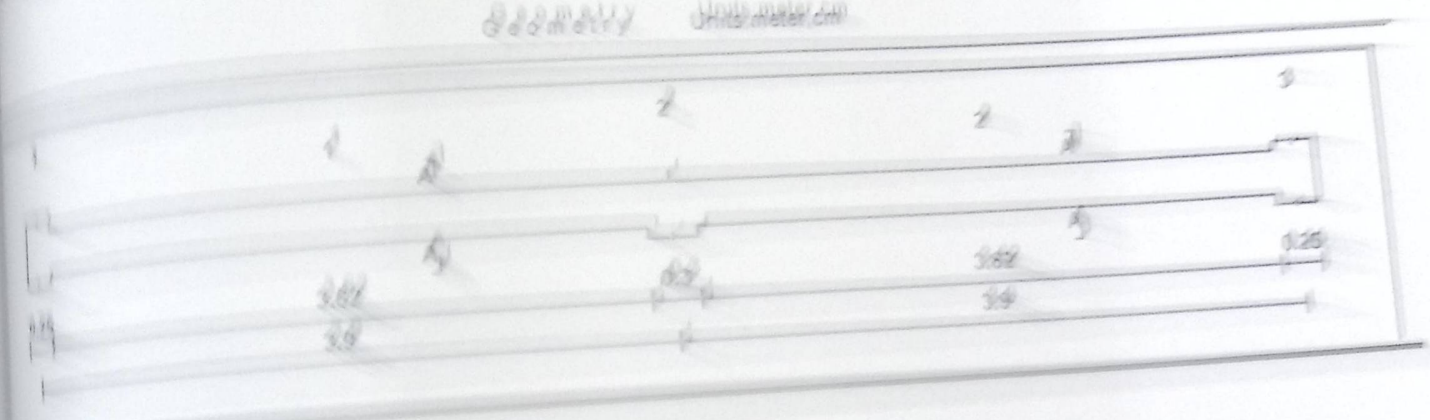
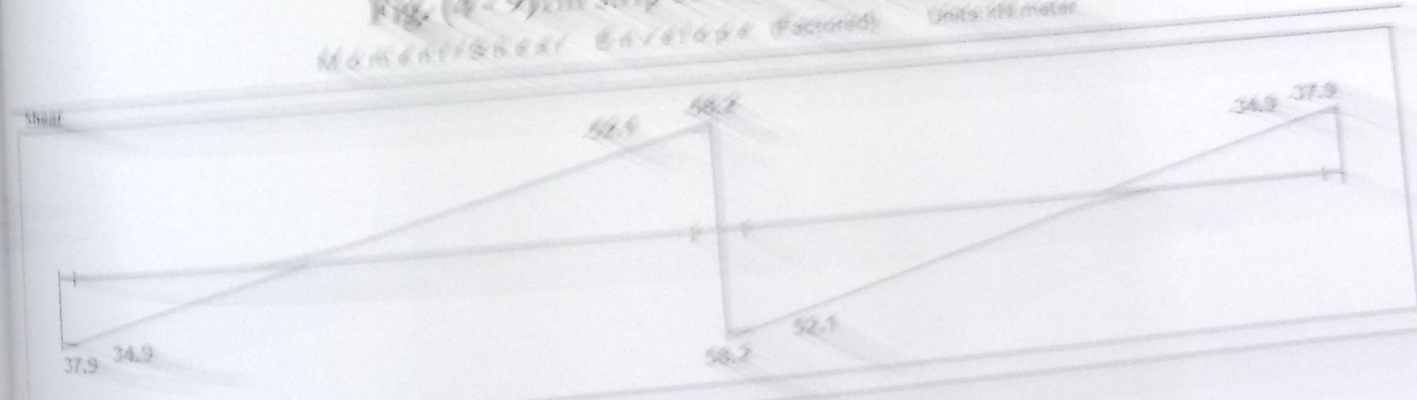


Fig. (4 - 9) 1m strip of one way solid slab



⇒ Use Φ14 / 20 cm , Asprov = 770 mm²/cm

step (s) is the smallest of :-

$\leq 380\left(\frac{280}{fs}\right) - 2.5 * C_c$

$\leq 380 * \left(\frac{280}{\frac{2}{3} f_y}\right) - 2.5 * 20 = 380 * \left(\frac{280}{\frac{2}{3} * 420}\right) - 2.5 * 20 = 330\text{mm}$

$\leq 300\left(\frac{280}{fs}\right) = 300 * \left(\frac{280}{\frac{2}{3} f_y}\right) = 300 * \left(\frac{280}{\frac{2}{3} * 420}\right) = 300 \text{ mm}$ (control)

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

≤ 450 mm.

