

بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنك فلسطين



كلية الهندسة و التكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية و المعمارية

تخصص هندسة مدنية فرع هندسة مباني

اسم المشروع

التصميم الإنشائي لكلية العلوم والدراسات الإنسانية

فريق العمل

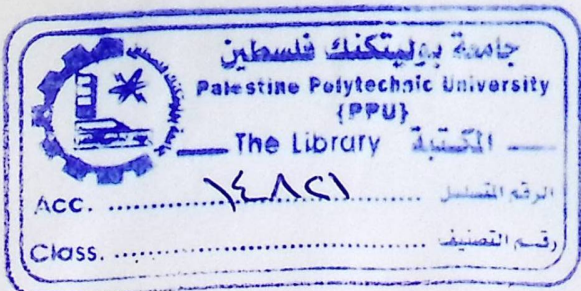
نداء حجة

اسماء سويطي

دينا مسودة

إشراف :

المهندس القدير . سفيان الترك



2015

فلسطين - الخليل

بسم الله الرحمن الرحيم

شهادة تقييم مشروع التخرج

جامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل - فلسطين



عمل التصاميم و التفاصيل الإنشائية الكاملة لمبنى الكلية

فريق العمل

نداء حجة

اسماء سويطي

دينا مسودة

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

توقيع رئيس الدائرة

د. غسان مروهك

توقيع مشرف المشروع

Sufien Alkhatib
م. سفيان الترك

٢٠١٦ - ٢٠١٥

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 دفعتي هذا العمل المتواضع.

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

إلى الينبوع الذي لا يمل العطاء إلى من حاكت سعادتنا بخيوط منسوجة من قلبها إلى امهاتنا العزيزات. إلى من سعى وشقى لأنعم بالراحة والهناء، الذي لم يخل بشيء من أجل دفعنا في طريق النجاح الذي علمنا أن نرتقي سلم الحياة بحكمة وصبر، إلى أبائنا الأعزاء.

إلى من حبهم يجري في عروقي ويلج بذكراهم فؤادي ، إلى أخواننا وأخواتنا.

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

إلى من علمونا حروفاً من ذهب وكلمات من درر وعبارات من أسمى وأجلى عبارات في العلم إلى من صاغوا لنا علمهم حروفاً ومن فكرهم منارة تنير لنا سيرة العلم والنجاح إلى أساتذتنا الكرام ، الأستاذ القدير

م. سفيان الترك

إلى كل من ساهم في إنجاز هذا العمل المتواضع .

إلى كل هؤلاء نهدي هذا البحث.

الشكر والتقدير

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

نتقدم بجزيل الشكر والامتنان

إلى جامعتنا العزيزة جامعة بوليتكنك فلسطين .

إلى كلية الهندسة والتكنولوجيا.

إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية بطاقتها التدريسي و الإداري

إلى المشرف على هذا المشروع م.سفيان الترك .

إلي من دعمنا في جميع مراحل حياتنا أهلنا الأحباء.

إلى كل من ساهم في انجاز هذا البحث المتواضع .

ملخص المشروع

عمل تصميم إنشائي كامل لمبنى كلية العلوم والدراسات الإنسانية بجميع تفصيلاته وعناصره المختلفة.

فريق العمل

نداء حجة

اسماء سويطي

دينا مسودة

جامعة بوليتكنك فلسطين - ٢٠١٥م

إشراف م. سفيان الترك .

تتلخص فكرة هذا المشروع في عمل التصميم الإنشائي و كافة التفاصيل الإنشائية اللازمة لمبنى كلية العلوم والدراسات الإنسانية والتي تتألف من عدة كتل مختلفة المناسيب ، و تقع قطعة الأرض المقترحة لإقامة المشروع في منطقة المجنونة في دورا في مدينة الخليل .

و هذا المشروع مكون من ٣ طوابق و يتوفر في المبنى كافة المرفقات التي يحتاج إليها الطالب من مختبرات وقاعات دراسية وغرف إدارية ومكاتب للمحاضرين في موقع واحد بشكل عصري وحديث ليوفر سهولة الحركة والتنقل .

و قد صمم هذا المبنى على أحدث الطرز المعمارية، بالإضافة إلى احتوائها على وسائل الراحة و الأمان ، ووضعت الأدراج بشكل يسهل الحركة العمودية بين الطوابق.

وهذا المبنى هو خرساني مسلح سوف يتم تصميمه وفقا لكود الخرسانة الأمريكي، و قد تمت مراجعة جميع المخططات المعمارية لتتوافق مع التصاميم الإنشائية ، كما تم تجهيز جميع المخططات الإنشائية .

Structural Design and Details of Applied Sciences College

Project Team

Asmaa Sweity

Nidaa Hijji

Dina Maswadeh

Palestine Polytechnic University-2015

Supervisor

M.Sufian AL_turk .

The main idea of this project is to prepare all structural design and executive details for Sciences and Humanities College in Dora in Hebron city .

This building consists of three stories 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

رقم الصفحة	الموضوع
I	عنوان المشروع
II	صفحة شهادة تقييم مقدمة مشروع التخرج
III	الإهداء
IV	الشكر والتقدير
V	ملخص المشروع باللغة العربية
VI	ملخص المشروع باللغة الإنجليزية
VII	فهرس المحتويات
IX	فهرس الجداول
IX	فهرس الصور
X	فهرس الأشكال
XI	List of Abbreviations
١	الفصل الأول : المقدمة
٢	١.١ المقدمة
٢	٢.١ أهداف المشروع
٣	٣.١ مشكلة المشروع
٣	٤.١ حدود مشكلة المشروع
٣	٥.١ المسلمات
3	٦.١ فصول المشروع
٤	٧.١ إجراءات المشروع
٥	الفصل الثاني : الوصف المعماري
٦	٢.١ المقدمة
٦	٢.٢ لمحة عن المشروع
7	٢.٣ موقع المشروع

8	٢.٣.١ أهمية الموقع
٨	٢.٣.٢ حركة الشمس والرياح
٨	٢.٣.٣ الرطوبة
٩	٢.٤ وصف الطوابق
٩	٢.٤.١ الطابق الأرضي
١٠	٢.٤.٢ الطابق الأول
١١	٢.٤.٣ الطابق الثاني
١٢	٢.٤.٤ طابق الروف
13	٢.٥.١ الواجهة الشرقية
14	٢.٥.٢ الواجهة الغربية
15	٢.٥.٣ الواجهة الجنوبية
16	٢.٥.٤ الواجهة الشمالية
17	٢.٦ وصف الحركة والمداخل
18	الفصل الثالث : الوصف الإنشائي
19	٣.١ مقدمة
19	٣.٢ هدف التصميم الإنشائي
19	٣.٣ مراحل التصميم الإنشائي
٢٠	3.4 الأحمال
20	3.4.1 الأحمال الميتة
20	3.4.2 الأحمال الحية
٢1	3.4.٣ الأحمال البيئية
٢٢	3.4.4 الأحمال الرياح
23	3.4.5 الأحمال الثلوج
23	3.4.6 الأحمال الزلازل
24	٣.٥ الاختبارات العملية
24	٣.٦ العناصر الإنشائية المكونة للمبنى

24	٣.٦.١ العقدات
25	٣.٦.١.١ العقدات العصب ذات الاتجاه الواحد
25	٣.٦.١.٢ العقدات العصب ذات الاتجاهين
26	٣.٦.١.٣ العقدات المصممة ذات الاتجاه الواحد
26	٣.٦.١.٤ العقدات المصممة ذات الاتجاهين
27	٣.٦.٢ الأدرج
27	٣.٦.٣ الجسور
29	٣.٦.٤ الأعمدة
29	٣.٦.٥ جدار قص
30	٣.٦.٦ الأساسات
31	٣.٧ فواصل التمدد
32	٣.٨ النظام الميكانيكي للمبنى
32	٣.٩ البرامج التي تم استخدامها
33	Chapter Four : Structural Analysis & Design
34	4.1 Introduction
34	4.2 Design method and requirements.
35	4.3 Comparison Between the thickness of one way Rib slab and Two Rib slab
40	4.4 Design of topping.
42	4.5 Pos (R 6): Design of one way Rib slab
49	4.6 Pos. (B 12): Design of Beam.
56	4.7 Pos. (R2): Design of two way rib slab .
64	4.8 Comparison Between the thickness of one way solid slab and Two solid slab
68	4.9 Pos. (S38): Design of one way solid slab .
73	4.10 Pos. (S19): Design of two way solid slab .
80	4.11 Pos. (C,S222): Design of column .

84	4.12 Design of shear wall .
88	4.13 Design of foundation .
95	4.14 Design of stair .
103	4.15 Design of composite beam.
114	4.16 Design of truss.
١٢٤	الفصل الخامس : النتائج والتوصيات
١٢٥	5.1 مقدمة
١٢٥	5.٢ النتائج
١٢٦	5.٢ التوصيات

فهرس الجداول

رقم الصفحة	الجدول
٤	جدول (١-١) الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية ٢٠١٥/٢٠١٦
٢٠	جدول (١-٣) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة
٢٠	جدول (٢-٣) الأحمال الحية
٢١	جدول (٣-٣) سرعة وضغط الرياح اعتمادا على الكود الالمانى DIN 1055-5
٢٣	جدول (٣ - ٤) احمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر .
٤٥	Table(4-1) calculation of the Dead load for(R6)

فهرس الصور

رقم الصفحة	الصورة
٧	صورة (١-٢) خارطة الموقع الجغرافي لمنطقة المجنونة .
٩	صورة (٢-٢) مسقط الطابق الأرضي
١٠	صورة (٣-٢) مسقط الطابق الأول
١١	صورة (٤-٢) مسقط الطابق الثاني
١٢	صورة (٥-٢) مسقط الروف
١٣	صورة (٦-٢) الواجهة الشرقية
١٣	صورة (٧-٢) الواجهة الشرقية
١٤	صورة (٨-٢) الواجهة الغربية
١٤	صورة (٩-٢) الواجهة الغربية
١٥	صورة (١٠-٢) الواجهة الجنوبية
١٥	صورة (١١-٢) الواجهة الجنوبية
١٦	صورة (١٢-٢) الواجهة الشمالية
١٦	صورة (١٣-٢) الواجهة الشمالية

فهرس الأشكال

رقم الصفحة	الصورة
٢٢	شكل (١-٣) تأثير الرياح على المباني من حيث ارتفاع المبنى والبيئة المحيطة به
٢٥	شكل (٢-٣) عقدات العصب ذات الاتجاهين
٢٥	شكل (٣-٣) أشكال الجسور المدلاة والمسحورة
٢٦	شكل (٤-٣) العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد
٢٦	شكل (٥-٣) العقدات المصمتة ذات الاتجاهين
٢٧	شكل (٦-٣) الدرج
٢٨	شكل (٧-٣) أشكال الجسور المدلاة والمسحورة
٢٩	شكل (٨-٣) أنواع الأعمدة
٣٠	شكل (٩-٣) جدار قص
٣١	شكل (١٠-٣) أساس مفرد

List of Abbreviations

- **A_c** = area of concrete section resisting shear transfer.
- **A_s** = area of non-prestressed tension reinforcement.
- **A_s** = area of non-prestressed compression reinforcement.
- **A_g** = gross area of section.
- **A_v** = area of shear reinforcement within a distance (S).
- **A_t** = 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.
- **E_c** = modulus of elasticity of concrete.
- **f_c** = compression strength of concrete .
- **F_y** = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- **h** = overall thickness of member.
- **L_n** = 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.
- **L_w** = length of wall.
- **M** = bending moment.
- **M_u** = factored moment at section.
- **M_n** = nominal moment.
- **P_n** = nominal axial load.
- **P_u** = factored axial load
- **S** = Spacing of shear or in direction parallel to longitudinal reinforcement.
- **V_c** = nominal shear strength provided by concrete.
- **V_n** = 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 = $0.003\text{mm}/\text{mm}$.
- ϵ_s = strain of tension steel.
- ϵ'_s = strain of compression steel.
- ρ = ratio of steel area .

CHAPTER

ONE

الفصل الأول



المقدمة

- ١.١ المقدمة.
- ١.٢ أهداف المشروع.
- ١.٣ مشكلة المشروع.
- ١.٤ حدود مشكلة المشروع.
- ١.٥ المسلمات.
- ١.٦ فصول المشروع.
- ١.٧ إجراءات المشروع.

١.١ المقدمة

بدأت حياة الإنسان في القدم كحياة بسيطة و يسيرة بكافة ملامحها و أشكالها، حيث كان الإنسان يحصل على ما يريد من البيئة المحيطة إما بالصدفة، أو عن طريق التسلسل لوصوله إلى مبتغاه، إذ انه اتخذ من الكهوف بيوتا، ومن أوراق الأشجار و جلد لحيوان ثيابا، ومن الشعلة ضوءا يستنير به من الظلام وكان الإنسان القديم في صراع دائم مع الحياة وما فيها من معوقات ومستجدات.

بعد هذه الحياة البسيطة التي مر فيها الإنسان، أخذت حياته بالرقي و التطور شيئا فشيئا، وذلك حسب احتياجاته الضرورية في كافة مظاهر الحياة وما يستجد من أمور مختلفة، ومن اجل هذه الاحتياجات والمتطلبات سعى بدون كلل أو ملل لتحقيق كل ما يحتاج إليه للتأقلم مع ضروريات الحياة الجديدة.

وكان الإنسان منذ القدم وهو يسعى إلى التعلم والتطور من حين لآخر، و قد حظي العلم بمكانة عالية وعناية فائقة عند العرب والمسلمين منذ بزوغ شمس الإسلام، حيث كان العلم يختصر على الجلسات التعليمية في المساجد، وبعد ذلك اتسعت هذه المجالس لتتطور إلى ما يسمى القراء وهي أماكن كان يتم بناؤها ليتم مزاولة التعليم فيه وتكون مخصصة للتعلم فقط، وبعده تم بناء المدارس التي أصبحت في أيامنا هذه الأساس الذي تبنى عليه الدراسات الجامعية والعليا.

يتضمن المشروع تصميم النظام الإنشائي لكلية تتكون من طابق أرضي و وطابق أول وآخر ثاني وهو مشروع اعتيادي من حيث توزيع العناصر الإنشائية كالأعمدة والجسور بما يتلائم مع المخططات المعمارية ومن ثم تصميم هذه العناصر ابتداء من العقود وانتهاء بالقواعد و الأساسات ومن ثم تجهيز المخططات الإنشائية التنفيذية وذلك من أجل الخروج بمشروع متكامل وقابل للتنفيذ

١.٢ أهداف المشروع

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

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

١.٢ مشكلة المشروع

دور البحث حول تصميم العناصر الإنشائية لكلية في مدينة دورا ، حيث يتضمن التصميم الإنشائي مختلف العناصر من لبلاطات و الجسور والأعمدة و الأساسات بما يتلائم مع التوزيع الإنشائي لهذه العناصر وما لا يتعارض مع التصميم المعماري..

١.٤ حدود مشكلة المشروع

تقتصر العمل لهذا المشروع على الناحية الإنشائية فقط، حيث سيتم العمل خلال الفصلين الاول والثاني من السنة الدراسية ٢٠١٤-٢٠١٥ من خلال مقدمة مشروع التخرج في الفصل الاول و مشروع التخرج في الفصل الثاني.

يقع المبنى التعليمي الذي اختير لتصميم عناصره الإنشائية في مدينة دورا.

١.٥ المسلمات

١. اعتماد الكود الأمريكي في التصميم الإنشائية المختلفة (ACI-318-05) .
٢. استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (Atir, STAAD pro. 2008)
٣. برامج أخرى مثل Microsoft office Word & Power Point.

١.٦ فصول المشروع

يحتوي هذا المشروع على خمسة فصول وهي:

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

١.١ إجراءات المشروع

- (١) دراسة المخططات المعمارية وذلك للتأكد من صحتها من النواحي المعمارية وتوافقها مع أهداف المشروع مع إجراء كافة التعديلات المعمارية اللازمة عليها، وإكمال النقص الموجود فيها إن وجد.
- (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) تحليل العناصر الإنشائية والأحمال المؤثرة عليها.
- (٤) تصميم العناصر الإنشائية بناء على نتائج التحليل.
- (٥) التصميم عن طريق برامج التصميم المختلفة.
- (٦) إنجاز المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها ليخرج المشروع بشكله النهائي المتكامل والقابل للتنفيذ.

والجدول التالي يوضح تسلسل أعمال المشروع والزمن اللازم لكل.

جدول (١-١) الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية (٢٠١٥\٢٠١٦)

نوع	١	٢	٣	٤	٥	٦	٧	٨	٩	١٠	١١	١٢	١٣	١٤	١٥	١٦	١٧	١٨	١٩	٢٠	٢١	٢٢	٢٣	٢٤	٢٥	٢٦	٢٧	٢٨	٢٩	٣٠	٣١	٣٢	
اختيار لمشروع																																	
دراسة لموقع																																	
جمع المعلومات حول المشروع																																	
دراسة لمبنى معارياً																																	
دراسة لمبنى إنشائياً																																	
اعداد مقممة للمشروع																																	
عرض مقممة للمشروع																																	
تحليل الإنشائي																																	
تصميم الإنشائي																																	
اعداد مخططات لمشروع																																	
كتابة المشروع																																	
عرض المشروع																																	

CHAPTER

TWO

الفصل الثاني

٢

الوصف المعماري

١-٢ مقدمة .

٢-٢ لمحة عامة عن المشروع .

٣-٢ موقع المشروع .

٤-٢ وصف طوابق المشروع .

٥-٢ الواجهات .

٦-٢ وصف الحركة و المداخل .

٧-٢ المداخل.

٢-١ مقدمة :

تعتبر العمارة أم العلوم الهندسية، وهي ليست وليدة هذا العصر؛ بل هي منذ أن خلق الله تعالى الإنسان الذي أطلق العنان لمواهبه و خواطره، فانتقل بهذه المواهب من حياة الكهوف إلى أفضل صورة من صور الرفاهية، مستغلا ما وهبه الله من جمال لهذه الطبيعة الخلابة.

وبهذا أصبحت العمارة فن وموهبة وأفكار، تستمد وقودها مما وهبه الله للمعماري من مواهب الجمال. وإذا كان لكل فن أو علم ضوابط وحدود يقف عندها فإن العمارة لا تخضع لأي حد أو قيد، فهي تتأرجح ما بين الخيال والواقع؛ والنتيجة قد تكون أبنية متناهية البساطة والصراحة تثير فينا بعض الفضول رغم أنها قد تخبي لنا العديد من المفاجآت عندما ندخلها ونتفاعل مع تفاصيلها.

وقد يبدو المبنى بسيطاً من الخارج، وكأنه مفكك إلى عدة قطع ضخمة دون الشعور بالاتصال بين هذه القطع؛ مع أنها في حقيقة الأمر متصلة ومترابطة عبر عدة فراغات وجسور. وقد يعتمد المبنى في تركيبته الهندسية اعتماداً كلياً على شكل هندسي منتظم كوحدة متكررة في كل أجزاء المبنى، وإن كانت أحياناً تحرف وتقطع لتخرج بتركيبة بصرية لا توحى بارتباطها بالشكل المنتظم.

إن عملية التصميم لأي منشأ أو مبنى تتم عبر عدة مراحل حتى يتم إنجازه على أكمل وجه، تبدأ أولاً بمرحلة التصميم المعماري حيث يتم في هذه المرحلة تحديد شكل المنشأ ويؤخذ بعين الاعتبار تحقيق الوظائف والمتطلبات المختلفة التي من أجلها سيتم إنشاء هذا المبنى، حيث يجري توزيع أولي لمراقفه، بهدف تحقيق الفراغات والأبعاد المطلوبة وتحديد مواقع الأعمدة والمحاور، وتتم في هذه العملية أيضاً دراسة الإنارة والتهوية والحركة والتنقل وغيرها من المتطلبات الوظيفية.

ويعد الانتهاء من مرحلة التصميم المعماري وإخراجها بصورتها النهائية تبدأ عملية التصميم الإنشائي التي تهدف إلى تحديد أبعاد العناصر الإنشائية وخصائصها اعتماداً على الأحمال المختلفة الواقعة عليها والتي يتم نقلها عبر هذه العناصر إلى الأساسات ومن ثم إلى التربة.

٢-٢ لمحة عامة عن المشروع :

تعاني مدينة دورا من عدة مشاكل في تصميم الكليات نتيجة لعدة أسباب منها : سيطرة الاحتلال الاسرائيلي على الموارد المتاحة وقلتها في نفس الوقت ، وغياب التخطيط الجيد في توزيع الكليات . لذلك أتت الحاجة لتصميم كلية تراعي احتياجات الشعب الفلسطيني ، ويساعد في إصلاح وتطوير القطاع التعليمي الفلسطيني .
و مما لا شك فيه أن الكليات تسهم في التنمية الشاملة بما تقدم لمجتمعاتها من امكانيات وخبرات للتعليم والتدريب المستمر .

٣-٢ موقع المشروع :

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

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

الموقع المقترح للمشروع هو جزء من ارض في منطقة مجنونة في مدينة دورا ، جنوب غرب مدينة الخليل ،جنوب الضفة الغربية، ترتفع قطعة الأرض ٩١٢م عن سطح البحر .



صورة (١-٢) خارطة الموقع الجغرافي لمنطقة المجنونة .

٢-٣-١ أهمية الموقع :

الشروط العامة لاختيار الموقع :
إن عملية اختيار ارض لإقامة كلية لا تقيم بشكل أساسي لتوفر قطعه الأرض بل تقيم على أسس ومعايير تساعد في وضع قرار سليم يوجه المشروع إلى ذلك المسلك الذي يضيف على خدمات المشروع وأجزائه صبغه التكامل والتوافق مع النسيج الحضري العام . وفيما يلي عدة نقاط مهمة في عملية اختيار ارض لمستشفى دورا التخصصي :

١. جغرافيه الموقع : هو الجانب الذي يختص في دراسة موقع الأرض بالنسبة للنسيج العمراني بشكل عام ، وتأثير الموقع على وظيفة المبنى ، ودراسة المناخ وطبوغرافية الأرض .
٢. شبكة المواصلات : هو الجانب الذي يتم فيه دراسة الطرق الرئيسية والفرعية المؤدية للموقع.
٣. الغطاء النباتي : هو الجانب الذي يتحدث عن طبيعة الأرض من حيث احتوائها على الغطاء النباتي من أشجار ونباتات .
٤. أنماط المباني المحيطة : طبيعة المباني المحيطة بقطعة الأرض ونوعها ، تجارية ، صناعية ، سكنية ، أم خدماتية ... الخ . وكيفيه تأثير هذه المباني على قطعه الأرض وتأثيرها على المبنى المراد إنشاؤه ، ونوعية مواد البناء المستخدمة في المباني المحيطة وارتفاعاتها إن وجدت .

٢-٣-٢ حركة الشمس و الرياح :

تتعرض مدينة دورا إلى الرياح الشمالية الشرقية وهي رياح باردة جدا وجافة ، واليهما يعود انخفاض الحرارة في المناطق المرتفعة، كما تتعرض إلى الرياح الجنوبية الغربية وهي رياح محملة بالأمطار والرطوبة . ونظراً لموقعها الجغرافي فإن الرياح الغربية تهب عليها وتصطدم بتيارات دافئة ، وتلتقي تلك القادمة من الشرق بالرياح القادمة من الغرب فتقلل من رطوبتها وتجعلها أكثر انسجاما ، إذ تجعل الهواء معتدلا جافا، كما تهب على المدينة رياح جافة كرياح الخماسين في أواخر فصل الربيع.