- Check for strain:

Tension = Compression

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

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

$a = 16cm$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{16}{0.85} = 18{,}8mm$

$\varepsilon_s = \frac{174 - 18{,}8}{18.8} * 0.003$

$\varepsilon_s = 0.025 > 0.005 \longrightarrow ok$

Slab design for the negative moment :-
Mu = +30 KN
Assume bar dia. Φ 12 for min. reinforcement
d =174 mm

$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{30/0.9}{1000 \times (0.174)^2} = 1.1$ Mpa

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

$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(1.1)}{420}}\right) = 0.0025 > \rho = 0.0018$ OK

As = 0.0025 x 1000 x 174 = 435 mm²

⇒ Use Φ12 / 25 cm , Asprov = 452.4 mm²/cm

⇒ **Use Φ14 / 20 cm , Asprov = 770 mm²/cm**

step (s) is the smallest of :-

$\leq 380\left(\frac{280}{fs}\right) - 2.5 * C_c$

$\leq 380 * \left(\frac{280}{\frac{2}{3} f_y}\right) - 2.5 * 20 = 380 * \left(\frac{280}{\frac{2}{3} * 420}\right) - 2.5 * 20 = 330\text{mm}$

$\leq 300\left(\frac{280}{fs}\right) = 300 * \left(\frac{280}{\frac{2}{3} f_y}\right) = 300 * \left(\frac{280}{\frac{2}{3} * 420}\right) = 300 \text{ mm}$ (control)

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

≤ 450 mm.

- Check for strain:

Tension = Compression

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

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

$a = 16cm$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{16}{0.85} = 18{,}8mm$

$\varepsilon_s = \frac{174 - 18{,}8}{18.8} * 0.003$

$\varepsilon_s = 0.025 > 0.005 \longrightarrow ok$

Slab design for the negative moment :-
Mu = +30 KN
Assume bar dia. Φ 12 for min. reinforcement
d =174 mm

$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{30/0.9}{1000 \times (0.174)^2} = 1.1$ Mpa

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

$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(1.1)}{420}}\right) = 0.0025 > \rho = 0.0018$ OK

As = 0.0025 x 1000 x 174 = 435 mm²

⇒ **Use Φ12 / 25 cm , Asprov = 452.4 mm²/cm**

(Temperature and Shrinkage) :

$\rightarrow \rho = 0.0018$

$As_{min} = \rho_{min} * b * h \quad = 0.0018 * 1000 * 200 = 360 mm^2$ (control)

Use Φ10 @ 200 mm

step (s) is the smallest of :-

$\leq 5 * h = 5 * 200 = 1000$ m

≤ 450 mm. (control)

4-12 Design of Shear Wall :-

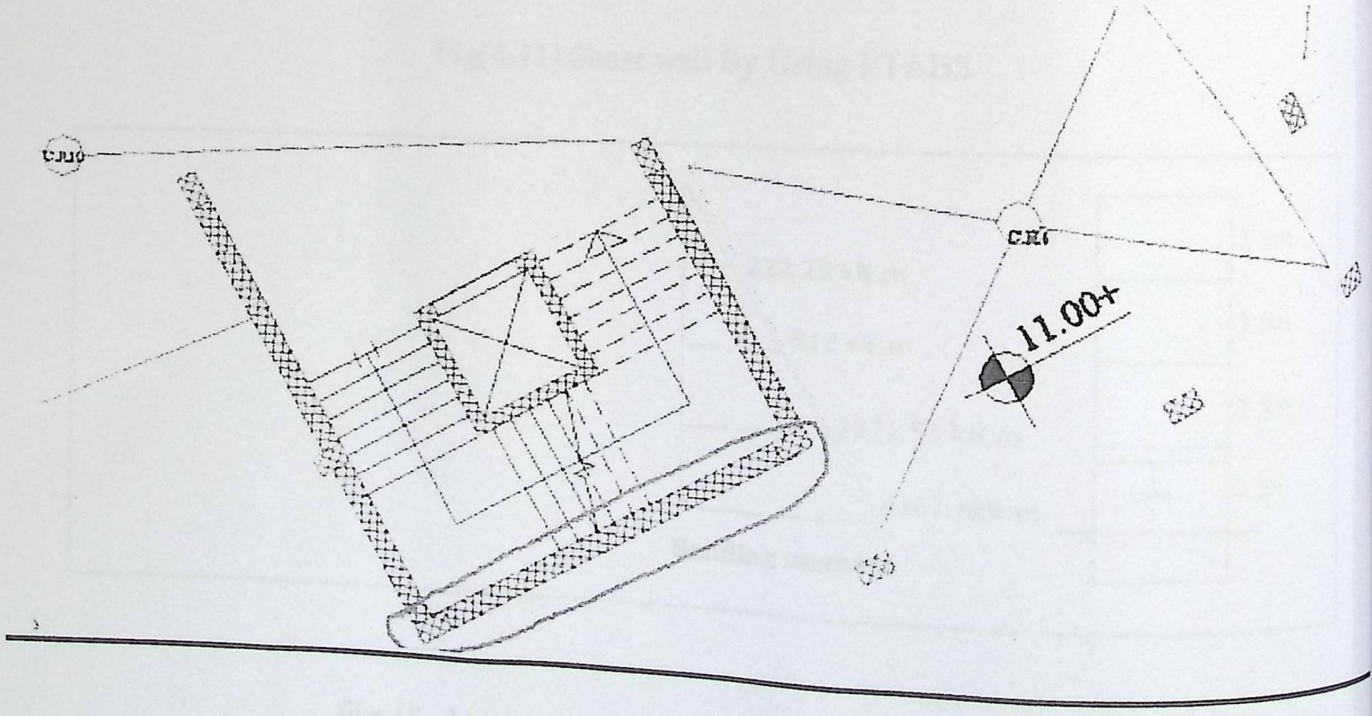
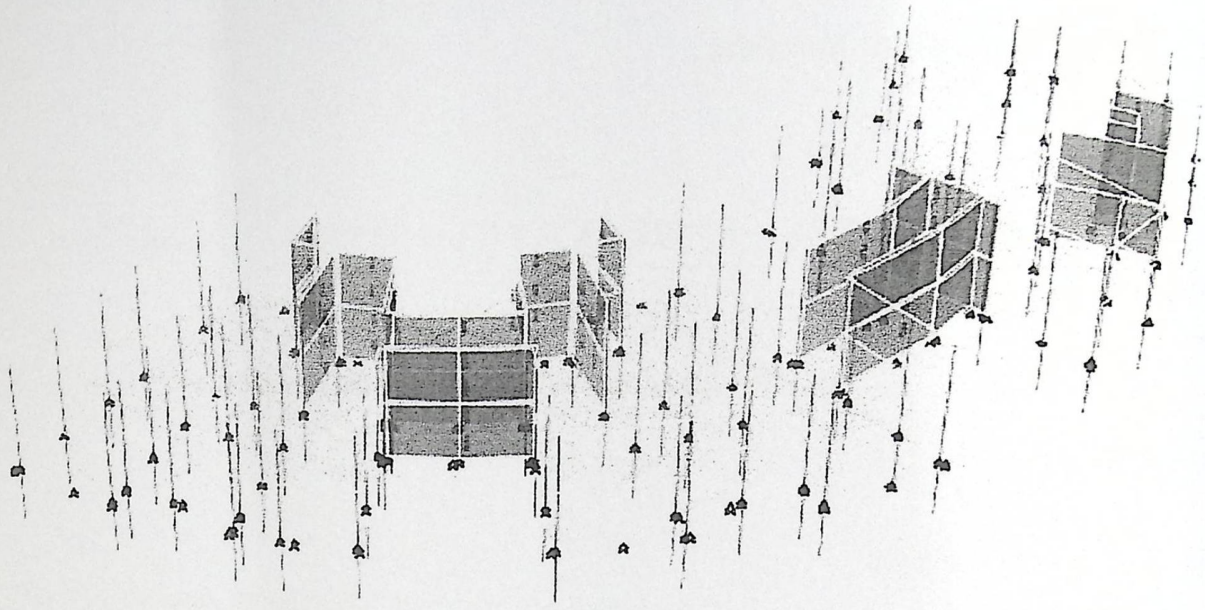


Fig. (4 - 10) location of shear wall.