إن دراسة حركة الشمس والرياح من العوامل المهمة في تحليل المبنى، فالشمس طاقة مرغوب فيها، وتوجيه المبنى تجاه الشمس مع حمايته من السطوع الواقع عليه من المنطقة الغربية هي وسيلة ناجحة في الحصول على أكبر قدر ممكن من الطاقة الشمسية في أيام البرد، والتقليل من كمية الطاقة المستهلكة للتدفئة، وللرياح تأثير كبير على المباني، فهي تعد حمل أفقي يؤثر على جدران المبنى، وبالتالي على الهيكل الإنشائي له فيجب مراعاة تأثير الرياح والشمس على المبنى ليتم تصميمه بشكل يلبي شروط التصميم المتعلقة بالتهوية.

٢-٣-٣ الرطوبة:-

مناخ دورا يتأثر بمناخ فلسطين الذي يعرف بأنه جاف وحر صيفاً ومعتدل وماطر شتاءً، ومناخ دورا رغم صغرها يتباين تبعاً للتضاريس والمساحات المائية المجاورة والبعد عن الصحراء، أما فيما يتعلق بالأمطار فإن معدلات التساقط متفاوتة تبعاً لتضاريس المنطقة الجغرافية والتي تعتبر جزء من محافظة الخليل حيث إن الأمطار في دورا تتراوح ما بين (٤٠٠-٦٠٠ ملم) سنوياً.

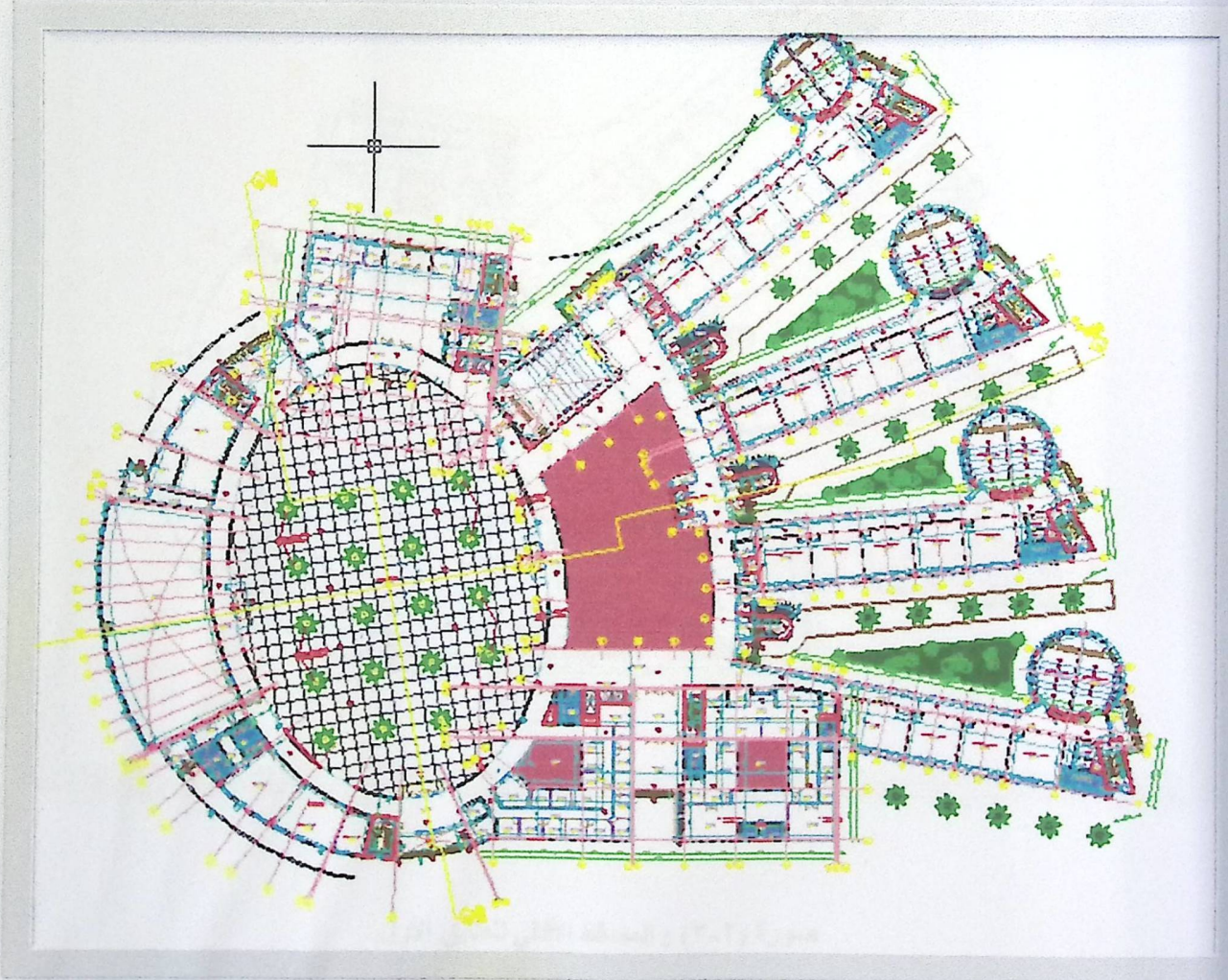
٤-٢ وصف طوابق المشروع :-

يتكون المشروع من خمسة طوابق ، وهو عبارة عن مؤسسة معقدة ذات مرافق متعددة، التوزيع المعماري لهذه المرافق يتسم بالتعقيد وعدم التماثل بين الطوابق وهذا أدى إلى صعوبة في التصميم الإنشائي للمشروع .

١-٤-٢ الطابق الأرضي :-

منسوب (00.00م) بمساحة تقدر ب 11886 م^٢.

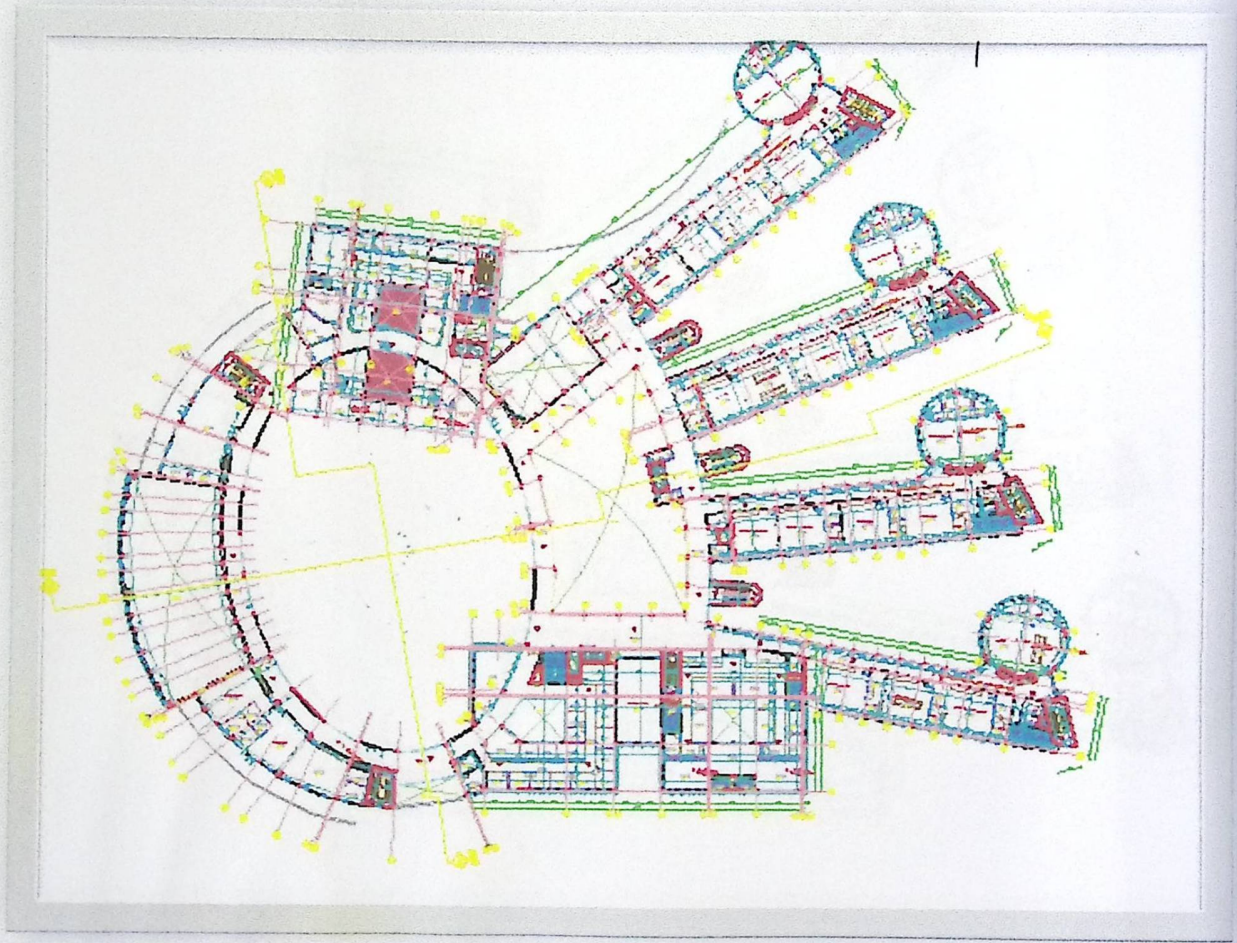
يتكون الطابق الأرضي من قاعة استقبال للطالبات ،قاعات دراسية ، غرفة الاجتماعات ، كافيتيريا ، قاعة الالعاب رياضية ، غرفة جمنازيوم ، غرفة التمارين ، غرفة بلياردو ، مكاتب ،غرف كهرباء ،مخازن ،خدمات مكتبية ،فناء داخلي ،ساحة سماوية ، أدراج ، مصاعد، دوريات مياه .



صورة (٢-٢): المسقط الأفقي للطابق الأرضي.

٢-٤-٢ الطابق الأول:-

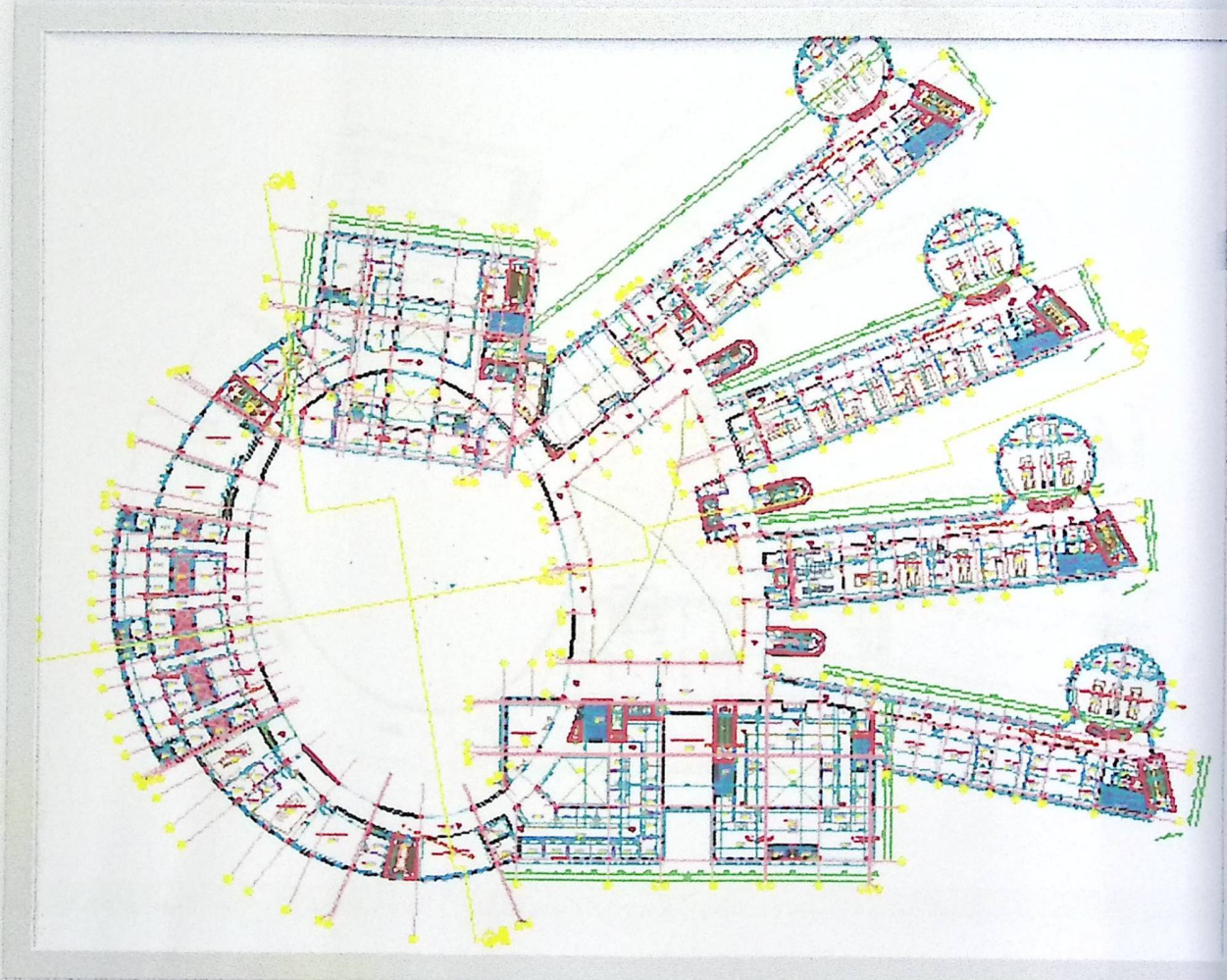
منسوب (5.60 م) بمساحة تقدر ب 11951 م^٢.
يتكون الطابق الأول من معمل الأبحاث ، غرفة اجتماعات ، غرف انتظار ، خدمات مكتبية ، استراحات لعضويات هيئة التدريس ، معمل تدريسية للقران الكريم والدراسات الاسلامية ، مخازن متعددة الاستخدام ، مكاتب المشرفة التقنية ، مخازن متعددة الاستخدام ، معمل تدريسية لقسم علوم الحاسب ، معمل تدريسية لقسم العلوم الانجليزية ، معمل تدريسية لقسم الرياضيات ، معمل تدريسية لقسم إدارة الأعمال ، غرف كهرباء ، قاعة الالعاب ، دورات مياه ، أدراج ، مصاعد ، ساحة داخلية .



صورة (٢-٣) : المسقط الأفقي للطابق الأول.

٢-٤-٣ الطابق الثاني:-

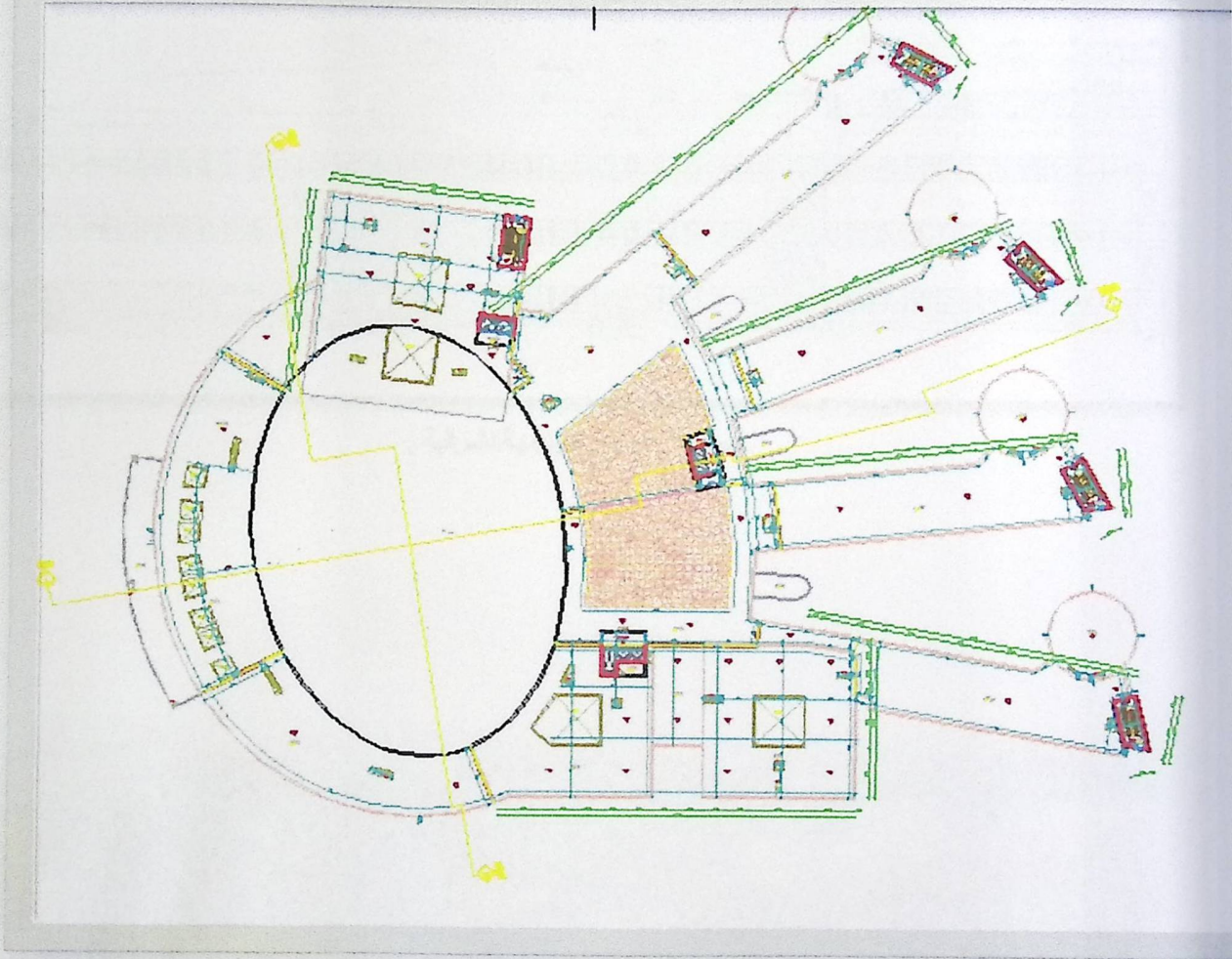
منسوب (10.40م) بمساحة تقدر ب11951 م^٢.
يتكون الطابق الثاني من معامل تدريسية لقسم الموارد الطبيعية والبيئة ، معامل تدريسية لقسم الكيمياء ، مكاتب تدريسية لقسم فيزياء ، معامل تدريسية لقسم الأحياء ،غرف المساندة والخدمات ، مجلس الكلية ، السكرتارية والانتظار ، غرف مداولة ،معامل تدريسية لقسم نظم المعلومات الادارية ،مكاتب ،عيادة طبية ، مصاعد ، ادراج ، غرفة اجتماعات ، معامل تدريسية لقسم التمريض .



صورة (٢ - ٤): المسقط الأفقي للطابق الثاني.

٢-٤-٤ الطابق الروف :-

منسوب (15.20م) بمساحة تقدر ب 11951 م^٢.

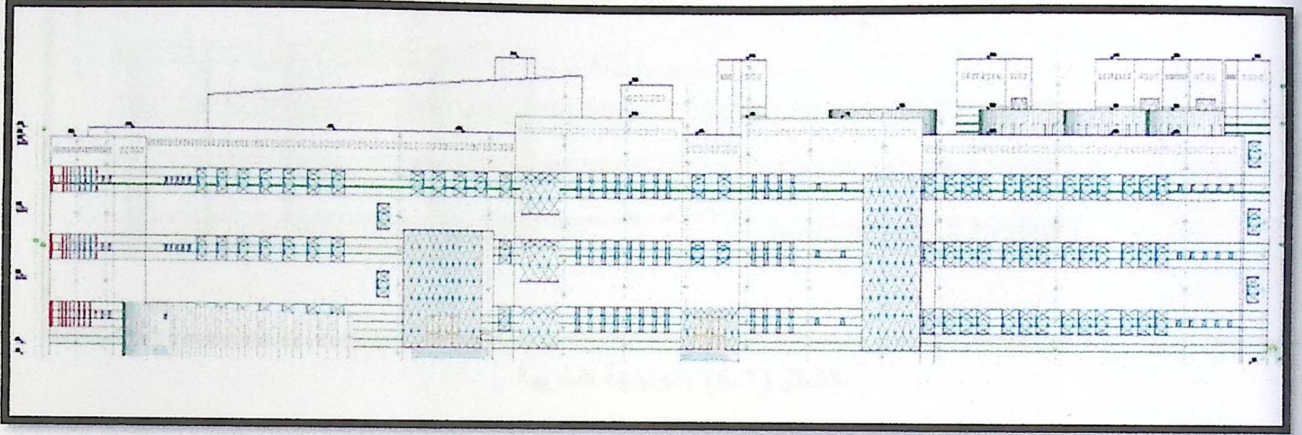


صورة (٢-٥) : المسقط الأفقي للروف.

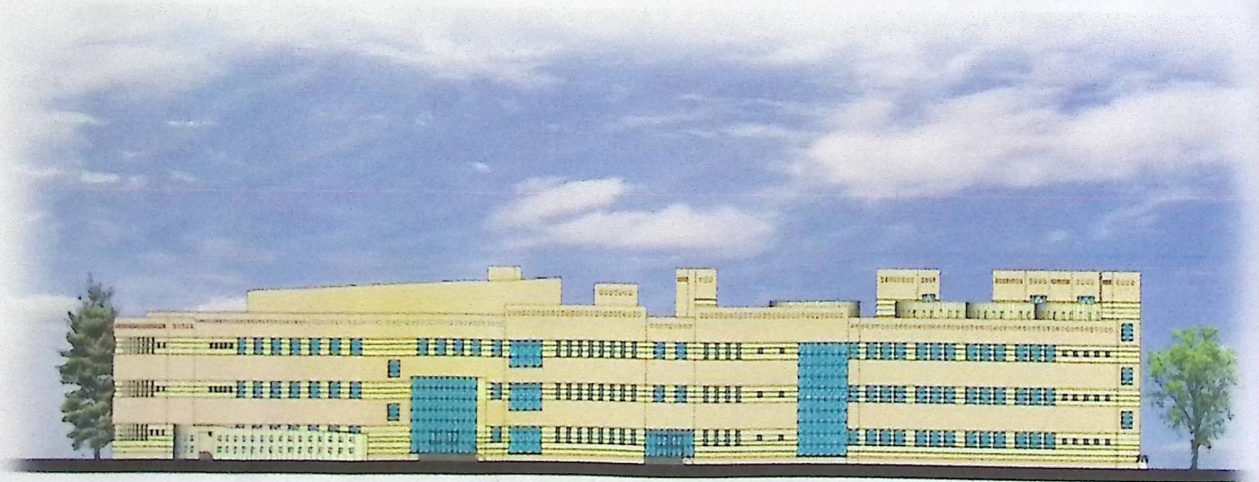
٥-٢ الواجهات :-

١-٥-٢ الواجهة الشرقية :

و يظهر فيها المدخل الرئيسي للمبنى ، وجمالية توزيع الكتل المعمارية .



صورة (٥-٢): الواجهة الشرقية .