By use ETABS software program we have:



Fig(4-11) Shear wall By Using ETABS

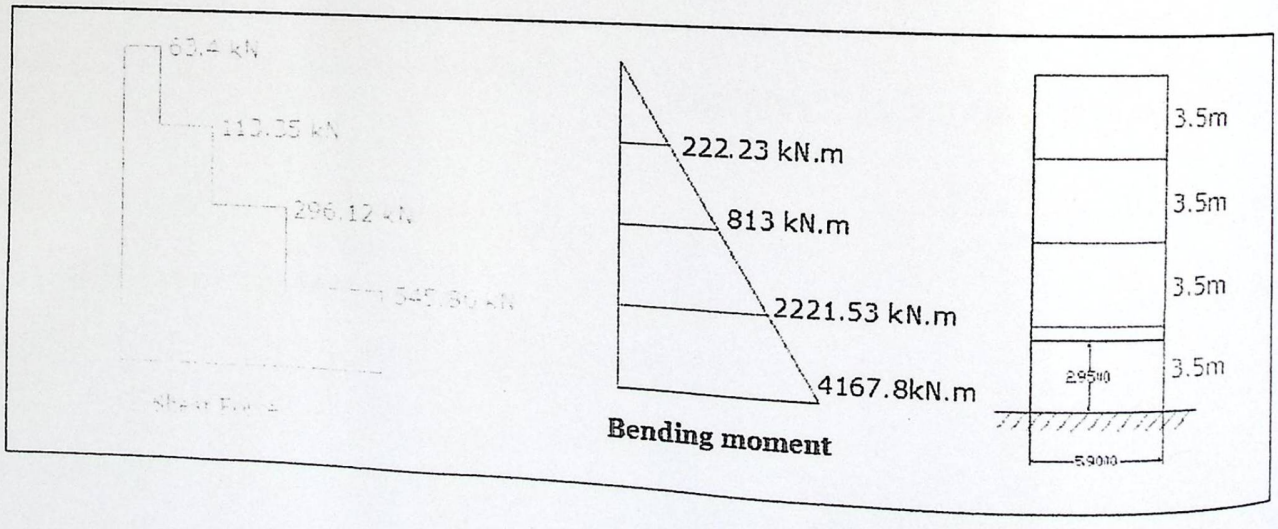


Fig (5-1) shear and moment diagram of wall

$$V_{c2} = 0.27\sqrt{24} \times 250 \times 4720 + \frac{N_u \times d}{4 \times L_w} = 1560\ KN$$

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

$$= \left[\frac{\sqrt{24}}{20} + \frac{5.9\left(\sqrt{24} + 0\right)}{1.68} \right] \times 250x4720 = 2319.21KN.$$

$\frac{1}{2}\Phi Vc = 361.3$ KN < Vu = 545.86 KN ……..needs reinforcement.

Shear reinforcement must be provided in according with 11.9.9.

$V_u \leq \Phi V_n = \Phi(V_c + V_s)$

$V_s = V_u / \Phi - V_c = 545.86/ 0.75 - 963.5 = -235.7$ KN.

also...

$\phi.Vc = 0.75 * 963.5 = 722.625 > Vu = 545.86$

So we take minimum reinforcement ....

Try □10@200mm for two layers.

$$\rho = \frac{2 * 78.5}{S * 200} = 0.0025 \Longrightarrow S = 314mm$$

Max. Spacing :

Lw / 5 = 5900 /5 = 1180 mm

3h = 3*250 = 750 mm

450 mm …… Control.

$fc' = 24\ Mpa$
$fy = 420\ Mpa$
$h = 25cm$ *shear wall thickness*
$lw = 5.9m$ *shear wall width*
$hw = 14m$ *building height*

*Design of Horizontal Reinforcement:

Critical Section :-
$\Phi vn = 0.75 * 0.83 * fc^{\wedge 1/2} * h * 0.8\ lw = 3598.5\ KN > Vu = 545.86$ ..... oK
Thick is enough .