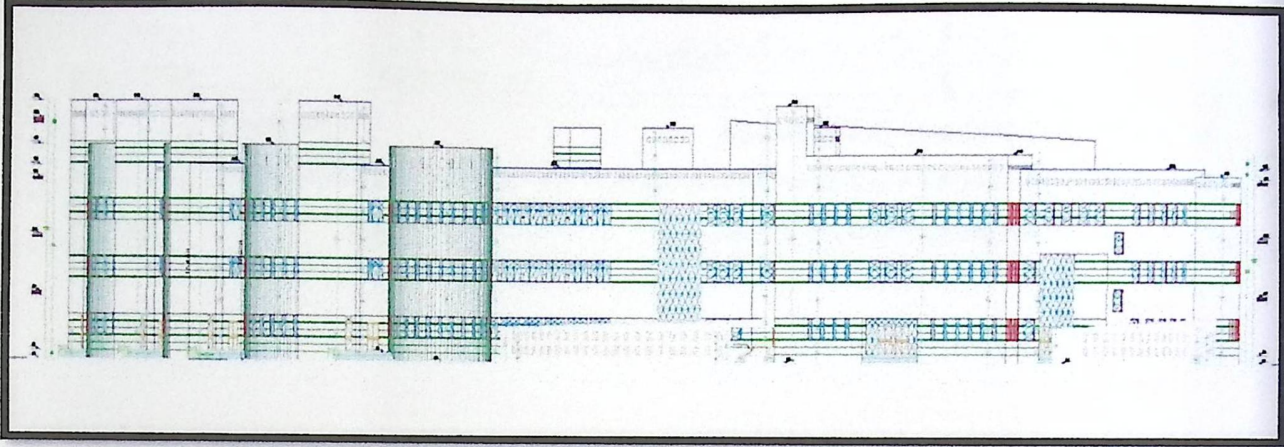


ELEVATION (1)

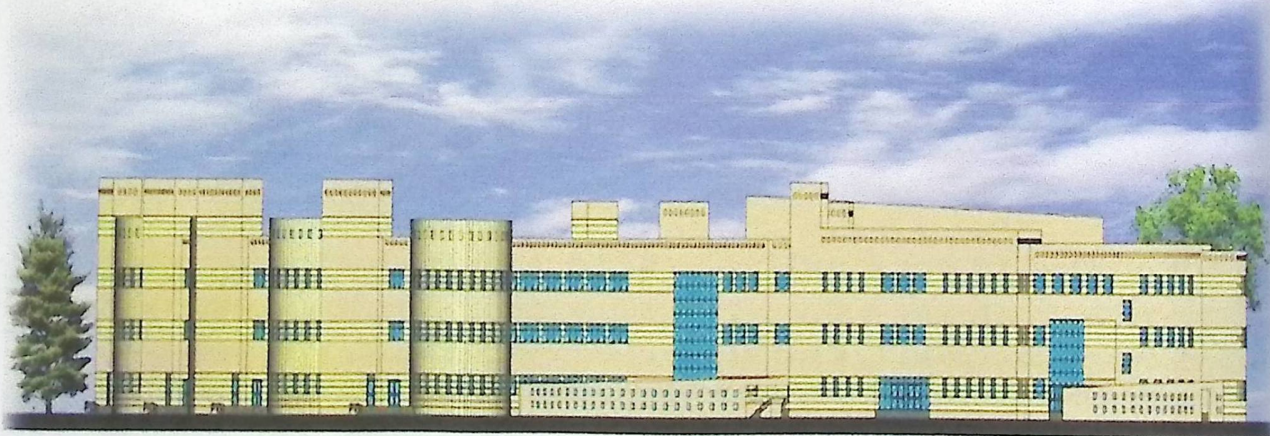
الشكل (٥-٢): الواجهة الشرقية .

٢-٥-٢ الواجهة الغربية:

و يظهر فيها مداخل أخرى للمبنى و تظهر الكتل المعمارية بشكل أوضح.



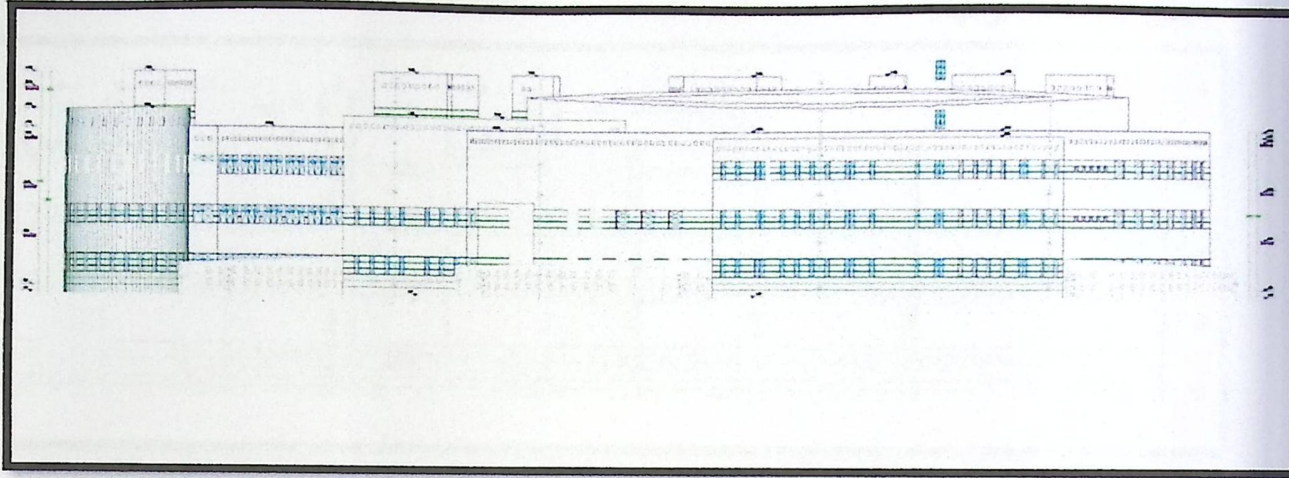
الشكل (٢-٨): الواجهة الغربية .



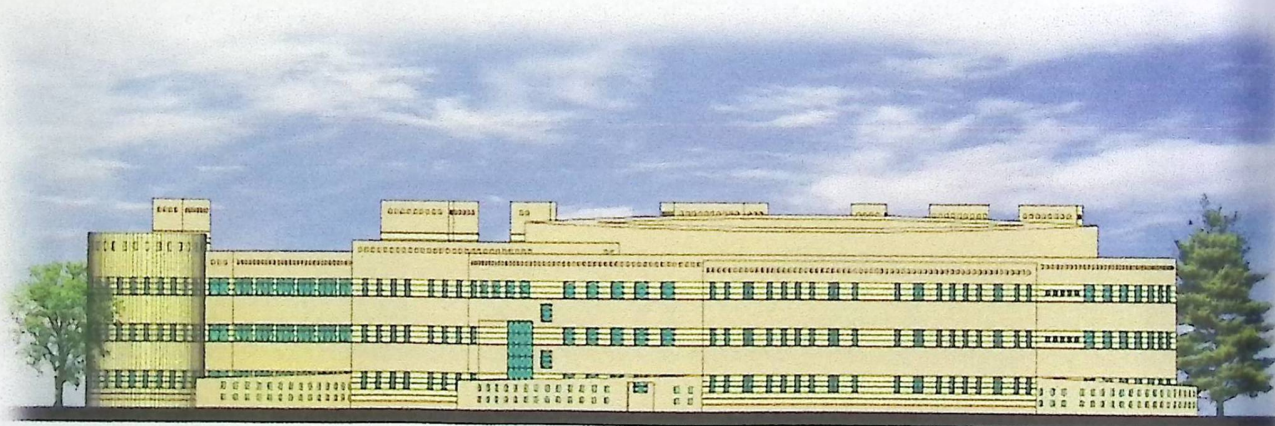
ELEVATION (3)

الشكل (٢-٩): الواجهة الغربية .

٣-٥-٢ الواجهة الجنوبية :
و يظهر فيها مداخل أخرى للمبنى .



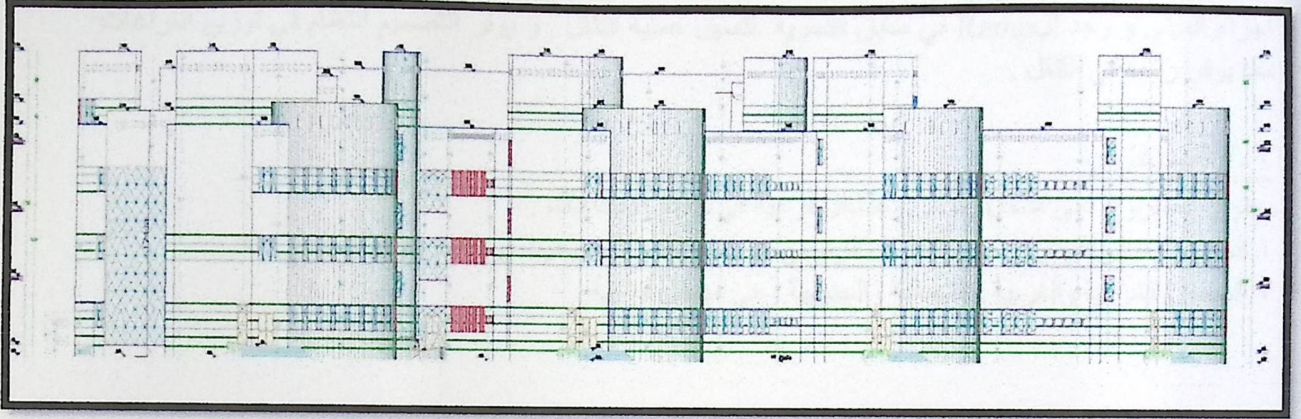
صورة (٢-١٠): الواجهة الجنوبية .



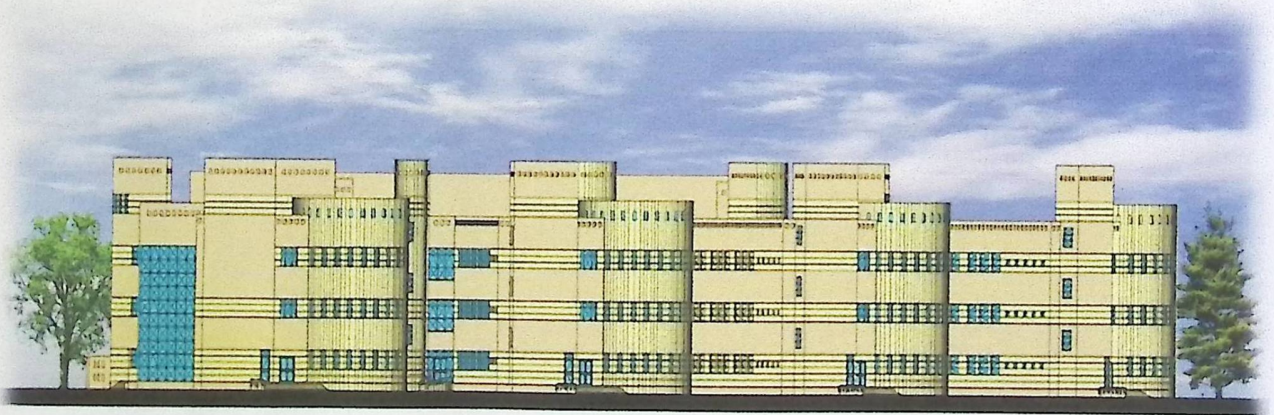
ELEVATION (2)

صورة (٢-١١): الواجهة الجنوبية .

٢-٥-٤ الواجهة الشمالية :
و يظهر فيها مداخل فرعية .



صورة (٢-١٢): الواجهة الشمالية .



ELEVATION (١)

صورة (٢-١٣): الواجهة الشمالية .

٦-٢ وصف الحركة و المداخل :-

تم تصميم المنشأة بحيث تتيح حرية و سهولة التنقل بين أجزاء المبنى و طواقفه من خلال المصاعد الموزعة على كافة أجزاء المبنى و وجد Ramp في طابق التسوية لتسهيل عملية التنقل . و يوفر التصميم انتظام في توزيع الفراغات مما يوفر راحة في التنقل .

٧-٢ المداخل :-

- يحتوي المشروع على مدخل رئيسي ومداخل فرعية في جميع الاتجاهات :
١. المدخل الغربي الجنوبي وهو المدخل الرئيسي هو للاستخدام العام بحيث يوجد بقربه موقف سيارات .
 ٢. المداخل الشرقية والغربية والشمالية والجنوبية وهي مداخل جانبية .

CHAPTER

THREE

الفصل الثالث

٣

الوصف الإنشائي

- ١-٣ مقدمة .
- ٢-٣ الهدف من التصميم الإنشائي .
- ٣-٣ مراحل التصميم الإنشائي .
- ٤-٣ الأحمال.
- ٥-٣ الاختبارات العملية .
- ٦-٣ العناصر الإنشائية المكونة للمبنى .
- ٧-٣ فواصل التمدد .
- ٨-٣ النظام الميكانيكي للمبنى .
- ٩-٣ برامج الحاسوب.

١-٣ مقدمة :-

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

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

٢-٣ الهدف من التصميم الإنشائي:-

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

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

٣-٣ مراحل التصميم الإنشائي:-

يمكن تقسيم مراحل التصميم الإنشائي إلى مرحلتين رئيسيتين:

١. المرحلة الأولى :-

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

٢. المرحلة الثانية:-

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

٤-٣-٣ الأحمال :-

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

١-٤-٣ الأحمال الميتة :-

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

الرقم المتسلسل	المادة المستخدمة	الكثافة المستخدمة (kN/m ³)
1	المونة والقصارة	22
2	الرمل	16
3	الخرسانة	25
4	الطوب	10
5	البلاط	23

جدول (١-٣) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة .

أحمال القواطع (Partition) = 1.5 kN/m²

٢-٤-٣ الأحمال الحية :-

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

الرقم المتسلسل	طبيعة الاستخدام	الحمل الحي (kN/m ²)
1	الكليات	5
2	الأدراج	3

جدول (٢-٣) الأحمال الحية للمبنى

٣-٤-٣ الأحمال البيئية:

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

٣-٤-٣-١ أحمال الرياح :

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

وسيتم اعتماد الكود الألماني (DIN 1055-5) للحصول على قيم قوى الرياح الافقية ، وهذا يظهر جليا في المعادلة التالية ، وباستخدام الجدول رقم (٣-٣) الموضح فيما يلي :-

Height Above the surface(m)	0 to 8	>8 to 20	>20 to 100	>100
Wind Speed (m/sec)	28.3	35.8	42	45.6
Wind velocity Pressure (KN/ m ²)	0.50	0.80	1.1	1.30

جدول (٣ - ٣) سرعة وضغط الرياح اعتمادا على الكود الالمانى DIN 1055-5

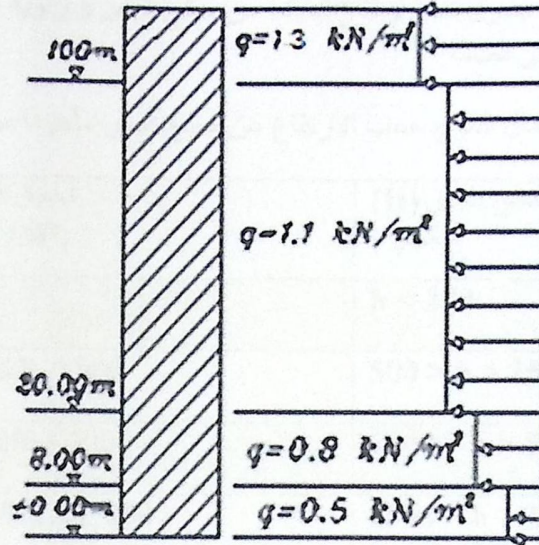
$$q = \frac{v^2}{1600}$$

حيث أن :

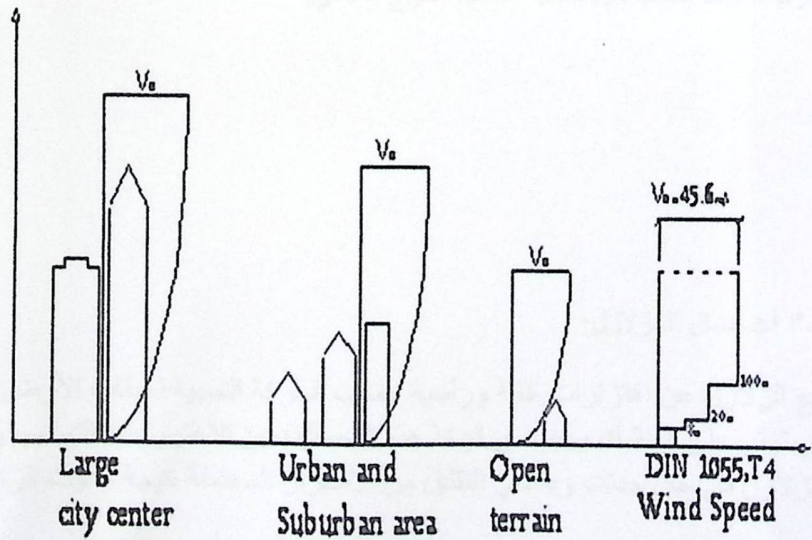
q : (wind velocity pressure) الضغط الديناميكي للرياح على ارتفاع محدد من منسوب سطح الأرض المحيطة (KN/ m²).

V : السرعة التصميمية للرياح (m/sec) .

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



Wind velocity pressure $q(\text{kN/m}^2)$



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

٣-٤-٢ أحمال الثلوج:

تعتمد أحمال الثلوج على ارتفاع المنطقة عن سطح البحر، وعلى شكل السقف، ويتم تحديدها باستخدام Codes البناء المختلفة، من خلال جداول تأخذ ارتفاع المنشأ عن سطح البحر و زاوية ميل السقف كأساس لتحديد قيمة القوى التي تؤثر بها على المنشأ.

و الجدول التالي يبين قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر مأخوذاً من كود البناء الأردني.

أحمال الثلوج (KN /M ²)	علو المنشأ عن سطح البحر (H) (بالمتر)
0	h < 250
(h-250) /1000	500 > h > 250
(h-400) / 400	1500 > h > 500
(h - 812.5)/ 250	2500 > h > 1500

جدول (٣ - ٤) احمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر .

استناداً إلى جدول أحمال الثلوج السابق وبعد تحديد ارتفاع المبنى عن سطح البحر، و الذي يساوي (920م) وتبعاً للبند الثالث تم حساب أحمال الثلوج كالآتي:

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

$$s_L = \frac{920 - 400}{400}$$

$$s_L = 1.3(\text{KN} / \text{m}^2)$$

٣-٤-٣ أحمال الزلازل:

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

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

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

٥-٣ الاختبارات العملية:

يسبق الدراسة الإنشائية لأي مبنى ، عمل الدراسات الجيوتقنية للموقع، ويعنى بها جميع الأعمال التي لها علاقة باستكشاف الموقع ودراسة التربة والصخور والمياه الجوفية ، وتحليل المعلومات وترجمتها للتنبؤ بطريقة تصرف التربة ، عند البناء عليها، وأكثر ما يهتم به المهندس الإنشائي هو الحصول على قوة تحمل التربة (Bearing Capacity) اللازمة لتصميم أساسات المبنى.

٦-٣ العناصر الإنشائية المكونة للمبنى:

تتكون المباني عادةً من مجموعة عناصر إنشائية تتقاطع مع بعضها لتقاوم الأحمال الواقعة على البناء، وتشمل: العقود، والجسور، والأعمدة، وجدران القص، والأدراج، والأساسات. و يحتوي المشروع العناصر التالية :

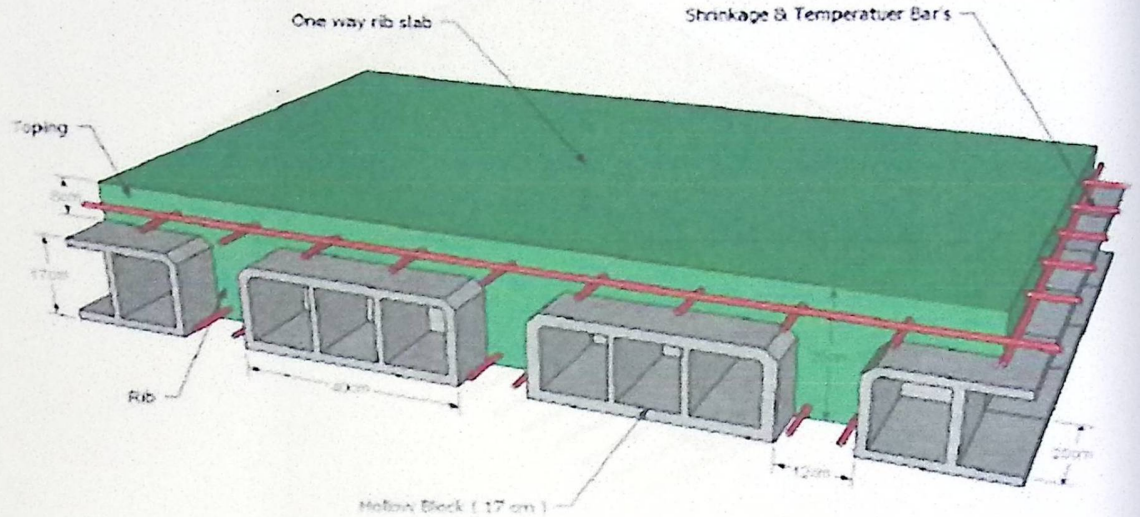
١-٦-٣ العقود:

نظراً لوجود العديد من الفعاليات المختلفة في المبنى ومراعاة للمتطلبات المعمارية فإنه سيتم استخدام أنواع العقود التالية في المشروع:

- ١ . عقود العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab).
- ٢ . عقود العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab).
- ٣ . العقود المصمتة ذات الاتجاه الواحد (one way solid slab).
- ٤ . العقود المصمتة ذات الاتجاهين (two way solid slab)

١-١-٦-٣ عتدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab)

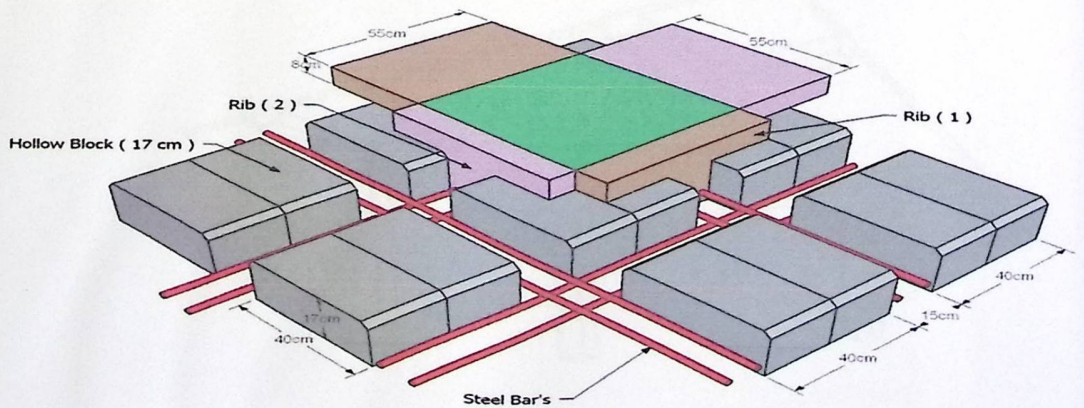
إحدى أشهر الطرق المستخدمة في تصميم العتدات في هذه البلاد وتتكون من صف من الطوب يليها العصب، ويكون التسليح باتجاه واحد كما هو مبين في الشكل (٢-٣)



الشكل (٢ - ٣) العتدات ذات العصب الواحد .

٢-١-٦-٣ عتدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slabs)

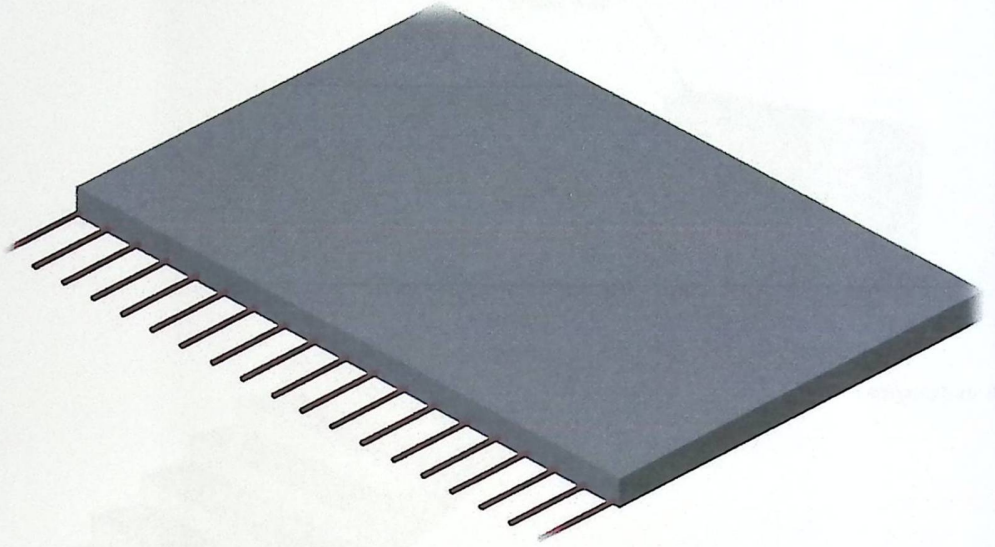
تشبه السابقة من حيث المكونات ولكنها تختلف من حيث كون التسليح باتجاهين ويتم توزيع الحمل في جميع الاتجاهات، ويراعى عند حساب وزنها طوبيتين وعصب في الاتجاهين، كما يظهر في الشكل (٣-٣):



الشكل (٣ - ٣) العتدة ذات العصب باتجاهين .

٣-١-٦-٣ العتدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد (One way solid slab):

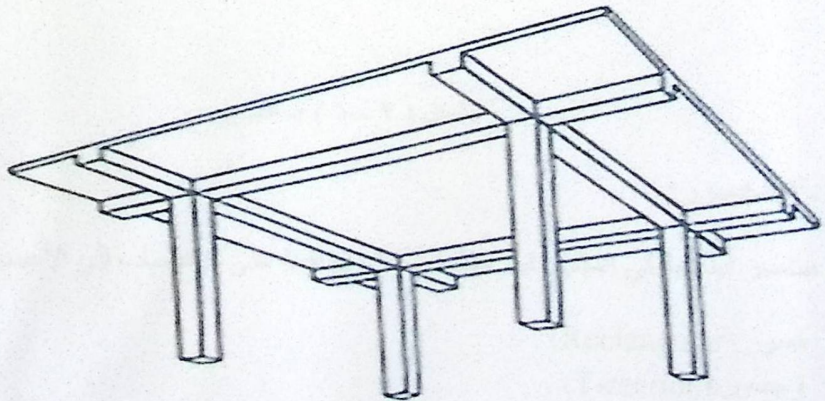
تستخدم في المناطق التي تتعرض كثيرا للأحمال الحية ويكون التسليح في اتجاه واحد فقط ولا بد من التسليح الثانوي في الاتجاه الطويل حسب الكودات المعتمدة ، كما في الشكل (٣-٤):-



الشكل (٣ - ٤) العتدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد .

٤-١-٦-٤ العتدات المصمتة ذات الاتجاهين (Two way solid slab):

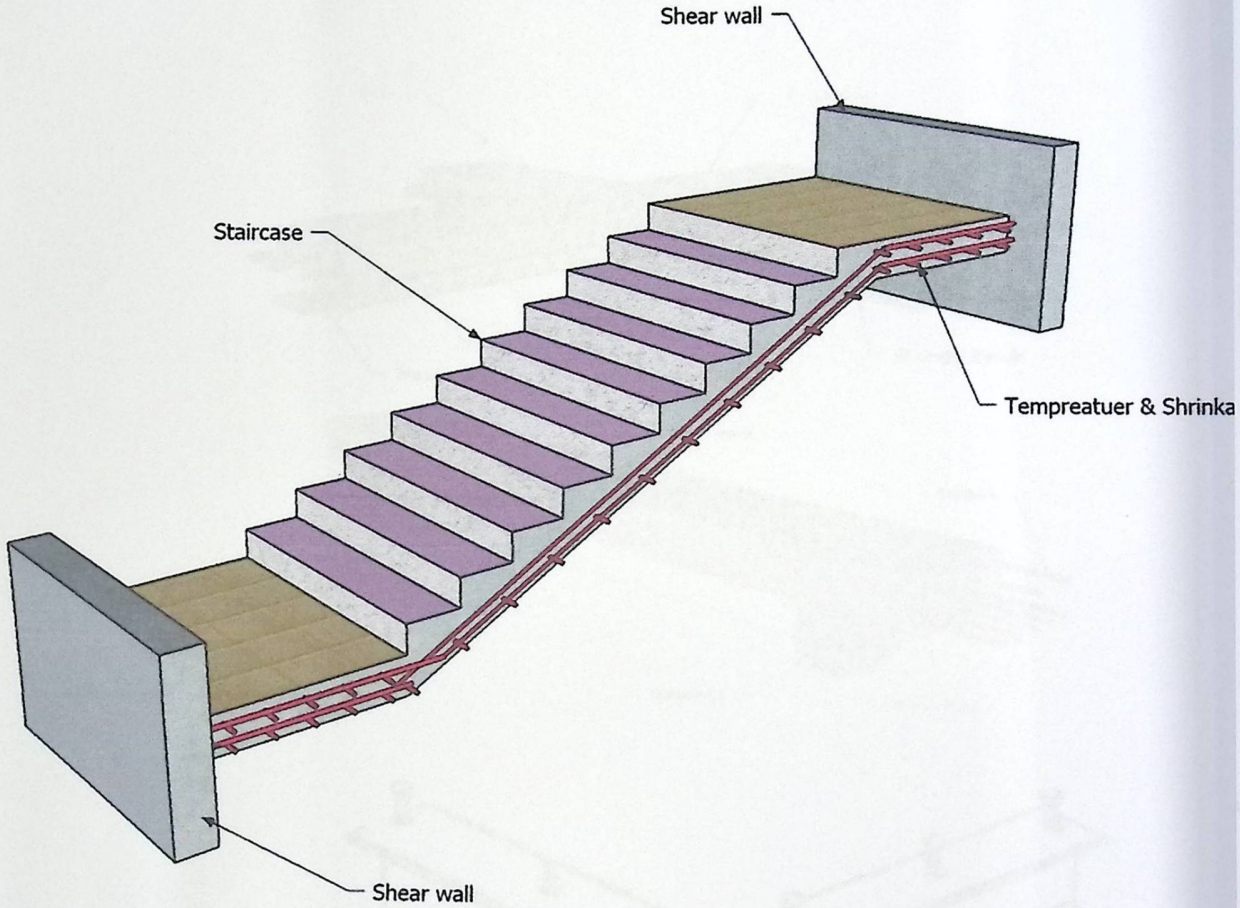
هو التسليح الذي يكون في الاتجاهين معناه ان البلاطة تنقل احمالها في الاتجاهين بنسب معينة حسب الطول والعرض



الشكل (٣ - ٥) العتدات المصمتة ذات الاتجاهين

٢-٦-٣ الأدرج:

الأدرج عنصر معماري يوجد في المباني للانتقال بين مستويين في نفس الطابق أو بين عدد من طوابق المبنى ، الشكل (٦-٣).



الشكل (٦ - ٣) :- الدرج .

٣-٦-٣ الجسور:-

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

١- جسور (Rectangular)

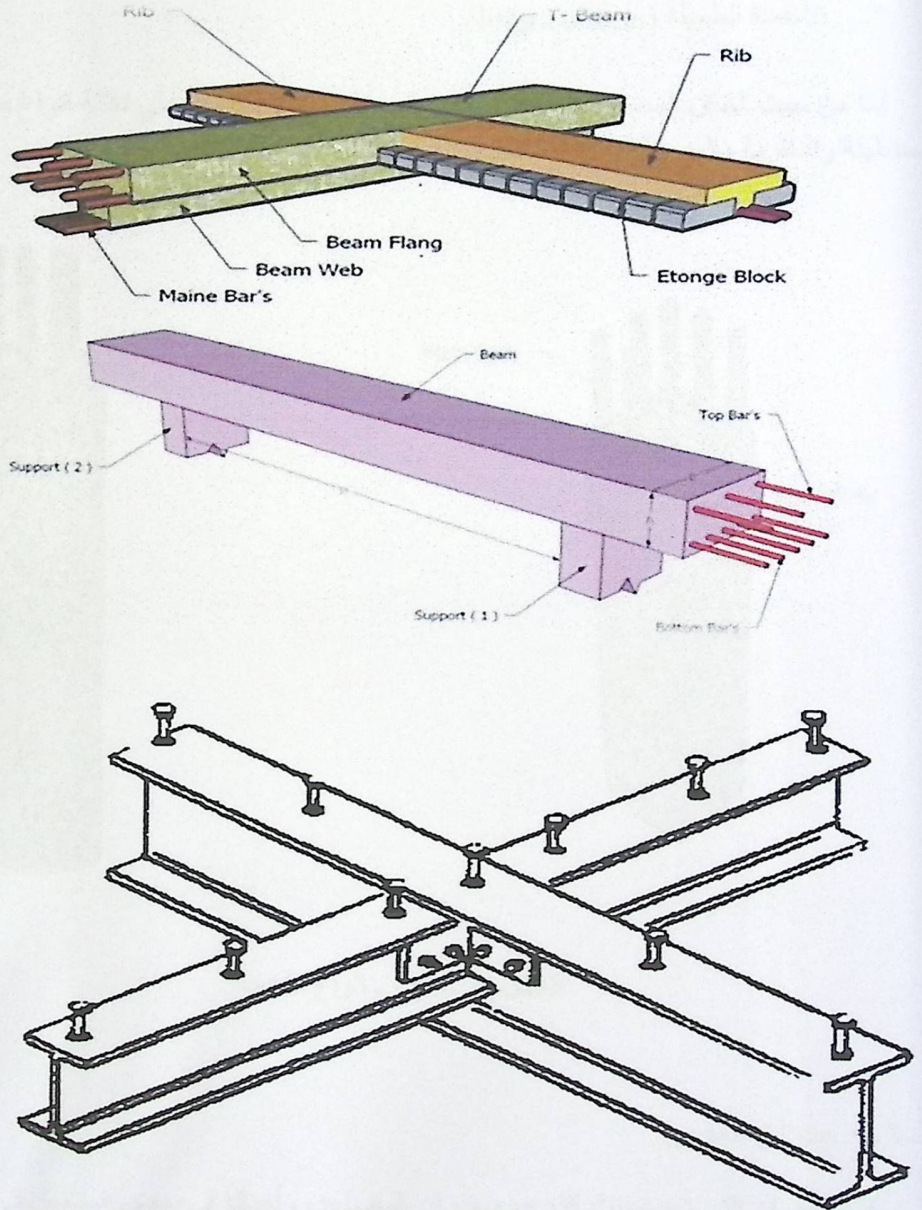
٢- وجسور (T-section) .

٣- جسور (L-section).

ويكون التسليح بقضبان الحديد الأفقية لمقاومة العزم الواقع على الجسر، وبالكانات لمقاومة قوى القص

تم استخدام في المشروع جسور (composite beam) وفيما يلي شرح مبسط عنها :

تم اسخدام هذا النوع من البيمات في منطقة الملعب حيث انه كانت المسافات بين الاعمدة تتجاوز ١٦ متر ، حيث تم زرع اعمدة فوق هذه البيمات للاستفادة من وجود الاعمدة في عقدة الطابق الثاني .



الشكل (٣ - ٧) : - أنواع الجسور المستخدمة في المشروع .

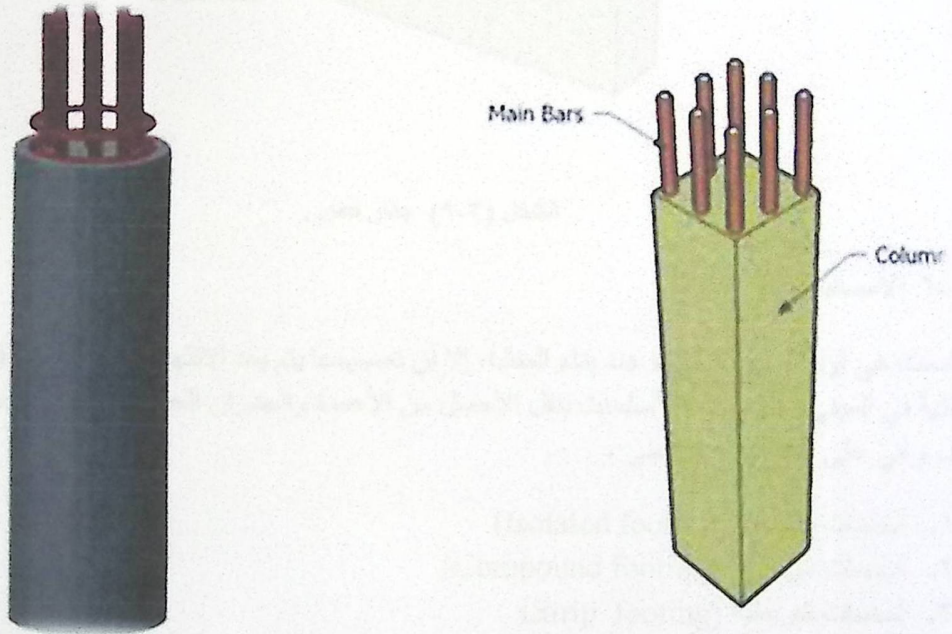
٤-٦-٣ الأعمدة:

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

١- الأعمدة القصيرة (short column).

٢- الأعمدة الطويلة (long column).

أما من حيث الشكل المعماري أو المقطع الهندسي فالمشروع يحتوي على ثلاثة أنواع من الأعمدة: هي المستطيلة والدائرية والمربعة كما في الشكل (٣-٨).



الشكل (٣ - ٨) : - أنواع الأعمدة .

٥-٦-٣ جدران القص:

هي الجدران التي تحيط ببيت الدرج، وجدران المصاعد، وأحياناً في بعض المناطق في المبنى حسب ما تقتضي الحاجة ، ووظيفة جدران القص مقاومة قوى القص الأفقية التي قد يتعرض لها المنشأ نتيجة لأحمال الزلازل والرياح إضافة إلى كونها جدران حاملة، ويراعى توفرها في اتجاهين متعامدين في المبنى لتوفير ثبات كامل للمبنى والشكل التالي يبين جدار قص مسلح الشكل (٣-٩).

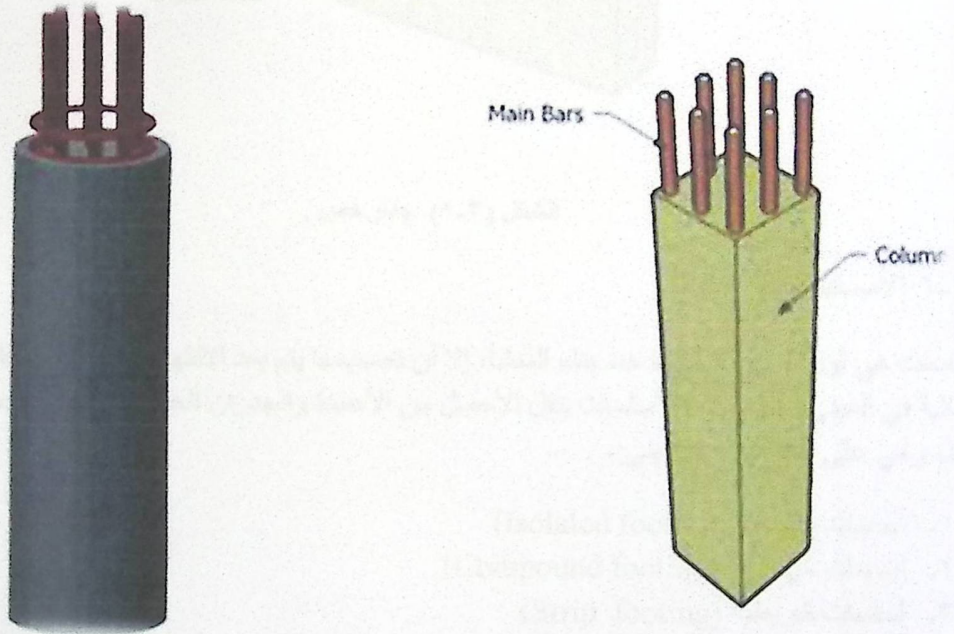
٤-٦-٣ الأعمدة:

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

١- الأعمدة القصيرة (short column).

٢- الأعمدة الطويلة (long column).

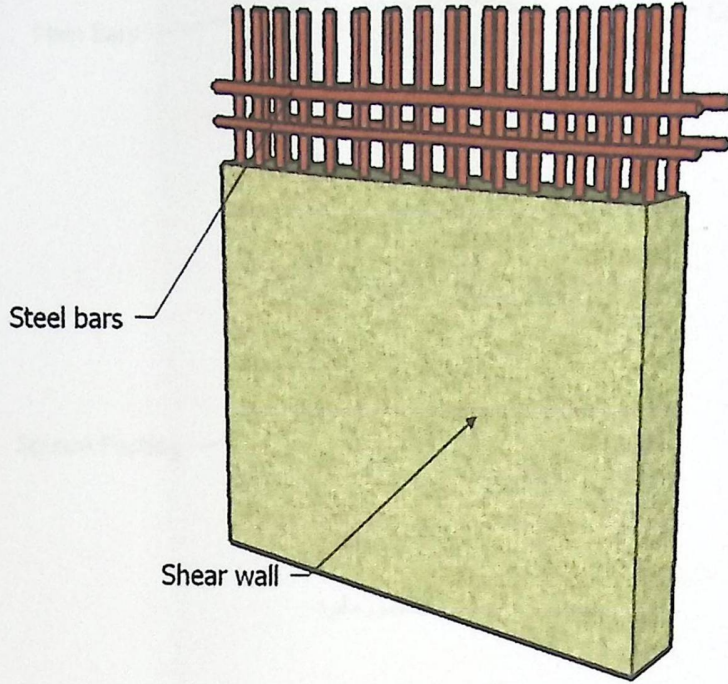
أما من حيث الشكل المعماري أو المقطع الهندسي فالمشروع يحتوي على ثلاثة أنواع من الأعمدة: هي المستطيلة والدائرية والمربعة كما في الشكل (٨-٣).



الشكل (٣ - ٨) : - أنواع الأعمدة .

٥-٦-٣ جدران القص:

هي الجدران التي تحيط ببيت الدرج، وجدران المصاعد، وأحيانا في بعض المناطق في المبنى حسب ما تقتضي الحاجة ، ووظيفة جدران القص مقاومة قوى القص الأفقية التي قد يتعرض لها المنشأ نتيجة لأحمال الزلازل والرياح إضافة إلى كونها جدران حاملة، ويراعى توفرها في اتجاهين متعامدين في المبنى لتوفير ثبات كامل للمبنى والشكل التالي يبين جدار قص مسلح الشكل (٣-٩).

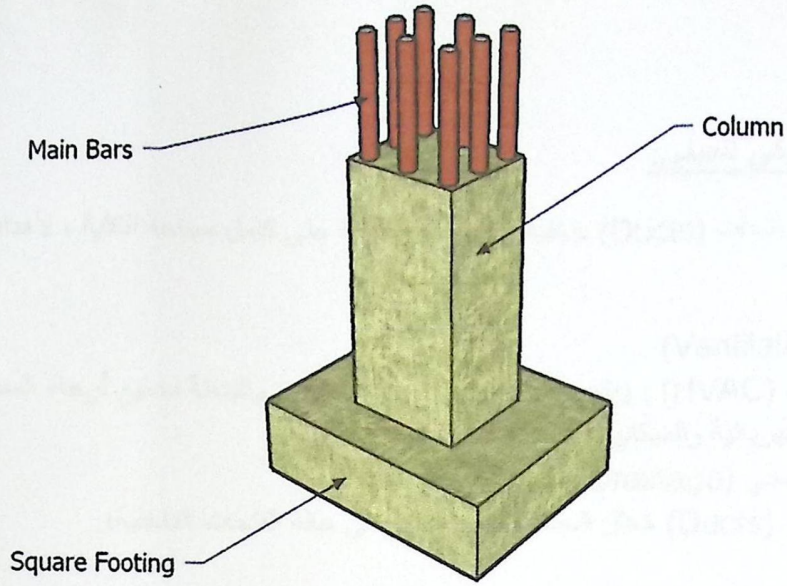


الشكل (٩-٣) جدار قص .

٦-٦-٣ الأساسات:

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

- ١- أساسات منفصلة (Isolated footing)
 - ٢- أساسات مزدوجة (Compound footing)
 - ٣- أساسات شريطية (Strip footing)
- وسوف يتم استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعاً لنوع التربة وقوة تحملها والأحمال الواقعة عليها.



الشكل (٣ - ١٠) أساس مفرد .

٧-٣ فواصل التمدد (Expansions Joints)

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

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

٨-٣ النظام الميكانيكي للمبنى:

تم تزويد المبنى بشبكة فتحات (Ducts) داخلية وخارجية موزعة على كامل مساحة الكلية ، لأهداف عديدة منها :

- ١ . التهوية (Ventilation) .
 - ٢ . نظام التكييف (HVAC) : ويتم من خلاله توزيع الهواء البارد والتدفئة لجميع أرجاء المستشفى .
 - ٣ . التمديدات الكهربائية والميكانيكية (MEP Sheft) .
 - ٤ . الصرف الصحي (Drainage) .
- حيث يتم توصيل هذه (Ducts) خلال فتحات بسقف المبنى في حالة الفتحات الداخلية،.

٩-٣ برامج الحاسوب التي تم استخدامها:

- ١ . AutoCAD (2010) for Drawings Structural and Architectural .
- ٢ . Microsoft Office (2010) For Text Edition .
- ٣ . Excel .
- ٤ . Atir 12 .
- ٥ . Safe .
- ٦ . Etabs .
- ٧ . Stad pro .

Structural Analysis & Design

- 4.1 Introduction
- 4.2 Design method and requirements
- 4.3 Comparison between the design of one way slab and Two way slab
- 4.4 Design of beams
- 4.5 Design of columns
- 4.6 Design of slabs
- 4.7 Design of stairs
- 4.8 Comparison between the third case of one way slab and Two way slab
- 4.9 Ex. 4.1: Design of one way slab
- 4.10 Ex. 4.2: Design of one way slab
- 4.11 Ex. 4.3: Design of one way slab
- 4.12 Ex. 4.4: Design of one way slab
- 4.13 Ex. 4.5: Design of foundation
- 4.14 Ex. 4.6: Design of one way slab
- 4.15 Ex. 4.7: Design of Composite beam
- 4.16 Ex. 4.8: Design of one way slab

CHAPTER

FOUR

Chapter 4

Structural Analysis & Design

- 4.1 Introduction.**
- 4.2 Design method and requirements.**
- 4.3 Comparison Between the thickness of one way Rib slab and Two Rib slab**
- 4.4 Design of topping.**
- 4.5 Pos (R 6): Design of one way Rib slab.**
- 4.6 Pos. (B 12): Design of Beam.**
- 4.7 Pos.(R2) : Design of two way Rib slab.**
- 4.8 Comparison Between the thickness of one way solid slab and Two solid slab**
- 4.9 Pos. (S38): Design of one way solid slab.**
- 4.10 Pos. (S19): Design of two way solid slab.**
- 4.11 Pos. (C,S222): Design of column.**
- 4.12 Pos. (SW73): Design of Shear wall .**
- 4.13 Pos. (F5): Design of foundation.**
- 4.14 Pos. (ST1): Design of stair .**
- 4.15 Pos.(Cb6) Design of Composite beam .**
- 4.16 Pos (10) Design of truss .**

Chapter 4 Structural Analysis & Design

4.1 Introduction:

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

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

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

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

Structural concrete can be classified into:

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

4.2 Design method and requirements:

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

✓ Strength design method:

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

This load called factored load or factored service load. The structure or structural element is then proportioned such that the strength is reached when factored load is acting. The computation of the strength takes into account the nonlinear stress-strain behavior of concrete.