$\frac{lw}{2} = \frac{5.9}{2} = 2.95m$.....*control*

$\frac{hw}{2} = \frac{14}{2} = 7m$

$d = 0.8 \times lw = 0.8 \times 5.9 = 4.72m$

$V_u = 545.86\ KN$

$M_u = 2221.53 + 545.86(3.5 - 2.95) = 2521.753\ KN.m$

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

$$V_{c1} = \frac{\sqrt{24}}{6} \times 250 \times 4720 = 963.5\ KN \text{.....} CONTROL$$

$$V_{c2} = 0.27\sqrt{fc'} \times b \times d + \frac{N_u \times d}{4 \times L_w}$$

Assume $N_u = 0.0$

Use □10@200mm in two layers.

*Design of Vertical Reinforcement:

$$\frac{h_w}{L_w} = \frac{14}{5.9} = 2.37$$

$$\rho_{vmin} > 0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{h_w}{l}\right)(\rho_t - 0.0025) > 0.0025$$

Select Φ 10 @200mm. In two layer.

*Design of Bending moment:

$$A_{st} = \left(\frac{5900}{200}\right) * 2 * 78.5 = 4631.5mm^2$$

$$w = \left(\frac{A_{st}}{L_w h}\right)\frac{f_y}{f_c'} = \left(\frac{4631.5}{5900 * 250}\right)\frac{420}{24} = 0.055$$

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

$$\frac{C}{l_w} = \frac{w + \alpha}{2w + 0.85\beta_1} = \frac{0.055 + 0}{2 * 0.055 + 0.85 * 0.85} = 0.066$$

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

$$= 0.9[0.5 * 4631.5 * 420 * 5900(1 + 0)(1 - 0.054)] = 4885.7 > Mu = 4167.8 \; ..ok$$

→use □10@200 mm for vertical reinforcement

4-13 Po.(ST1A): Design of Stairs

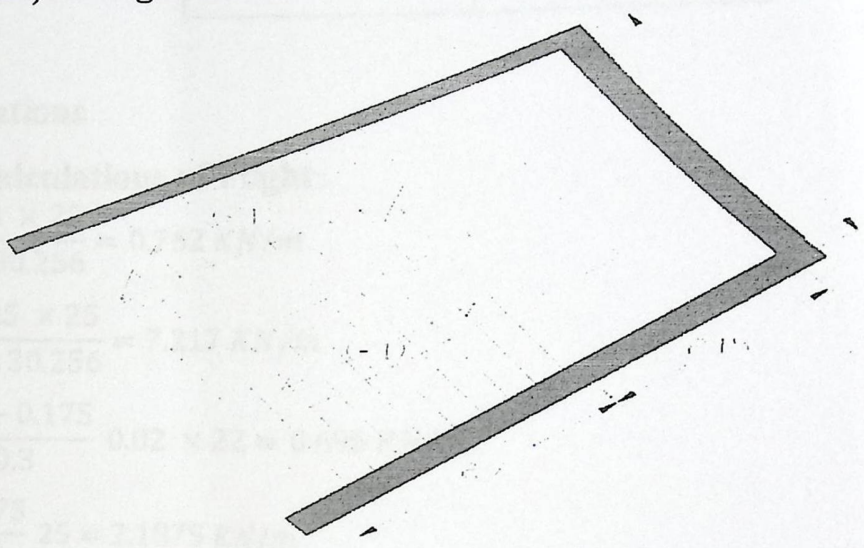


Figure (5-2) : Stair (ST1A)

NOTE: (Material)

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

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

- **Determination of Thickness:**

height =3.50 m

Rise = 3.5/20 = 17.5 cm

height	rise	run	LL	fc'	fy
3.5m	17.5 cm	20 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 =417.5/ 20 = 20.87 cm .....take h= 25 cm.

⇒ **Use h = 25cm.**

$\theta = \tan^{-1}(17.5 / 30) = 30.256°$

h,min (cm)	θ
25	30.256°

- **Load Calculations**

Dead Load calculations of Flight :

$$Plaster = \frac{0.03 \times 22}{\cos 30.256} = 0.762\ KN/m$$

$$concrete = \frac{0.25 \times 25}{\cos 30.256} = 7.217\ KN/m$$

$$mortar = \frac{0.3 + 0.175}{0.3}\ 0.02 \times 22 = 0.696\ KN/m$$

$$stair = \frac{0.3 * 0.175}{0.3 \times 2}\ 25 = 2.1875\ KN/m$$

$$Tile = \frac{0.35 + 0.175}{0.3}\ 0.03 \times 27 = 1.4175\ KN/m$$

Total load (DL) = 12.3 KN/m

Live load (LL) = 5 KN/m

Dead 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	0.25	1	6.25
Plaster	22	0.03	1	0.66
Total load (DL)				8.01
Live load (LL) = 5 KN/m2				

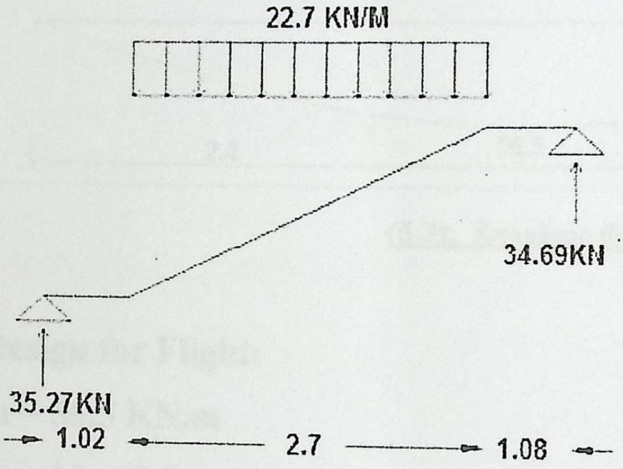
Total Factored load,,,, (W = 1.2DL + 1.6LL)

For W_{flight} , W = 1.2*12.3+ 1.6*5 = 22.76 KN/m

For $W_{landing}$, W = 1.2*8.01+ 1.6*5 = 17.61

W_{flight} (KN/m)	$W_{landing}$ (KN/m)
22.76	17.61

- Structural System Of Flight (FL1) :



Check for shear strength For Flight:

Assume Ø 14 for main reinforcement:-

d = h – 20 – db/2 = 250 – 20 – 14/2 = 223 mm

$Vu = 47.85KN$

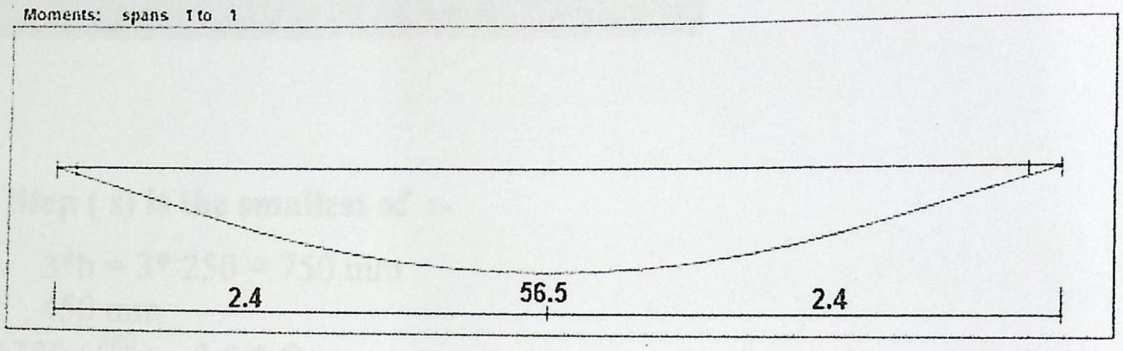
$$\phi Vc = \frac{0.75*\sqrt{24}*1000*223}{6} = 136.56KN/m$$

$Vu = 47.85$ KN < $0.5*\phi Vc = 68.28$ KN .