The strength design method is expressed by the following,

Strength provided \geq strength required to carry factored loads.

Chapter 4 Structural Analysis & Design

NOTE:

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

✓ Code: ACI 318
UBC

✓ Material:

Concrete: E850, $f'_c = 35 \text{ N/mm}^2 \text{ (MPa)}$ For circular section
but for rectangular section ($f'_c = 35 \text{ (UB = 28 MPa)}$).

Reinforcement steel: The specified yield strength of the reinforcement ($f_y = 420 \text{ N/mm}^2 \text{ (MPa)}$)

Mild steel: A-36

Connection Type: Weak Bolts

✓ Factored loads:

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

$$W_u = 1.2 D_u + 1.6 L_u \quad \text{ACI-code-318-08(9.2.1)}$$

4.3 Comparison between the thickness of one way rib slab and two way rib slab

*Check Thickness of one way rib slab:

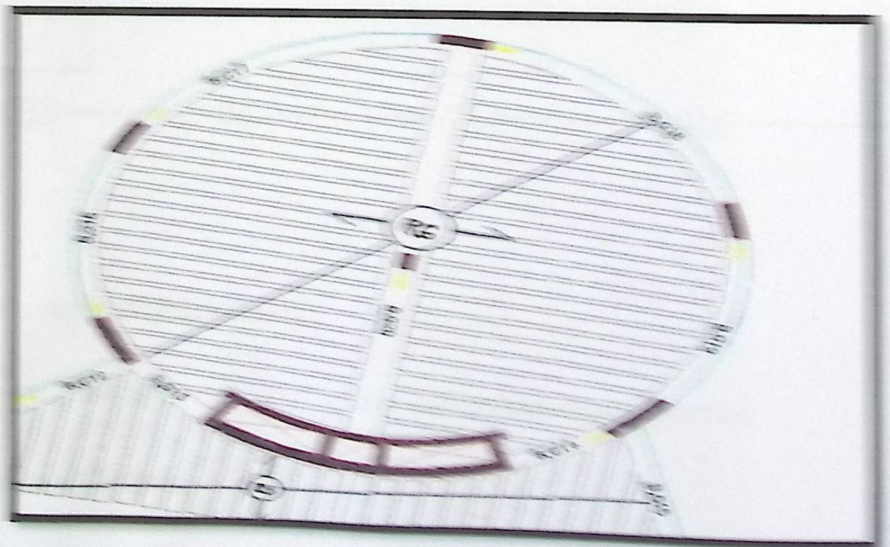


Fig 4.1: One Way Rib slab (R 6)

Chapter 4 Structural Analysis & Design

NOTE:

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

✓ Code : ACI 2008
UBC

✓ Material :

Concrete: B350.... $f_c' = 35 \text{ N/mm}^2 \text{ (MPa)}$ For circular section
but for rectangular section ($f_c' = 35 * 0.8 = 28 \text{ MPa}$).

Reinforcement steel : The specified yield strength of the reinforcement $\{f_y = 420 \text{ N/mm}^2 \text{ (M)}$

Mild steel : A-36

Connection Type : Weld , Bolts

✓ **Factored loads:**

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

$$W_u = 1.2 D_L + 1.6 L_L \quad \text{ACI-code-318-08(9.2.1).}$$

4.3 Comparison between the thickness of one way rib slab and two way rib.

*Check Thickness of one way rib slab:

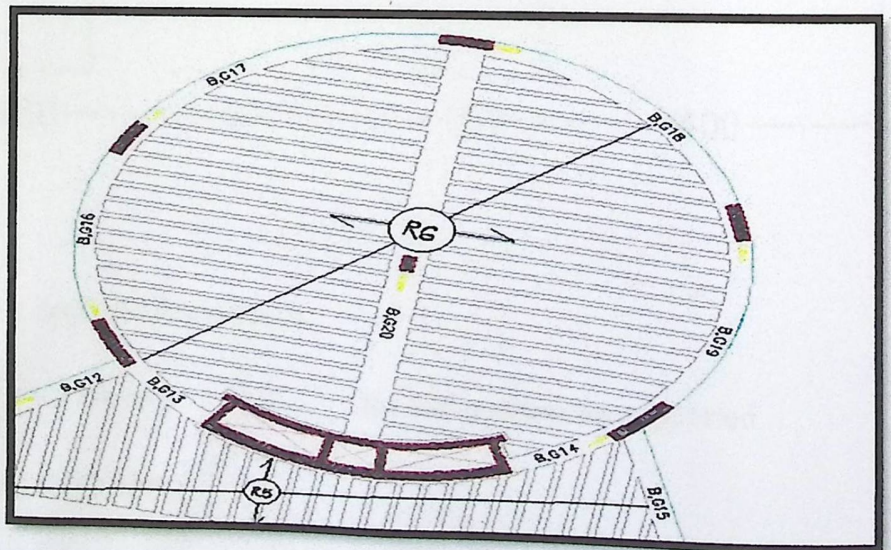


Fig 4.1: One Way Rib slab (R 6)

Chapter 4 Structural Analysis & Design

NOTE:

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

✓ Code : ACI 2008
UBC

✓ Material :

Concrete: B350... $f_c' = 35 \text{ N/mm}^2 \text{ (MPa)}$ For circular section
but for rectangular section ($f_c' = 35 * 0.8 = 28 \text{ MPa}$).

Reinforcement steel : The specified yield strength of the reinforcement $\{ f_y = 420 \text{ N/mm}^2 \text{ (MPa)}$

Mild steel : A-36

Connection Type : Weld , Bolts

✓ **Factored loads:**

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

$$W_u = 1.2 D_L + 1.6 L_L \quad \text{ACI-code-318-08(9.2.1).}$$

4.3 Comparison between the thickness of one way rib slab and two way rib s

*Check Thickness of one way rib slab:

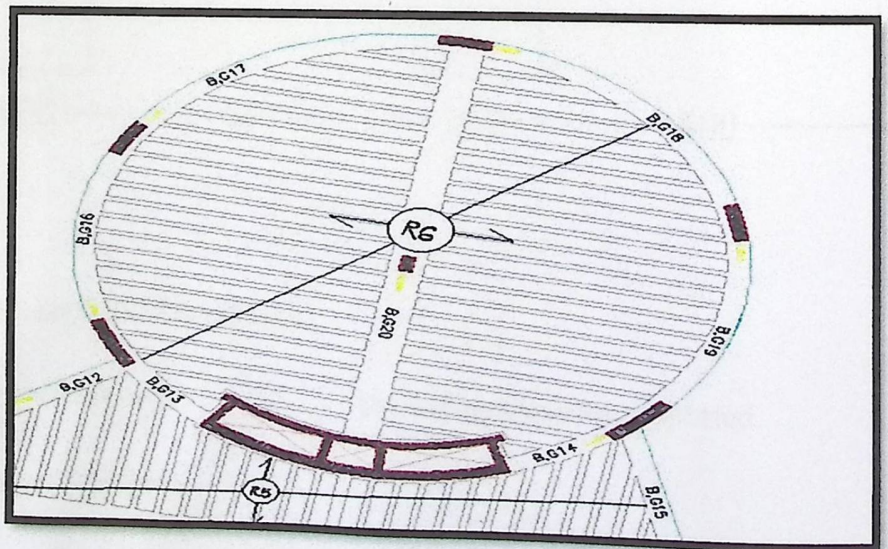


Fig 4.1: One Way Rib slab (R 6)

Chapter 4 Structural Analysis & Design

NOTE:

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

✓ Code : ACI 2008
UBC

✓ Material :

Concrete: B350.... $f_c' = 35 \text{ N/mm}^2 \text{ (MPa)}$ For circular section
but for rectangular section ($f_c' = 35 * 0.8 = 28 \text{ MPa}$).

Reinforcement steel : The specified yield strength of the reinforcement { $f_y = 420 \text{ N/mm}^2 \text{ (MPa)}$ }

Mild steel : A-36

Connection Type : Weld , Bolts

✓ **Factored loads:**

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

$$W_u = 1.2 D_L + 1.6 L_L \quad \text{ACI-code-318-08(9.2.1).}$$

4.3 Comparison between the thickness of one way rib slab and two way rib slab :

*Check Thickness of one way rib slab:

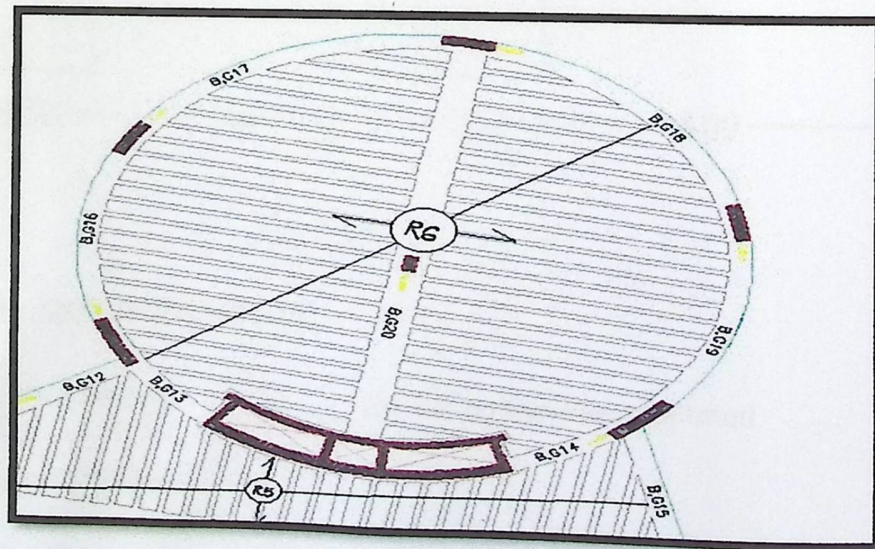
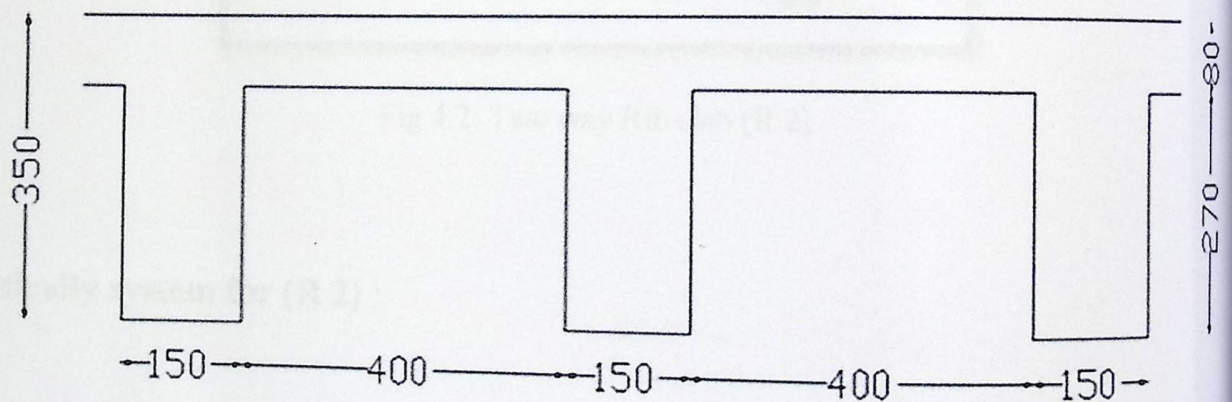
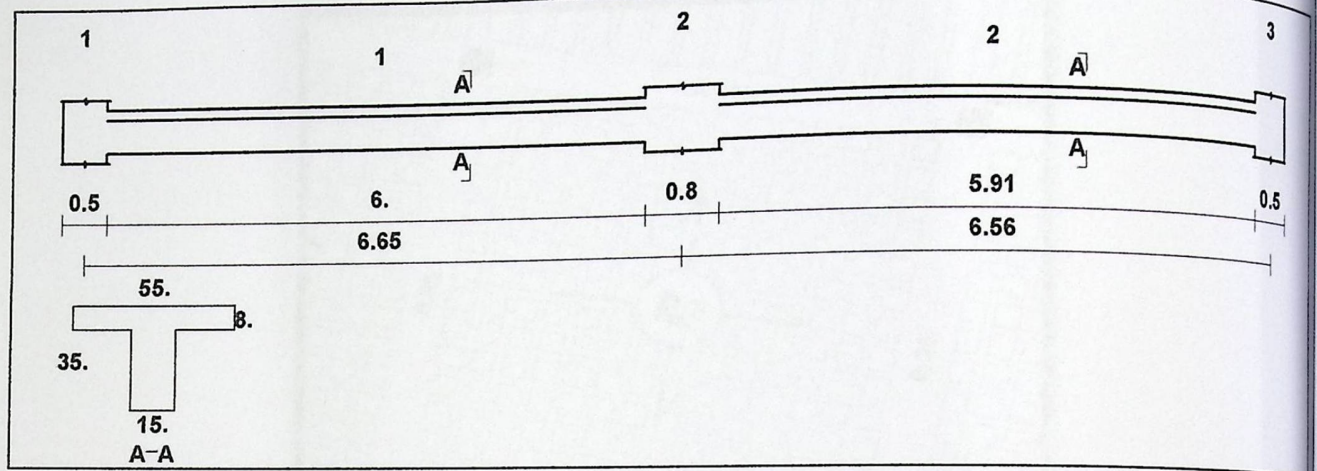


Fig 4.1: One Way Rib slab (R 6)

Chapter 4 Structural Analysis & Design

✓ Statically system for (R 6) :



The minimum required thickness is:

$$\frac{L}{18.5} = \frac{6650}{18.5} = 359.4 \text{ mm}$$

for end continuous supported.

Select $h_{min} = 350 \text{ mm}$

*Check Thickness of two way rib slab:

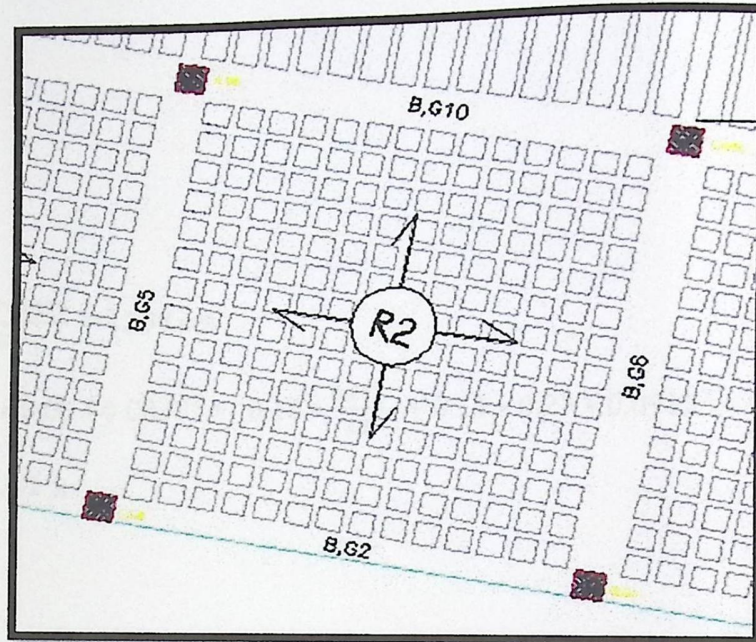
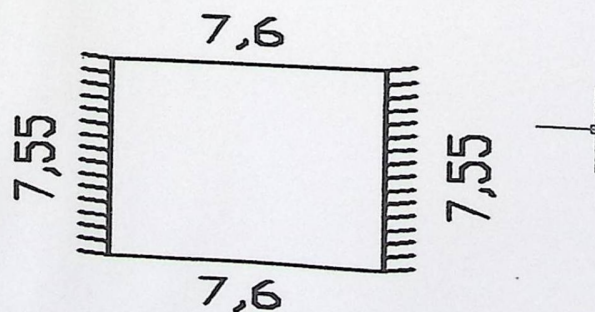


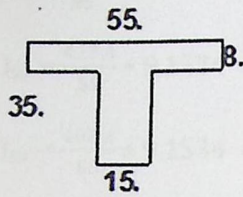
Fig 4.2: Two way Rib slab (R 2)

✓ Statically system for (R 2) :



Chapter 4 Structural Analysis & Design

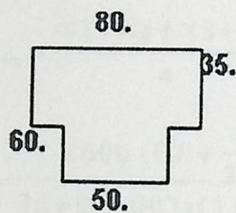
Rib slab (R 2) :



$$Y_c = \frac{0.55 \cdot 0.08 \cdot 0.04 + 0.15 \cdot 0.27 \cdot 0.215}{0.55 \cdot 0.08 + 0.15 \cdot 0.27} = 12.38 \text{ cm}$$

$$I_{rib} = 0.55 \cdot \frac{0.08^3}{12} + 0.55 \cdot 0.08 \cdot 0.0838^2 + 0.15 \cdot \frac{0.27^3}{12} + 0.15 \cdot 0.27 \cdot 0.0912^2 = 91534.785 \text{ cm}^4$$

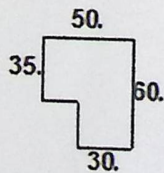
T Beam (B,G8 / B,G7 / B,G2) :



$$Y_c = \frac{35 \cdot 80 \cdot 17.5 + 25 \cdot 50 \cdot 47.5}{80 \cdot 35 + 25 \cdot 50} = 26.76 \text{ cm}$$

$$I_b = 80 \cdot \frac{35^3}{12} + 80 \cdot 35 \cdot 9.26^2 + 50 \cdot \frac{25^3}{12} + 50 \cdot 25 \cdot 20.74^2 = 112.871 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

L Beam (B,G1) :



$$Y_c = \frac{35 \cdot 50 \cdot 17.5 + 25 \cdot 30 \cdot 47.5}{50 \cdot 35 + 25 \cdot 30} = 26.5 \text{ cm}$$

$$I_b = 50 \cdot \frac{35^3}{12} + 50 \cdot 35 \cdot 9^2 + 30 \cdot \frac{25^3}{12} + 30 \cdot 25 \cdot 21^2 = 69.02 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

Chapter 4 Structural Analysis & Design

$$I_{S1} = \frac{840}{55} * 9.1534 * 10^4 = 139.8 * 10^4 \text{ cm}^4$$

$$I_{S2} = \frac{840}{55} * 9.1534 * 10^4 = 139.8 * 10^4 \text{ cm}^4$$

$$I_{S3} = \frac{417.5}{55} * 9.1534 * 10^4 = 69.6 * 10^4 \text{ cm}^4$$

$$I_{S4} = \frac{402.5}{55} * 9.1534 * 10^4 = 67.02 * 10^4 \text{ cm}^4$$

$$\alpha_1 = \frac{112.871 * 10^4}{139.8 * 10^4} = .81$$

$$\alpha_2 = \frac{112.871 * 10^4}{139.8 * 10^4} * 139.8 * 10^4 = .81$$

$$\alpha_3 = \frac{112.871 * 10^4}{69.6 * 10^4} = 1.62$$

$$\alpha_4 = \frac{69.02 * 10^4}{67.02 * 10^4} = 1.03$$

$$\alpha_{fm} = \frac{\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3 + \alpha_4}{4} = 1.07 < 2$$

$$\beta = \frac{7.6}{7.55} = 1.007$$

$$h = \frac{7600 (0.8 + \frac{420}{1400})}{36 + 5 * 1.007 * (1.07 - 0.2)} = 207 \text{ mm}$$

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

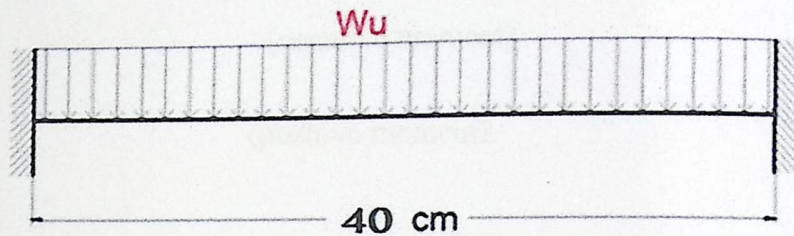
Take the slab thickness = 35 cm, 27 cm for concrete block, 8 cm, for topping.

Chapter 4 Structural Analysis & Design

4.4 Design of topping:

✓ Statically system for topping :

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



✓ Load calculations:

Dead load calculations:

Dead load from:	$\delta \times \gamma \times 1$	KN/m
Tiles	$0.03 \times 23 \times 1$	0.69
Mortar	$0.03 \times 22 \times 1$	0.66
Coarse sand	$0.07 \times 16 \times 1$	1.12
Topping	$0.08 \times 25 \times 1$	2
Interior partitions	1.5×1	1.5
	Σ	5.97

Live load :

$$L_L = 5 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow L_L = 5 \text{ KN/m}^2 \times 1 \text{ m} = 5 \text{ KN/m}$$

Factored load :

$$W_U = 1.2 \times 5.97 + 1.6 \times 5 = 15.164 \text{ KN/m.}$$

Chapter 4 Structural Analysis & Design

Check the strength condition for plain concrete, $\phi M_n \geq M_u$, where $\phi = 0.55$.

$$M_n = 0.42 \lambda \sqrt{f'_c} S_m \quad (\text{ACI 22.5.1, equation 22-2})$$

$$S_m = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{1000 \times 80}{6} = 1066666.67 \text{ mm}^2.$$

$$\phi M_n = 0.55 \times 1 \times \sqrt{28} \times 1066666.67 \times 10^{-6} = 3.1 \text{ KN.m}$$

$$M_u = \frac{w_u L^2}{12} = 0.202 \text{ KN.m} \quad (\text{negative moment}).$$

$$M_u = \frac{w_u L^2}{24} = 0.101 \text{ KN.m} \quad (\text{positive moment}).$$

$$\phi M_n \gg M_u = 0.202 \text{ KN.m}$$

No reinforcement is required by analysis. According ACI 10.5.4, provide $A_{s,\min}$ for slabs as shrinkage and temperature reinforcement.

$$\rho_{\text{shrinkage}} = 0.0018 \quad \text{ACI 7.12.2.1}$$

$$A_s = \rho \times b \times h_{\text{topping}} = 0.0018 \times 1000 \times 80 = 144 \text{ mm}^2/\text{m}.$$

Step (s) is the smallest of:

$$1. \quad 3h = 3 \times 80 = 240 \text{ mm.} \quad \text{control} \quad \text{ACI 10.5.4}$$

$$2. \quad 450 \text{ mm.}$$

$$3. \quad S = 380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2.5 C_c = 380 \left(\frac{280}{\frac{2}{3} \cdot 420} \right) - 2.5 \cdot 20 = 330 \text{ mm} \quad \text{but}$$

$$S \leq 300 \left(\frac{280}{f_s} \right) = 300 \left(\frac{280}{\frac{2}{3} \cdot 420} \right) = 300 \text{ mm} \quad \text{ACI 10.6.4}$$

Take $\phi 8 @ 200 \text{ mm}$ in both direction, $S = 200 \text{ mm} < S_{\max} = 240 \text{ mm} \dots \text{OK}$

Chapter 4 Structural Analysis & Design

4.5 Po. (R 6): Design of one way Rib slab.

❖ Requirements For Ribbed Slab Floor According to *ACI- (318-08)*.
 $b_w \geq 10\text{cm}$

.....ACI(8.13.2)

Select $b_w = 15\text{cm}$

$h \leq 3.5 * b_w$ ACI(8.13.2)

Select $h = 35\text{cm} < 3.5 * 15 = 52.5\text{cm}$

$t_f \geq L_n / 12 \geq 50\text{mm}$ ACI(8.13.6.1)

Select $t_f = 8\text{cm}$

❖ The effective flange width (b_e), according to ACI 8.12.2 is the smallest of:

- $b_e \leq \frac{L}{4} = \frac{5910}{4} = 1477.5\text{ mm}$ L , is the clear span of the rib.
- $b_e \leq b_w + 16h_f = 150 + 16 \times 80 = 1430\text{ mm}$.
- $b_e \leq$ center to center spacing between adjacent beams = 550 mm.

Control

✓ Statically system and Dimensions.

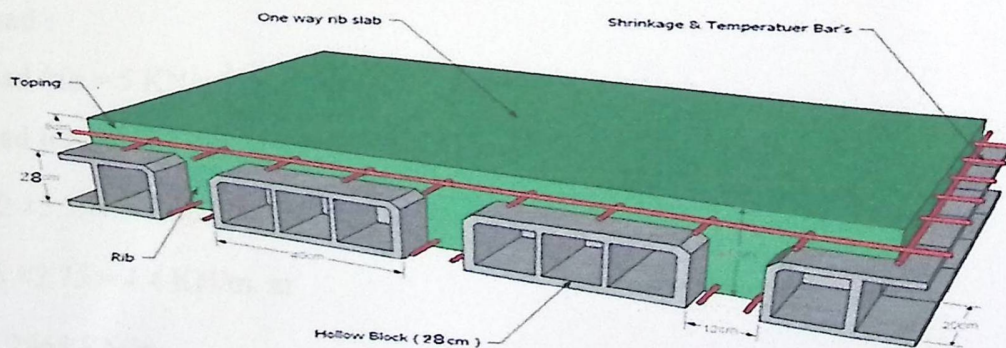


Fig 4.3: One way Rib slab (R 6).

Chapter 4 Structural Analysis & Design

✓ Load calculations:

Dead load calculations:

Dead load from:	$\delta \times \gamma \times b_e$	KN/m
Tiles	$0.03 \times 23 \times 0.55$	0.3795
Mortar	$0.03 \times 22 \times 0.55$	0.363
Coarse sand	$0.07 \times 16 \times 0.55$	0.616
Topping	$0.08 \times 25 \times 0.55$	1.1
Interior partitions	1.5×0.55	0.825
RC rib	$0.27 \times 25 \times 0.15$	1.0125
Hollow Block	$0.27 \times 10 \times 0.4$	1.08
Plaster	$0.03 \times 22 \times 0.55$	0.363
	Σ	5.739

Table(4-1) calculation of the Dead load for(R6)

Live load :

$$\text{Live load /rib} = 5 \text{ KN/m}^2 \times 0.55 \text{ m} = 2.75 \text{ KN/m.}$$

Factored load :

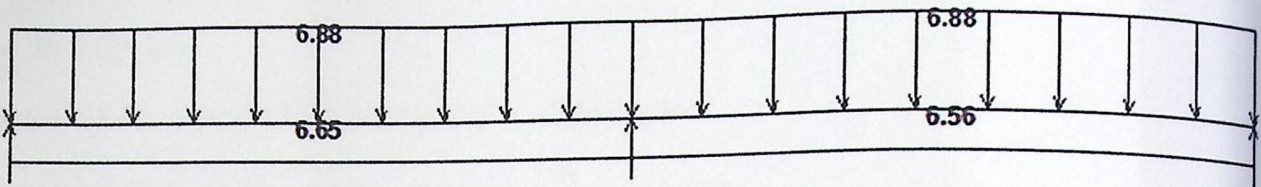
$$D_u = 1.2 \times 5.739 = 6.8868 \text{ KN/m.}$$

$$L_u = 1.6 \times 2.75 = 4.4 \text{ KN/m. m}$$

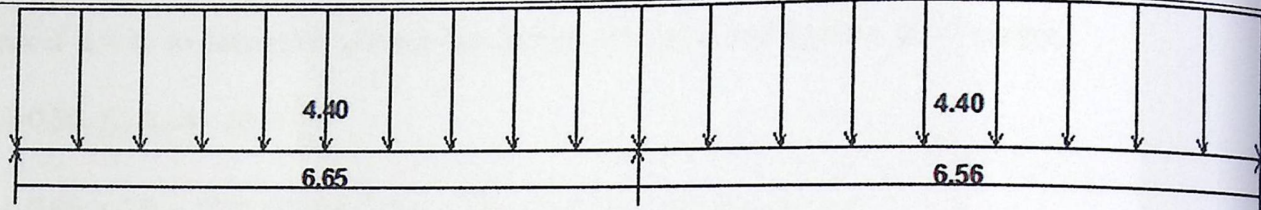
$$W_u = 11.2868 \text{ KN/m.}$$

Chapter 4 Structural Analysis & Design

Dead load factored



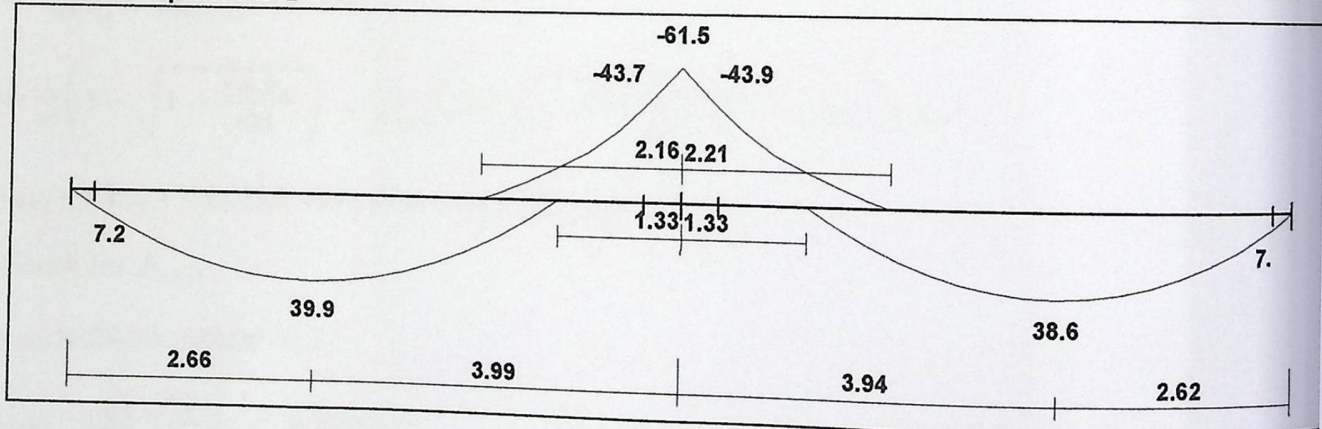
Live load factored



✓ Flexural Design for (R 6):

Moment for R1:

Moments: spans 1 to 2



Chapter 4 Structural Analysis & Design

Design of positive moment.

$$M_u = 39.9 \text{ KN.m.}$$

Assume bar diameter ϕ 12 for main positive reinforcement.

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

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

$$\begin{aligned} M_{nf} &= 0.85 \cdot f'_c \cdot b_e \cdot h_f \cdot \left(d - \frac{h_f}{2}\right) \\ &= 0.85 \times 28 \times 550 \times 80 \times \left(314 - \frac{80}{2}\right) \times 10^{-6} = 286.94 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$M_{nf} \gg \frac{M_u}{\phi} = 44.33 \text{ KN.m}$, the section will be designed as **rectangular section** with $b_e = b = 550 \text{ mm}$.

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{39.9 \times 10^6}{0.9 \times 550 \times 314^2} = 0.817 \text{ Mpa.}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 28} = 17.65$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{420}}\right) = \frac{1}{17.65} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 17.65 \times 0.817}{420}}\right) = 0.00198$$

$$A_{s,\text{req}} = \rho \cdot b \cdot d = 0.00198 \times 550 \times 314 = 341.946 \text{ mm}^2$$

*Check for $A_{s,\text{min}}$.

$A_{s,\text{min}}$ is the maximum of :-

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

$$1. A_{s,\text{min}} = 0.25 \frac{\sqrt{28}}{420} 150 \times 314 = 148.35 \text{ mm}^2$$

$$2. A_{s,\text{min}} = \frac{1.4}{420} 150 \times 314 = 157 \text{ mm}^2$$

Control

$$A_{s,\text{required}} = 341.946 \text{ mm}^2.$$

Use $2\phi 16$, $A_{s,\text{provided}} = 401.92 \text{ mm}^2 > A_{s,\text{required}} = 341.946 \text{ mm}^2$. **Ok**

Chapter 4 Structural Analysis & Design

$$S = \frac{150-40-20-(2*16)}{1} = 58 \text{ mm} > d_b = 16 > 25 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

Check for strain:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{401.92 \times 420}{0.85 \times 550 \times 28} = 12.9 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{12.9}{0.85} = 15.17 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \left(\frac{d-c}{c} \right) = 0.003 \left(\frac{314-15.17}{15.17} \right) = 0.06 > 0.005 \quad \text{Ok}$$

Design of Negative moment.

$$M_u = 43.9 \text{ KN.m.}$$

Assume bar diameter ϕ 12 for main positive reinforcement.

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

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{43.9 \times 10^6}{0.9 \times 150 \times 314^2} = 3.298 \text{ Mpa.}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 28} = 17.65$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{420}} \right) = \frac{1}{17.65} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 17.65 \times 3.298}{420}} \right) = 0.00849$$

$$A_{s,\text{req}} = \rho \cdot b \cdot d = 0.00849 \times 150 \times 314 = 399.88 \text{ mm}^2$$

*Check for $A_{s,\text{min}}$.

$A_{s,\text{min}}$ is the maximum of :-

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

$$3. A_{s,\text{min}} = 0.25 \frac{\sqrt{28}}{420} 150 \times 314 = 148.35 \text{ mm}^2$$

$$4. A_{s,\text{min}} = \frac{1.4}{420} 150 \times 314 = 157 \text{ mm}^2$$

Control

Chapter 4 Structural Analysis & Design

$$A_{s, \text{required}} = 399.88 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } 2 \text{ } \phi 16, A_{s, \text{provided}} = 401.92 \text{ mm}^2 > A_{s, \text{required}} = 399.88 \text{ mm}^2 \dots \text{Ok}$$

$$S = \frac{(150 - 40 - 20 - 2 \cdot 16)}{1} = 58 \text{ mm} > d_b = 16 > 25 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

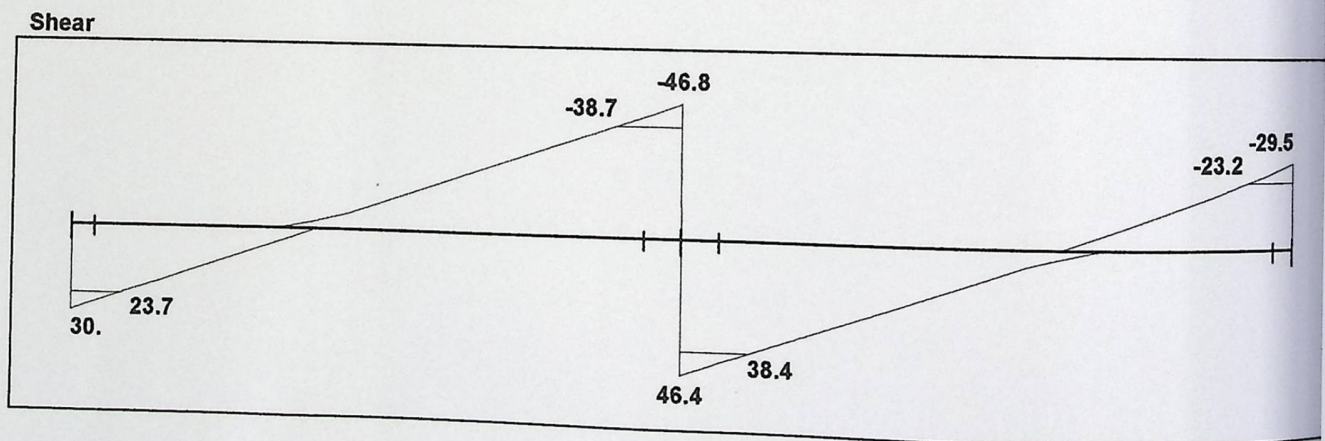
Check for strain:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{401.92 \times 420}{0.85 \times 150 \times 28} = 47.28 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{47.28}{0.85} = 55.62 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \left(\frac{d-c}{c} \right) = 0.003 \left(\frac{314 - 55.62}{55.62} \right) = 0.014 > 0.005 \quad \text{Ok}$$

✓ Shear Design for (R 6):



$$V_{u \text{ max}} = 38.7 \text{ KN}$$

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

$$V_c = \frac{1.1}{6} \lambda \sqrt{f'_c} b_w d = \frac{1.1}{6} \sqrt{28} \times 150 \times 314 \times 10^{-3} = 45.69 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = 0.75 \times 45.69 = 34.3 \text{ KN}$$

Chapter 4 Structural Analysis & Design

$$0.5 \phi V_c = 0.5 \times 0.75 \times 45.69 = 17.13 \text{ KN}$$

$$V_{s,\min} = \frac{1}{3} 150 \times 314 \times 10^{-3} = 15.7 \text{ KN}$$

$$V_{s,\min} = \frac{1}{16} \sqrt{28} \times 150 \times 314 \times 10^{-3} = 15.58 \text{ KN} \quad \text{Control}$$

$$\phi V_c < V_u < \phi (V_c + V_{s,\min})$$

Case (3) for shear Design : Minimum shear reinforcement

Use stirrups U-shape (2 leg stirrups) $\phi 10 A_v = 2 \times 78.5 = 157 \text{ mm}^2$.

$$S_{\max} \leq \frac{d}{2} \leq 600 \text{ mm} \qquad \frac{d}{2} = \frac{314}{2} = 157 \text{ mm} \quad \text{Control.}$$

$$S_{\text{req}} = \frac{3 A_v f_{yt}}{b_w} = \frac{157 \times 420 \times 3}{150} = 1318.8 \text{ mm} > S_{\max} \text{ take } S = S_{\max} = 150 \text{ mm}$$

$$S_{\text{req}} = \frac{16 A_v f_{yt}}{b_w \sqrt{f'_c}} = \frac{157 \times 420 \times 16}{150 \sqrt{28}} = 1329.22 \text{ mm} > S_{\max} \text{ take } S = S_{\max} = 150 \text{ mm}$$

Use 2-Leg $\phi 10 @ 150$ mm , and 2-Leg $\phi 10 @ 200$ mm in the middle space.

Chapter 4 Structural Analysis & Design

4.6 Pos. (B 12): Design of Beam.

✓ Dead load calculations:

Total dead load from R 5

Dead load from:	$\delta \times \gamma \times b_e$	KN/m
Tiles	$0.03 \times 23 \times 0.55$	0.3795
Mortar	$0.03 \times 22 \times 0.55$	0.363
Coarse sand	$0.07 \times 16 \times 0.55$	0.616
Topping	$0.08 \times 25 \times 0.55$	1.1
Interior partitions	1.5×0.55	0.825
RC rib	$0.27 \times 25 \times 0.15$	1.0125
Hollow Block	$0.27 \times 10 \times 0.4$	1.08
Plaster	$0.03 \times 22 \times 0.55$	0.363
	Σ	5.739

Table(4-2) calculation of the Dead load for(R5)

Dead load factored = $1.2 * 5.739 = 6.8868$ KN

Live Load = 5 KN/m²

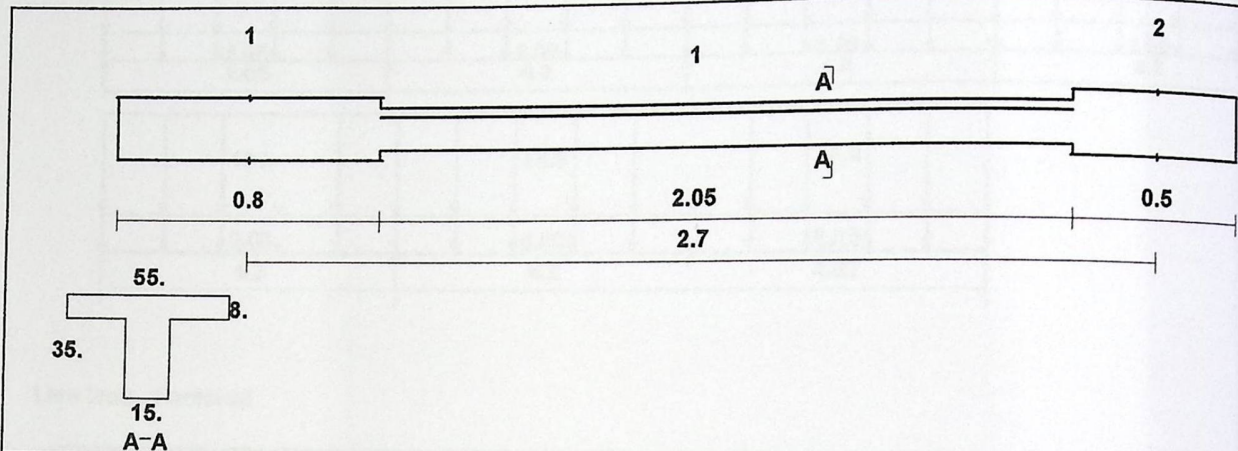
Live load /rib = 5 KN/m² \times 0.55 m = 2.75 KN/m.

Live load factored = $1.6 * 2.75 = 4.4$ KN/m



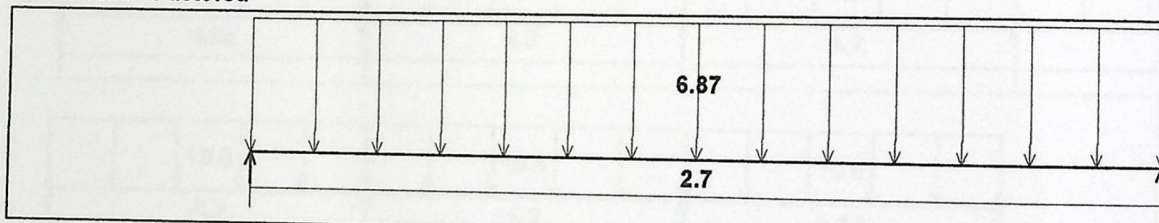
Chapter 4 Structural Analysis & Design

Statically system and Dimensions for R5 :

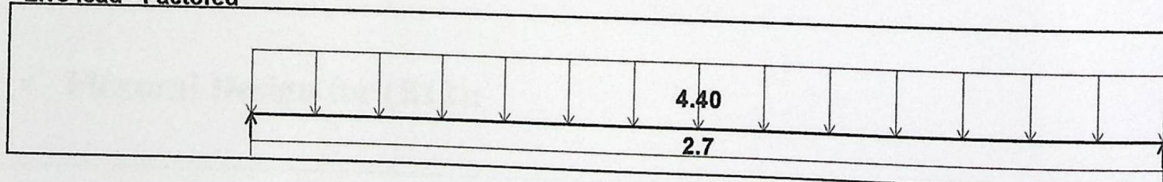


Dead load - Factored

Units: kN, meter



Live load - Factored



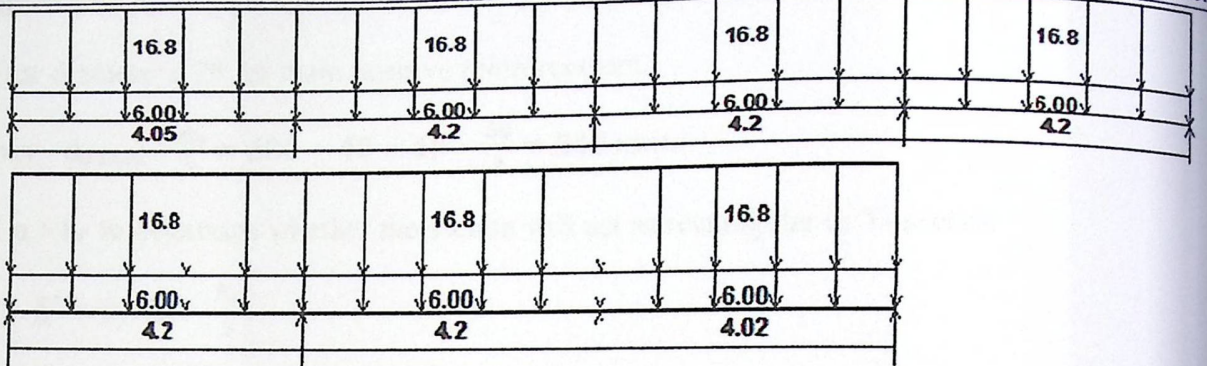
$$\text{Support reaction at beam 12 from R5 dead} = 6.87 \times 2.7 / 2 = 9.28 \text{ KN} = 16.87 \text{ KN/m}$$

$$\text{Support reaction at beam 12 from R5 live} = 4.40 \times 2.7 / 2 = 5.94 \text{ KN} = 10.88 \text{ KN/m}$$

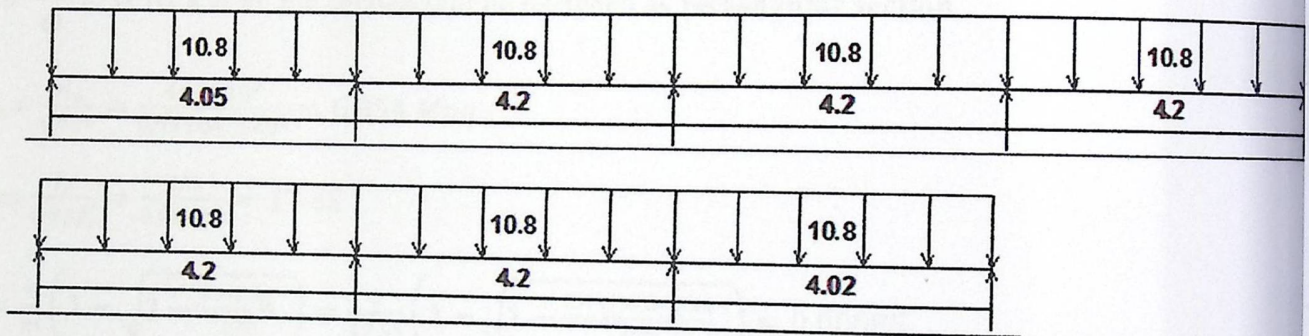
Chapter 4 Structural Analysis & Design

Dead load - Factored

Units: kN, meter



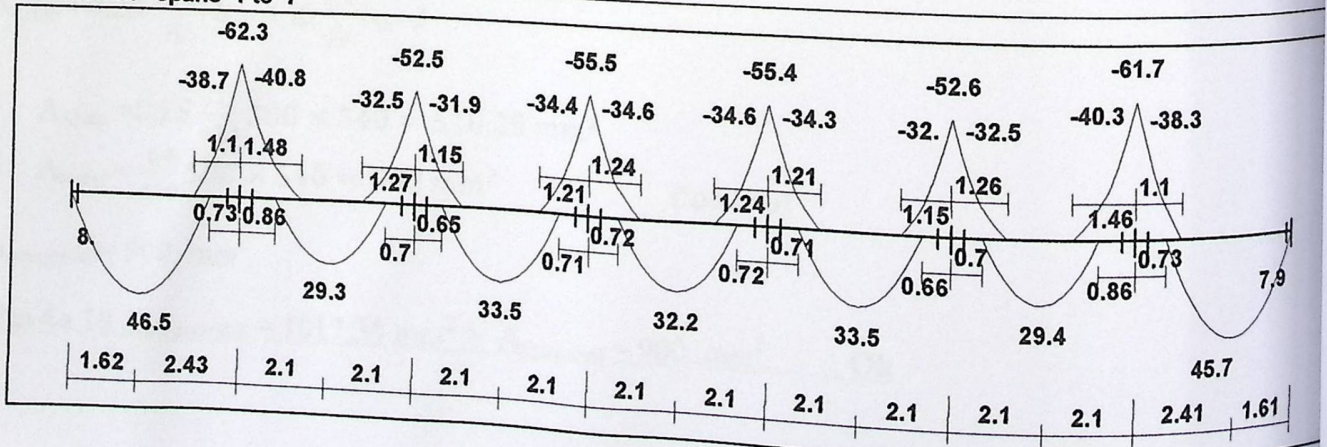
Live load - Factored



✓ Flexural Design for (B12):

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

Moments: spans 1 to 7



Chapter 4 Structural Analysis & Design

Design of positive moment for B12 :

Max positive moment = 46.5 KN/m

Assume bar diameter ϕ 20 for main positive reinforcement.

$$d = h - \text{cover} - d_{\text{stirrups}} - \frac{d_b}{2} = 600 - 40 - 10 - \frac{20}{2} = 540 \text{ mm.}$$

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

$$\begin{aligned} M_{nf} &= 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot h_f \cdot \left(d - \frac{h_f}{2}\right) \\ &= 0.85 \times 28 \times 500 \times 350 \times \left(540 - \frac{350}{2}\right) \times 10^{-6} = 286.94 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$M_{nf} \gg \frac{M_u}{\phi} = 51.67 \text{ KN.m}$, the section will be designed as **rectangular section**

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{46.5 \times 10^6}{0.9 \times 500 \times 540^2} = 0.354 \text{ Mpa.}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 28} = 17.65$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{420}}\right) = \frac{1}{17.65} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 17.65 \times 0.354}{420}}\right) = 0.00085$$

$$A_{s, \text{req}} = \rho \cdot b \cdot d = 0.00085 \times 500 \times 540 = 229.3 \text{ mm}^2$$

*Check for $A_{s, \text{min}}$.