Thickness is adequate enough

db (mm)	h(mm)	d (mm)	Vu (KN)	ϕVc (KN)
Ø 14	250	223	47.85	136.56

- **Design of Flexure:**



(5-3): Envelope diagram Flight (ST1A)

- Design for Flight:

Mu = 56.5 KN.m

Mn = Mu / 0.9 = 56.5/ 0.9 = 62.78 KN.m/m

d = h – 20 – db/2 = 250 – 20 – 14/2 = 223 mm

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

$$R_n = \frac{62.78 * 10^6}{1000 * 223^2} = 1.262 MPa \ .$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 1.262}{420}}\right) = 0.0031$$

$As_{req} = 0.0031*1000*223 = 692.17\ mm^2/m > As_{min} = 450mm^2/m$.... OK

$As_{min} = 0.0018*b*h = 0.0018*1000*250 = 450mm^2/m$

Use Φ 14 then,

Mu(KN.m)	m	Rn	ρ	$As_{req}(mm^2)$	$As_{min}(mm^2)$	S(mm)
56.5	20.6	1.262Mpa	0.0031	692.17	450	200

Use Φ 12 @ 15 cm c/c , As = 753.6 mm2/m strip

- Step (s) is the smallest of :-

1. $3*h = 3*250 = 750$ mm
2. 450 mm

$\leq 380\left(\frac{280}{fs}\right) - 2.5 * C_c$

$\leq 380 * \left(\frac{280}{\frac{2}{3}f_y}\right) - 2.5*20 = 380 * \left(\frac{280}{\frac{2}{3}*420}\right) - 2.5*20 = 330mm$

$\leq 300\left(\frac{280}{fs}\right) = 300 * \left(\frac{280}{\frac{2}{3}f_y}\right) = 300 * \left(\frac{280}{\frac{2}{3}*420}\right) = 300$ mm ... (control)

- Check for strain:

Tension = Compression

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

$753.6*420 = 0.85*24*1000*a$

$a = 15.52m$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{15.52}{0.85} = 18.25mm$

$\varepsilon_s = \frac{223-18.25}{18.25} * 0.003$

$\varepsilon_s = 0.0336 > 0.005 \longrightarrow ok$

- **Temperature & Shrinkage reinforcement:**

$As_{Shrinkage} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 1000 \times 250 = 450mm^2/m$

Use Φ 10 @ 15 cm c/c, As prov = 523.33 mm2/m strip

- Step (s) is the smallest of :-

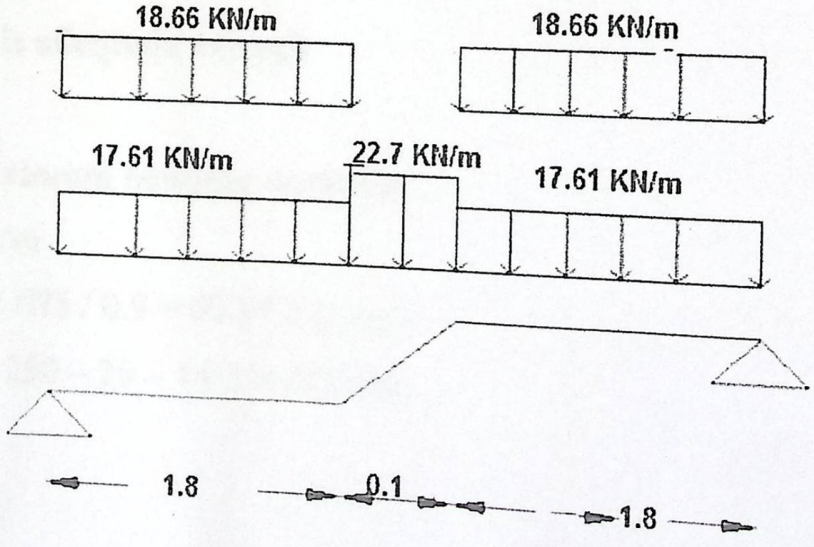
1. 5*h = 5* 250 = 1250 mm
2. 450 mm – control

$As_{Shrinkage}\,(mm^2)$	S(mm)	d_b (mm)
450	150	Φ 10

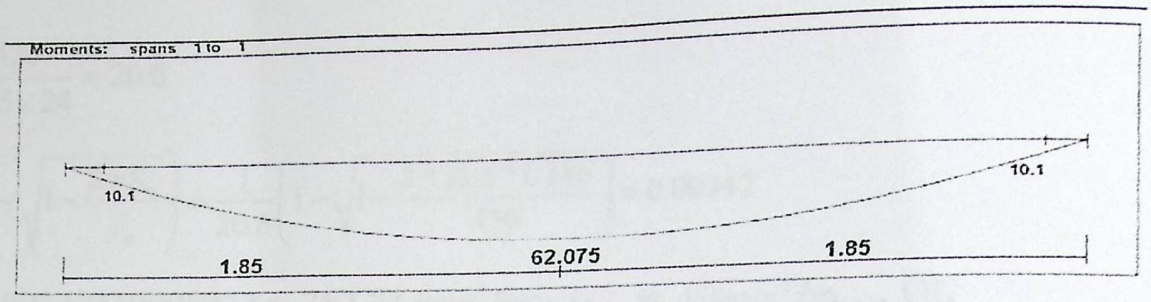
WRA = 35.27 KN/m , *WRB* = 34.69 KN/m From Atir