$A_{s, \text{min}}$ is the maximum of :-

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

$$5 \quad A_{s, \text{min}} = 0.25 \frac{\sqrt{28}}{420} 300 \times 540 = 510.25 \text{ mm}^2$$

$$6 \quad A_{s, \text{min}} = \frac{1.4}{420} 500 \times 540 = 900 \text{ mm}^2$$

Control

$$A_{s, \text{required}} = 900 \text{ mm}^2.$$

Use $4\phi 18$, $A_{s, \text{provided}} = 1017.36 \text{ mm}^2 > A_{s, \text{required}} = 900 \text{ mm}^2$ **Ok**

Chapter 4 Structural Analysis & Design

$$S = \frac{300 - 80 - 20 - (4 \times 18)}{3} = 42.66 \text{ mm} > d_b = 18 > 25 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

Check for strain:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{1017.36 \times 420}{0.85 \times 500 \times 28} = 35.9 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{35.9}{0.85} = 42.24 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \left(\frac{d - c}{c} \right) = 0.003 \left(\frac{540 - 42.24}{42.24} \right) = 0.035 > 0.005 \quad \text{OK}$$

Design of Negative moment.

$$M_u = 40.8 \text{ KN.m.}$$

Assume bar diameter $\phi 20$ for main negative reinforcement.

$$d = h - \text{cover} - d_{\text{stirrups}} - \frac{d_b}{2} = 600 - 40 - 10 - \frac{20}{2} = 540 \text{ mm.}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{40.8 \times 10^6}{0.9 \times 300 \times 540^2} = 0.518 \text{ Mpa.}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 28} = 17.65$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{420}} \right) = \frac{1}{17.65} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 17.65 \times 0.518}{420}} \right) = 0.00124$$

$$A_{s, \text{req}} = \rho \cdot b \cdot d = 0.00124 \times 300 \times 540 = 202.02 \text{ mm}^2$$

Chapter 4 Structural Analysis & Design

*Check for $A_{s,min}$.

$A_{s,min}$ is the maximum of :-

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

$$7 \quad A_{s,min} = 0.25 \frac{\sqrt{28}}{420} 300 \times 540 = 510.25 \text{ mm}^2$$

$$8 \quad A_{s,min} = \frac{1.4}{420} 300 \times 540 = 900 \text{ mm}^2 \quad \text{Control}$$

$$A_{s,required} = 900 \text{ mm}^2.$$

Use 4 ϕ 18. $A_{s,provided} = 1017.36 \text{ mm}^2 > A_{s,required} = 900 \text{ mm}^2$. Ok

$$S = \frac{300 - 80 - 20 - 4 \cdot 18}{3} = 42.6 \text{ mm} > d_b = 18 > 25 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

Check for strain:

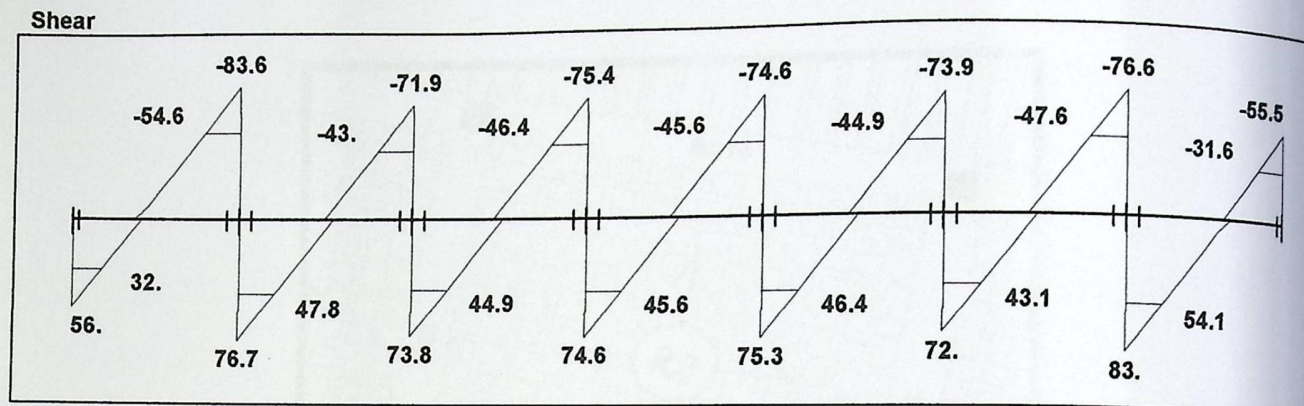
$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{1017.36 \times 420}{0.85 \times 500 \times 28} = 35.9 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{35.9}{0.85} = 42.24 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \left(\frac{d-c}{c} \right) = 0.003 \left(\frac{540-42.24}{42.24} \right) = 0.035 > 0.005$$

Chapter 4 Structural Analysis & Design

✓ Shear Design for (B12):



$$V_{u \max} = 54.6 \text{ KN}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \lambda \sqrt{f'_c} b_w d = \frac{1}{6} \sqrt{28} \times 300 \times 540 \times 10^{-3} = 142.87 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = 0.75 \times 142.87 = 107.1525 \text{ KN}$$

No shear reinforcement is required

Use (2 leg stirrups) $\phi 8 - 20 \text{ cm}$.

4.7 Pos. (R 2): Design of two way Rib slab.

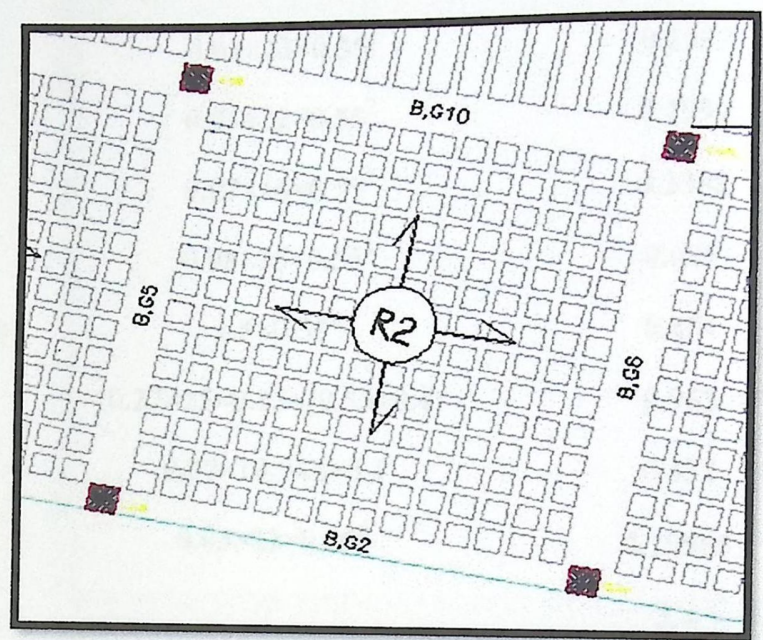
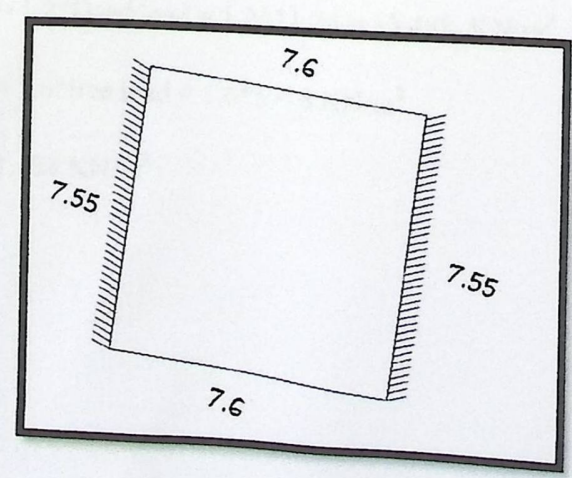


Fig. (4.4): Two way ribbed slab (R 2)

✓ Statically system and Dimensions.



Chapter 4 Structural Analysis & Design

✓ Load calculations:

Dead load calculations:

Dead load from:	$W = \gamma \times V$	KN
Tiles	$0.03 \times 23 \times 0.55^2$	0.2087
Mortar	$0.03 \times 22 \times 0.55^2$	0.1997
Coarse sand	$0.07 \times 16 \times 0.55^2$	0.3388
Topping	$0.08 \times 25 \times 0.55^2$	0.605
Interior partitions	1.5×0.55^2	0.454
RC rib	$0.27 \times 25 \times 0.15 \times (0.55 + 0.4)$	0.962
Hollow Block	$0.27 \times 10 \times 0.4 \times 0.4$	0.432
Plaster	$0.03 \times 22 \times 0.55^2$	0.19965
	Σ	3.4

Table (4.3) Calculation of two way dead load (R 2)

Nominal Total

$$DL = 3.4 / (0.55^2) = 11.24 \text{ KN/m}^2$$

Nominal Total live load = 5 KN/m²

Determination of factored dead & live load

Factored dead load = 1.2 * Dead load = 1.2 * 11.24 = 13.488 KN/m².

Factored Live load = 1.6 * live load = 1.6 * 5 = 8 KN/m².

$$W = 13.488 + 8 = 21.488 \text{ KN/m}^2$$

Chapter 4 Structural Analysis & Design

✓ Flexural Design for (R 2) :

Moments calculations :-

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

$$L_a/L_b = 7.55/7.6 = 0.993 = 1 \dots\dots\dots \text{Case 3}$$

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

*Negative moments :

$$C_{a,neg} (l_a/l_b=1) = 0$$

Short direction

$$M_{a-ve} = C_a * W * L_a^2 * b_{rib} = 0.00 \text{ KN.m/Rib}$$

Long direction

$$C_{b,neg} (l_a/l_b=1) = 0.076$$

$$M_{b-ve} = C_b * W * L_b^2 * b_{rib} = 0.076 * 21.488 * 7.6^2 * 0.55 = 51.88 \text{ KN.m/Rib}$$

*Positive moments :

Short direction

$$C_{a,D} (l_a/l_b=1) = 0.018$$

$$M_{a+ve,D} = C_a * W * L_a^2 * b_{rib} = 0.018 * 13.488 * 7.55^2 * 0.55 = 7.612 \text{ KN.m/Rib}$$

$$C_{a,L} (l_a/l_b=1) = 0.027$$

$$M_{a+ve,L} = C_a * W * L_a^2 * b_{rib} = 0.027 * 8 * 7.55^2 * 0.55 = 6.77 \text{ KN.m/Rib}$$

$$M_{a+ve} = M_{a+ve,L} + M_{a+ve,D} = 14.38 \text{ KN.m/Rib}$$

Chapter 4 Structural Analysis & Design

long direction

$$C_{b,D}(l_r/l_b=1) = 0.027$$

$$M_{b+ve,D} = C_b * W * L_b^2 * b_{rib} = 0.027 * 13.488 * 7.6^2 * 0.55 = 11.57 \text{ KN.m/Rib}$$

$$C_{b,L}(l_r/l_b=1) = 0.032$$

$$M_{b+ve,L} = C_b * W * L_b^2 * b_{rib} = 0.032 * 8 * 7.6^2 * 0.55 = 8.132 \text{ KN.m/Rib}$$

$$M_{b+ve} = M_{b+ve,L} + M_{b+ve,D} = 19.7 \text{ KN.m/Rib}$$

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

$$M_{c.neg} = \frac{14.38}{3} = 4.793 \text{ KN.m/Rib}$$

Select 2 ϕ 10 /rib

Design for Negative and Positive moment:

** Short direction*

$$d = 350 - 20 - 10 - \frac{16}{2} = 312 \text{ mm}$$

Positive Moment:

Midspan: ($M_u = +14.38 \text{ KN.m/Rib}$)

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{14.38 \times 10^6}{0.9 \times 550 \times 312^2} = 0.3 \text{ Mpa.}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 28} = 17.65$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{420}} \right) = \frac{1}{17.65} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 17.65 \times 0.3}{420}} \right) = 0.00072$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0.00072 \times 550 \times 312 = 123.55 \text{ mm}^2.$$

Chapter 4 Structural Analysis & Design

Check for $A_{s,min}$.

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

$$A_{s,min} = 0.25 \frac{\sqrt{28}}{420} 150 \times 312 = 147.4 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = \frac{1.4}{420} 150 \times 312 = 156 \text{ mm}^2 \quad \text{Control.}$$

$$A_{s,required} = 156 \text{ mm}^2.$$

Use 2 \emptyset 10 Bottom, $A_{s,provided} = 157 \text{ mm}^2 > A_{s,required} = 156 \text{ mm}^2$ Ok

Check spacing :

$$S = \frac{150 - 40 - 20 - (2 \times 10)}{1} = 70 \text{ mm} > d_b = 10 > 25 \quad OK$$

Check for strain:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{157 \times 420}{0.85 \times 550 \times 28} = 5.04 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{5.04}{0.85} = 6 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \left(\frac{d-c}{c} \right) = 0.003 \left(\frac{312-6}{6} \right) = 0.153 > 0.005 \quad Ok$$

** Long direction*

$$d = 350 - 20 - 10 - \frac{16}{2} = 312 \text{ mm}$$

Positive Moment:

Midspan: ($M_u = +19.7 \text{ KN.m/Rib}$)

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{19.7 \times 10^6}{0.9 \times 550 \times 312^2} = 0.4 \text{ Mpa.}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 28} = 17.65$$

Chapter 4 Structural Analysis & Design

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{420}} \right) = \frac{1}{17.65} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 17.65 \times 0.4}{420}} \right) = 0.00096$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0.00096 \times 550 \times 312 = 164.825 \text{ mm}^2. \quad \text{Control.}$$

Check for $A_{s,\min}$.

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

$$A_{s,\min} = 0.25 \frac{\sqrt{28}}{420} 150 \times 312 = 147.4 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,\min} = \frac{1.4}{420} 150 \times 312 = 156 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,\text{required}} = 164.825 \text{ mm}^2.$$

Use 2 ϕ 12 **Bottom**, $A_{s,\text{provided}} = 226.08 \text{ mm}^2 > A_{s,\text{required}} = 164.825 \text{ mm}^2$. Ok

Check spacing :

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

Check for strain:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{226.08 \times 420}{0.85 \times 550 \times 28} = 7.25 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{7.25}{0.85} = 8.53 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \left(\frac{d-c}{c} \right) = 0.003 \left(\frac{312-8.53}{8.53} \right) = .106 > 0.005 \quad \text{Ok}$$

Chapter 4 Structural Analysis & Design

Negative Moment :

Continuous edge : ($M_u = - 51.88 \text{KN.m/Rib}$)

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{51.88 \times 10^6}{0.9 \times 150 \times 312^2} = 3.95 \text{ Mpa.}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 28} = 17.65$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{420}} \right) = \frac{1}{17.65} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 17.65 \times 3.95}{420}} \right) = 0.01$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0.01 \times 150 \times 312 = 468 \text{ mm}^2. \quad \text{Control.}$$

Check for $A_{s,\min}$.

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

$$A_{s,\min} = 0.25 \frac{\sqrt{28}}{420} 150 \times 312 = 147.4 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,\min} = \frac{1.4}{420} 150 \times 312 = 156 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,\text{required}} = 468 \text{ mm}^2.$$

Use 2 ϕ 18 Top. $A_{s,\text{provided}} = 508.68 \text{ mm}^2 > A_{s,\text{required}} = 468 \text{ mm}^2$. Ok

Check spacing :

$$S = \frac{150 - 40 - 20 - (2 \times 18)}{1} = 54 \text{ mm} > d_b = 18 > 25 \quad \text{OK}$$

Chapter 4 Structural Analysis & Design

Check for strain:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{508.68 \times 420}{0.85 \times 150 \times 28} = 59.85 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{59.85}{0.85} = 70.4 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \left(\frac{d-c}{c} \right) = 0.003 \left(\frac{312-70.4}{70.4} \right) = 0.01 > 0.005 \quad 0k$$

✓ Shear Design for (R 2):

$$W_a (l_a/l_b=0.99=1) = 0.17$$

- The total load on the panel being ($7.6 \times 7.55 \times 21.488 = 1232.98 \text{ KN}$)
- The load per rib at face of the long beam is ($0.17 \times 1232.98 \times 0.55 / (2 \times 7.6) = 7.5844 \text{ KN}$)

$$V_{ud} = 7.5844 - 21.448 \times 0.55 \times 0.285 = 4.22 \text{ KN}$$

$$V_c = \frac{1.1}{6} \lambda \sqrt{f'_c} b_w d = \frac{1.1}{6} \sqrt{28} \times 150 \times 312 \times 10^{-3} = 45.4 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = 0.75 \times 45.4 = 34.05 \text{ KN}$$

$$V_{ud} < \phi V_c.$$

No shear reinforcement is required

4.8 Pos. (S38) : Comparison Bet thickness of one way solid slab and Two solid slab.

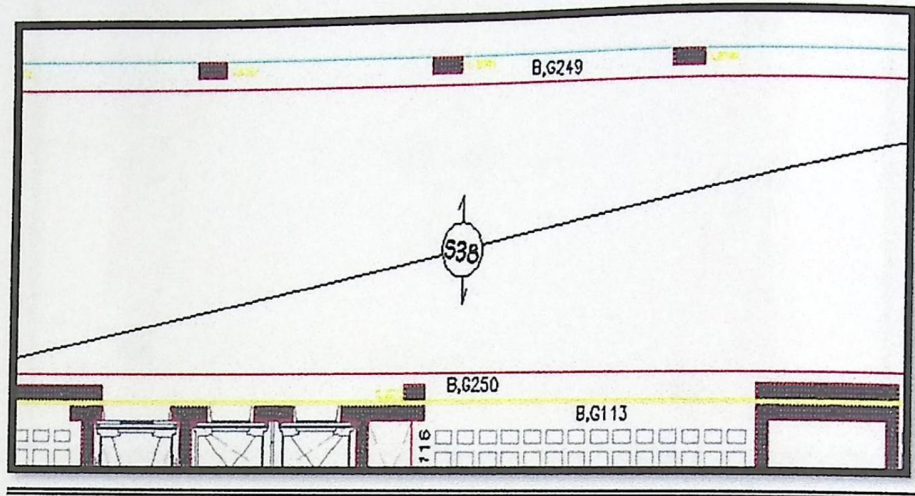
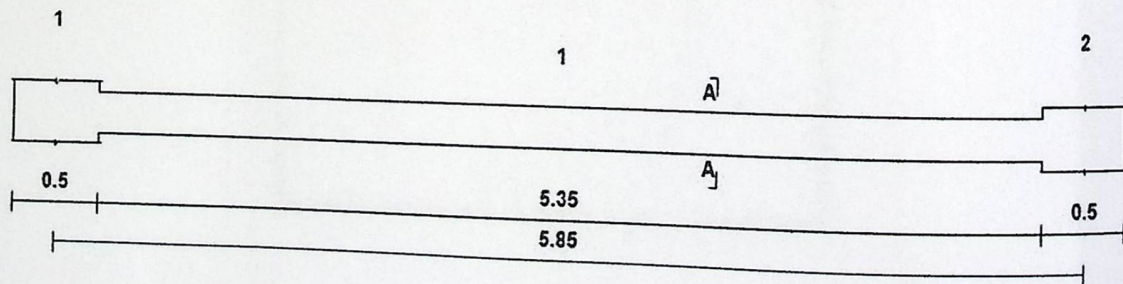


Figure 4.5 : One way solid slab (S38)

*Check Thickness of one way solid slab:

✓ Statically system for (S38) :



The minimum required thickness is:

$$\frac{L}{20} = \frac{5850}{20} = 292.5 \text{ mm}$$

for simply supported.