Load For Landing = $\frac{WRA}{L} = \frac{34.53}{1.85} = 18.66\ KN/m$

- Design for landing (L1A):



Structural System Of Landing (L1A)



(5-4): Envelope diagram Of Landing (L1A)

Vu = 67.1 KN/m

- Check for shear strength (L1A):

Assume Ø 14 for main reinforcement:-

$d = h - 20 - db/2 = 250 - 20 - 14/2 = 223$ mm

$$\phi Vc = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 223}{6} = 136.56 KN/m$$

$Vu = 67.1$ KN /m < $0.5 * \phi Vc = 68.3$ KN/m .

- Thickness is adequate enough

- Calculate the maximum bending moment:

Mu = 62.075 kN.m/m

$Mn = Mu / 0.9 = 62.075 / 0.9 = 68.97$ KN.m/m

$d = h - 20 - db/2 = 250 - 20 - 14/2 = 223$ mm

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

$$R_n = \frac{68.97 * 10^6}{1000 * 223^2} = 1.386 MPa .$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mR_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.6*1.386}{420}}\right) = 0.00342$$

$As_{req} = 0.00342*1000*223 = 762.74\ mm^2/m > As_{min} = 450mm^2/m$.... OK

$$As_{min} = 0.0018*b*h = 0.0018*1000*250 = 450mm^2/m$$

Use Φ 14@ 200cm c/c

Mu(KN.m)	m	Rn	ρ	$As_{req}(mm^2)$	$As_{min}(mm^2)$	S(mm)
62.075	20.6	1.386 Mpa	0.00342	762.74	450	200

- Step (s) is the smallest of :-

1. 3*h = 3* 250 = 750 mm
2. 450 mm

$\leq 380\,(\frac{280}{fs}) - 2.5 * C_c$

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

$\leq 300\,(\frac{280}{fs}) = 300 * (\frac{280}{\frac{2}{3}f_y}) = 300 * (\frac{280}{\frac{2}{3}* 420}) = 300$ mm (control)

- Check for strain:

Tension = Compression

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

$762.74 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$

$a = 15.7$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{15.7}{0.85} = 18.47mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{223-18.47}{18.47} * 0.003$$

$\varepsilon_s = 0.0332 > 0.005 \longrightarrow ok$

- **Temperature & Shrinkage reinforcement:**

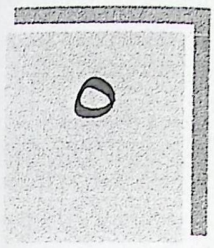
$As_{Shrinkage} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 1000 \times 250 = 450 mm^2/m$

Use Φ 10 @ 15 cm c/c, As prov = 523.33 mm2/m strip

- Step (s) is the smallest of :-

1. 5*h = 5* 250 = 1250 mm
2. 450 mm – control

$As_{Shrinkage}(mm^2)$	S(mm)	d_b (mm)
450	150	Φ 10



الفصل الخامس

الملاحق

Appendix A : Architectural Drawings 5.1

Appendix B : Structural Drawings 5.2

5.3 المصادر والمراجع

5.3 المصادر والمراجع

1. American Concrete Institute (A.C.I), Building code Requirement for structural concrete (ACI-318M-08).

٢. البناء الوطني الأردني، كود الأحمال والقوى، مجلس البناء الوطني الأردني، عمان، الأردن، 2006م.

٣. إبراهيم عابد – عمر أبو عرام- نوح زيدات ، " التصميم الإنشائي لمعهد الدراسات المالية و المصرفية" ، مشروع تخرج استكمالاً لمتطلبات درجة البكالوريوس ، جامعة بوليتكنك فلسطين ، الخليل ، فلسطين ، ٢٠١٢م. كودات