Select $h_{min} = 350\text{mm}$

Chapter 4 Structural Analysis & Design

*Check Thickness of two way solid slab:

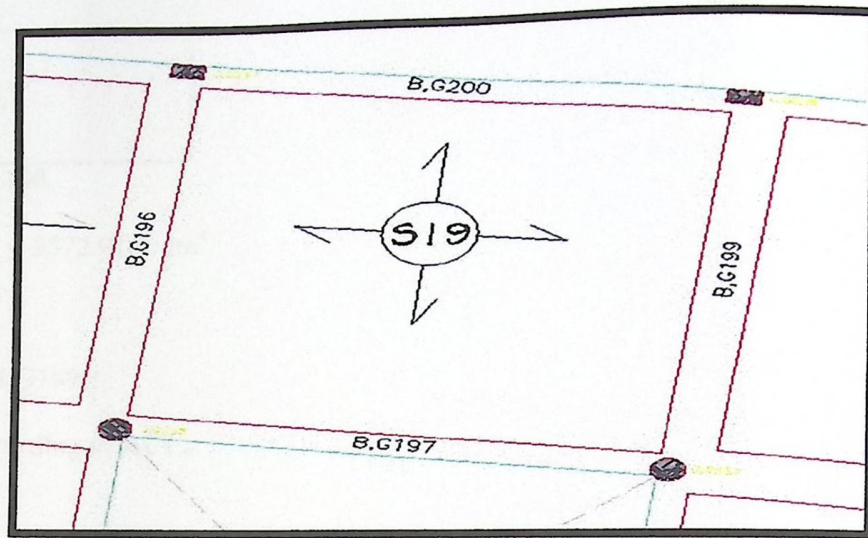
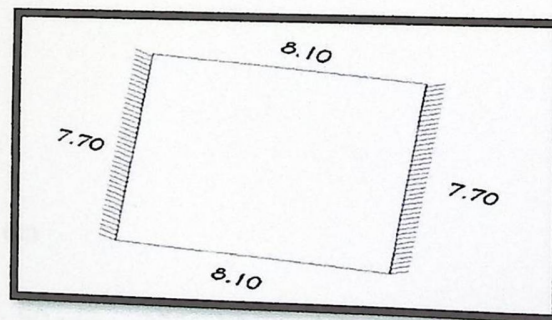


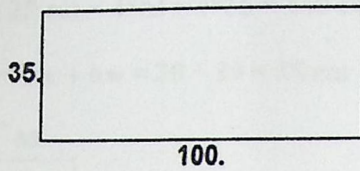
Fig 4.6: Two way solid slab (S19)

✓ Statically system for (S19) :



Chapter 4 Structural Analysis & Design

solid slab :



$$I_s = 0.35^3 / 12 = 3572.9166 \text{ cm}^4$$

T Beam (B,G196 / B,G199):

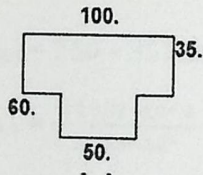
Section of beam according to ACI :

$$b_{eff} < 8t_f + b_w$$

$$< 8 \cdot 35 + 50 = 330$$

$$b_{eff} < 2h_w + b_w$$

$$< 2 \cdot 25 + 50 = 100 \quad \text{control}$$



$$Y_c = \frac{35 \cdot 100 \cdot 17.5 + 25 \cdot 50 \cdot 47.5}{100 \cdot 35 + 25 \cdot 50} = 25.4 \text{ cm}$$

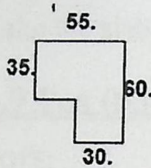
$$I_b = 100 \cdot \frac{35^3}{12} + 100 \cdot 35 \cdot 7.9^2 + 50 \cdot \frac{25^3}{12} + 50 \cdot 25 \cdot 22.1^2 = 125.2 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

Chapter 4 Structural Analysis & Design

L Beam (B,G197,G200) :

$$hw = 25 \text{ cm} < 4*hf = 4*35 = 140 \text{ cm}$$

$$B_{eff} = bw + hw = 30 + 25 = 55 \text{ cm}$$



$$Y_c = \frac{55*35*17.5 + 30*25*47.5}{55*35 + 25*30} = 25.9 \text{ cm}$$

$$I_b = 55 * \frac{35^3}{12} + 55 * 35 * 8.4^2 + 30 * \frac{25^3}{12} + 30 * 25 * 21.6^2 = 72.132 * 10^4 \text{ cm}^4$$

External:

$$I_{S1} = 410 * 3572.9166 = 146.5 * 10^4 \text{ cm}^4$$

$$I_{S2} = 410 * 3572.9166 = 146.5 * 10^4 \text{ cm}^4$$

Internal :

$$I_{S3} = 860 * 3572.9166 = 307.27 * 10^4 \text{ cm}^4$$

$$I_{S4} = 750 * 3572.9166 = 267.968 * 10^4 \text{ cm}^4$$

$$\alpha_1 = \frac{72.132 * 10^4}{146.5 * 10^4} = 0.50$$

$$\alpha_2 = \frac{72.132 * 10^4}{146.5 * 10^4} = 0.50$$

$$\alpha_3 = \frac{125.2 * 10^4}{307.27 * 10^4} = 0.4$$

$$\alpha_4 = \frac{125.2 * 10^4}{267.96 * 10^4} = 0.46$$

$$\alpha_{fm} = \frac{\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3 + \alpha_4}{4} = 0.465$$

$$\beta = \frac{8.1}{7.7} = 1.05$$

$$0.2 < \alpha_{fm} < 2$$

Chapter 4 Structural Analysis & Design

$$h = \frac{8100 \left(0.8 + \frac{420}{1400}\right)}{36 + 5 \times 1.05 \times (0.465 - 0.2)} = 238.29 \text{ mm}$$

The thickness of two way solid slab is smaller than in one way solid slab SO..

Take the slab thickness = 35 cm

4.9 Pos (S38): Design of one way solid slab.

NOTE:

- ✓ *B350.... $f_c' = 28 \text{ N/mm}^2 \text{ (MPa)}$
- ✓ The specified yield strength of the reinforcement $\{f_y = 420 \text{ N/mm}^2 \text{ (MPa)}\}$
- ✓ Live Load (LL) = 5 KN/m^2

✓ **Load calculations:**

Dead load calculations:

Dead load from:	$\delta \times \gamma$	KN/m
Tiles	$0.03 \times 23 \times 1$	0.69
Mortar	$0.03 \times 22 \times 1$	0.66
Coarse sand	$0.07 \times 16 \times 1$	1.12
Interior partitions	1.5×1	1.5
Slab	$0.35 \times 25 \times 1$	8.75
Plaster	$0.03 \times 22 \times 1$	0.66
	Σ	13.38

Table(4-4) calculation of the one way solid Dead load for(S38)

Dead load :

Dead load = 13.38 KN/m^2 .

Live load :

Live load = 5 KN/m^2 .

Chapter 4 Structural Analysis & Design

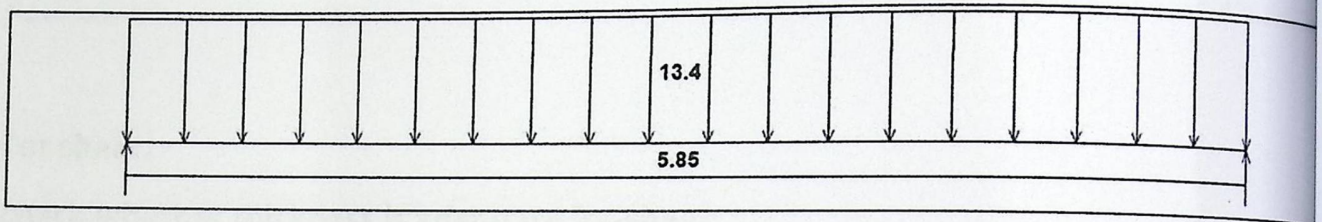
Factored load :

$$D_u = 1.2 \times 13.38 = 16.056 \text{ KN/m.}$$

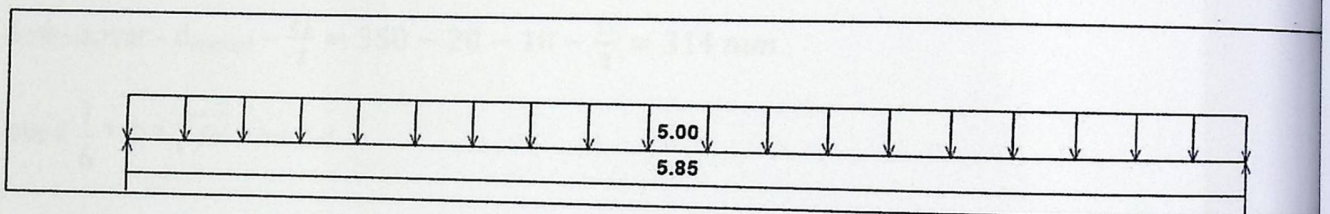
$$L_u = 1.6 \times 5 = 8 \text{ KN/m.}$$

$$W_u = 24.056 \text{ KN/m.}$$

Dead load service

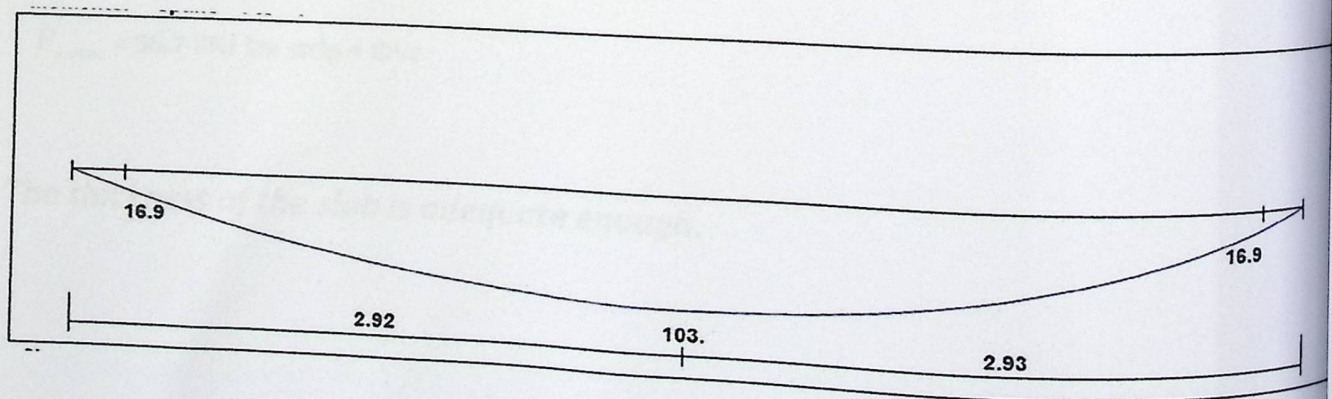


Live load service



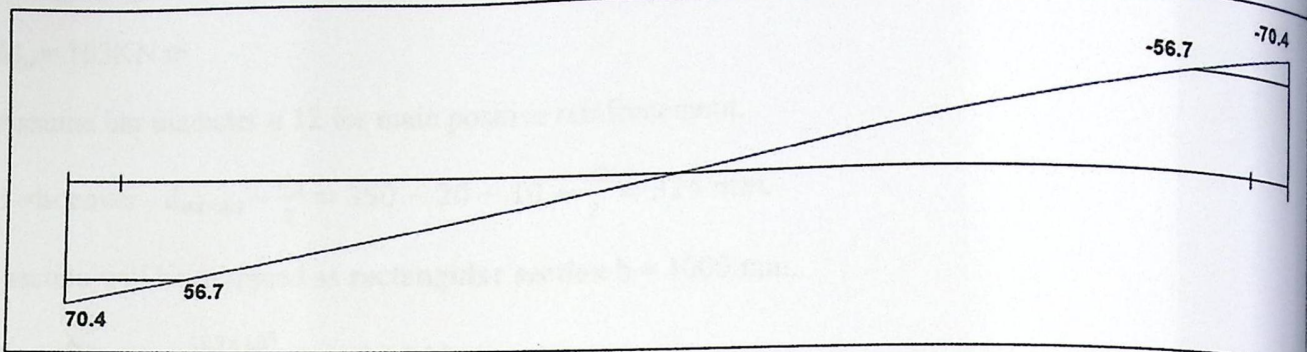
✓ Flexural Design for (S38):

Moment for S38:



Chapter 4 Structural Analysis & Design

Shear for S38:



✓ For shear:

check whether thickness is adequate for shear:

$$V_{u,\max} = 56.7 \text{ KN/ 1m strip}$$

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

$$\Phi V_c = \frac{1}{6} * \Phi * \sqrt{f_c'} * b_w * d$$

$$= \frac{1}{6} * 0.75 * \sqrt{28} * 1000 * 314 = 207.7 \text{ KN / 1 m strip}$$

$$\frac{1}{2} \Phi V_c = \frac{207.6}{2} = 103.8 \text{ KN/1m strip}$$

$$V_{u,\max} = 56.7 \text{ KN/ 1m strip} < \Phi V_c$$

The thickness of the slab is adequate enough.

Chapter 4 Structural Analysis & Design

Design of positive moment.

$$M_u = 103 \text{ KN.m.}$$

Assume bar diameter $\phi 12$ for main positive reinforcement.

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

the section will be designed as **rectangular section** $b = 1000 \text{ mm}$.

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{103 \times 10^6}{0.9 \times 1000 \times 314^2} = 1.16 \text{ Mpa.}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 28} = 17.65$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{420}} \right) = \frac{1}{17.65} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 17.65 \times 1.16}{420}} \right) = 0.002833$$

$$A_{s,\text{req}} = \rho \cdot b \cdot d = 0.002833 \times 1000 \times 314 = 889.5 \text{ mm}^2/\text{m} \quad \text{Control}$$

*Check for $A_{s,\text{min}}$.

$$A_{s,\text{min}} = 0.0018 \times 1000 \times 350 = 630 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,\text{required}} = 889.5 \text{ mm}^2/\text{m}.$$

Use $\phi 12/10 \text{ cm}$, $A_{s,\text{provided}} = 1130.4 \text{ mm}^2/\text{m} > A_{s,\text{required}} = 889.5 \text{ mm}^2/\text{m}$. **Ok**

step (s) is the smallest of :-

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

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

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

$$\leq 3 * h = 3 * 350 = 1050 \text{ m}$$

$$\leq 450 \text{ mm.}$$

Use $\phi 12 @ 10 \text{ cm C/C}$ in main directions.

Chapter 4 Structural Analysis & Design

(Temperature and Shrinkage) :

$$\rightarrow \rho = 0.0018$$

$$A_s \text{ min} = \rho_{\text{min}} * b * h = 0.0018 * 1000 * 350 = 630 \text{ mm}^2 \quad (\text{control})$$

Use $\Phi 10 @ 120 \text{ mm}$

step (s) is the smallest of :-

$$\leq 5 * h = 5 * 300 = 1500 \text{ mm}$$

$$\leq 450 \text{ mm.} \quad (\text{control})$$

- Check for strain:

Tension = Compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f_c' * b * a$$

$$1130.4 * 420 = 0.85 * 28 * 1000 * a$$

$$a = 19.948 \text{ m}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{19.948}{0.85} = 23.468 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{314 - 23.468}{23.468} * 0.003$$

$$\epsilon_s = 0.037 > 0.005 \rightarrow \text{ok}$$

Chapter 4 Structural Analysis & Design

4.10 Pos. (S19): Design of two way solid slab.

Dead load calculations:

For 1m strip

Dead load from:	$\delta \times \gamma$	KN/m
Tiles	$0.03 \times 23 \times 1$	0.69
Mortar	$0.03 \times 22 \times 1$	0.66
Coarse sand	$0.07 \times 16 \times 1$	1.12
Interior partitions	1.5×1	1.5
Slab	$0.35 \times 25 \times 1$	8.75
Plaster	$0.03 \times 22 \times 1$	0.66
	Σ	13.38

Table(4-4) calculation of the Dead load solid for(S19)

Dead load :

Dead load = 13.38 KN/m^2 .

Live load :

Live load = 5 KN/m^2 .

Determination of factored dead & live load

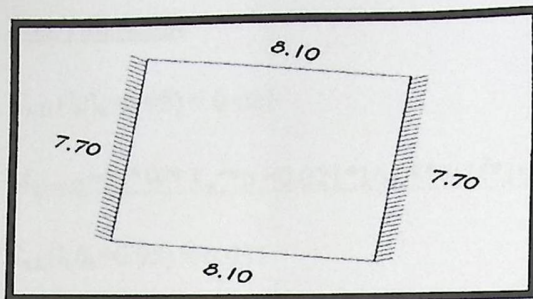
Factored dead load = $1.2 \times \text{Dead load} = 1.2 \times 13.38 = 16.056 \text{ KN/m}^2$.

Factored Live load = $1.6 \times \text{live load} = 1.6 \times 5 = 8 \text{ KN/m}^2$.

$W = 16.056 + 8 = 24.056 \text{ KN/m}^2$

Chapter 4 Structural Analysis & Design

Statically system for S19



✓ Flexural Design for (S19) :

Moments calculations :-

$$M_a = C_a w l_a^2 b \quad \text{and} \quad M_b = C_b w l_b^2 b$$

$$L_a/L_b = 7.7/8.1 = 0.95 \dots\dots\dots \text{Case 3}$$

*Negative moments :

Short direction

$$C_{a,neg}(l_a/l_b=0.95) = 0$$

$$M_{a,ve} = C_a * W * L_a^2 * b = 0.00 \text{ KN.m}$$

Long direction

$$C_{b,neg}(l_a/l_b=0.95) = 0.072$$

$$M_{b,ve} = C_b * W * L_b^2 * b = 0.072 * 24.08 * 8.1^2 * 1 = 113.657 \text{ kN.m}$$

Chapter 4 Structural Analysis & Design

Positive moments :

Short direction

$$C_{a,D}(I_a/I_b=0.95) = 0.021$$

$$M_{a+ve,D} = C_a * W * L_a^2 * b = 0.021 * 16.08 * 7.7^2 * 1 = 20.02 \text{ KN.m}$$

$$C_{a,L}(I_a/I_b=0.95) = 0.031$$

$$M_{a+ve,L} = C_a * W * L_a^2 * b = 0.031 * 8 * 7.7^2 * 1 = 14.7 \text{ KN.m}$$

$$M_{a+ve} = M_{a+ve,L} + M_{a+ve,D} = 34.724 \text{ KN.m}$$

Long direction

$$C_{b,D}(I_a/I_b=0.95) = 0.025$$

$$M_{b+ve,D} = C_b * W * L_b^2 * b = 0.025 * 16.08 * 8.1^2 * 1 = 26.375 \text{ KN.m}$$

$$C_{b,L}(I_a/I_b=0.95) = 0.029$$

$$M_{b+ve,L} = C_b * W * L_b^2 * b = 0.029 * 8 * 8.1^2 * 1 = 15.2215 \text{ KN.m}$$

$$M_{b+ve} = M_{b+ve,L} + M_{b+ve,D} = 41.6 \text{ KN.m}$$

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

$$M_{c,neg} = \frac{34.724}{3} = 11.6 \text{ KN.m}$$

Select \varnothing 10/10 cm

Chapter 4 Structural Analysis & Design

Design for Negative and Positive moment:

* Short direction $l = 7.70$

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

Positive Moment:

Midspan: ($M_u = +34.724 \text{ KN.m}$)

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{34.724 \times 10^6}{0.9 \times 1000 \times 314^2} = 0.39 \text{ Mpa.}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 28} = 17.65$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{420}} \right) = \frac{1}{17.65} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 17.65 \times 0.39}{420}} \right) = 0.000936$$

$$A_n = \rho \cdot b \cdot d = 0.000936 \times 1000 \times 314 = 293.9 \text{ mm}^2 / \text{m.}$$

Check for $A_{n,\text{min}}$.

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

$$A_{s,\text{required}} = 630 \text{ mm}^2.$$

Use $\phi 12/15 \text{ cm Bottom}$, $A_{s,\text{provided}} = 754 \text{ mm}^2 / \text{m} > A_{s,\text{required}} = 630 \text{ mm}^2 / \text{m}$. Ok

Chapter 4 Structural Analysis & Design

- Check for strain:

Tension = Compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f_c' * b * a$$

$$754 * 420 = 0.85 * 28 * 1000 * a$$

$$a = 13.3m$$

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

$$\epsilon_s = \frac{314 - 15.65}{15.65} * 0.003$$

$$\epsilon_s = 0.057 > 0.005 \longrightarrow ok$$

* long direction $l = 8.10$

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

Positive Moment:

Midspan: ($M_u = +41.6$ KN.m)

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{41.6 \times 10^6}{0.9 \times 1000 \times 314^2} = 0.469 \text{ Mpa.}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{420}} \right) = \frac{1}{17.65} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 17.65 \times 0.469}{420}} \right) = 0.001127$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0.001127 \times 1000 \times 314 = 354 \text{ mm}^2 / \text{m.}$$

Check for $A_{s,\text{min}}$.

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

$$A_{s,\text{required}} = 630 \text{ mm}^2.$$

Use $\phi 12/15$ cm **Bottom**. $A_{s,\text{provided}} = 754 \text{ mm}^2 > A_{s,\text{required}} = 630 \text{ mm}^2$. Ok

Chapter 4 Structural Analysis & Design

- Check for strain:

Tension = Compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f_c' * b * a$$

$$754 * 420 = 0.85 * 28 * 1000 * a$$

$$a = 13.3m$$

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

$$\epsilon_s = \frac{314 - 15.65}{15.65} * 0.003$$

$$\epsilon_s = 0.057 > 0.005 \longrightarrow ok$$

Negative Moment:

Midspan: ($M_u = -113.657$ KN.m)

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{113.657 \times 10^6}{0.9 \times 1000 \times 314^2} = 1.28 \text{ Mpa.}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{420}} \right) = \frac{1}{17.65} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 17.65 \times 1.28}{420}} \right) = 0.00314$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0.00314 \times 1000 \times 314 = 985.96 \text{ mm}^2 / m.$$

Check for $A_{s,min}$.

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

$$A_{s,required} = 985.96 \text{ mm}^2.$$

Use ϕ 14/ 15 cm TOP. $A_{s,provided} = 1025.73 \text{ mm}^2 > A_{s,required} = 985.96 \text{ mm}^2$. Ok

Chapter 4 Structural Analysis & Design

- Check for strain:

Tension = Compression

$$A_s \cdot f_y = 0.85 \cdot f_c' \cdot b \cdot a$$

$$1025.73 \cdot 420 = 0.85 \cdot 28 \cdot 1000 \cdot a$$

$$a = 18.1 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{18.13}{0.85} = 21.329 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = \frac{314 - 21.329}{21.329} \cdot 0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.041 > 0.005 \longrightarrow \text{ok}$$

✓ Shear Design for (S19):

$$W_a (l_a/l_b=0.95) = 0.20$$

- The total load on the panel being ($8.1 \times 7.7 \times 24.06 = 1500.622 \text{ KN}$)
- The load at face of the long beam is ($0.20 \times 1500.622 \times 1 / (2 \times 7.7) = 19.5 \text{ KN}$)

$$V_{ud} = 19.5 - 24.060 \times 0.285 = 12.643 \text{ KN}$$

$$V_c = \frac{1.1}{6} \lambda \sqrt{f_c'} b_w d = \frac{1.1}{6} \sqrt{28} \times 1000 \times 314 \times 10^{-3} = 304.614 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = 0.75 \times 304.614 = 228.5 \text{ KN}$$

$$V_{ud} < \phi V_c.$$

No shear reinforcement is required

Chapter 4 Structural Analysis & Design

- Check for strain:

Tension = Compression

$$A_s \cdot f_y = 0.85 \cdot f_c' \cdot b \cdot a$$

$$1025.73 \cdot 420 = 0.85 \cdot 28 \cdot 1000 \cdot a$$

$$a = 18.1 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{18.13}{0.85} = 21.329 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = \frac{314 - 21.329}{21.329} \cdot 0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.041 > 0.005 \longrightarrow \text{ok}$$

✓ Shear Design for (S19):

$$W_a (l_a/l_b=0.95) = 0.20$$

- The total load on the panel being ($8.1 \times 7.7 \times 24.06 = 1500.622 \text{ KN}$)
- The load at face of the long beam is ($0.20 \times 1500.622 \times 1 / (2 \times 7.7) = 19.5 \text{ KN}$)

$$V_{ud} = 19.5 - 24.060 \times 0.285 = 12.643 \text{ KN}$$

$$V_c = \frac{1.1}{6} \lambda \sqrt{f_c'} b_w d = \frac{1.1}{6} \sqrt{28} \times 1000 \times 314 \times 10^{-3} = 304.614 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = 0.75 \times 304.614 = 228.5 \text{ KN}$$

$$V_{ud} < \phi V_c.$$

No shear reinforcement is required

Chapter 4 Structural Analysis & Design

4.11 Pos. (C,S222): Design of column.

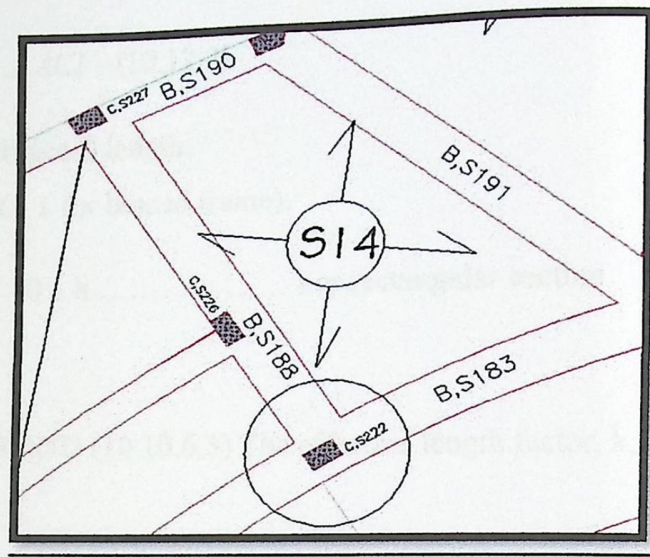
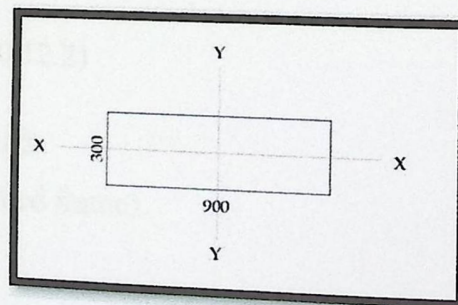


Fig (4.7) Place of column (C,S222)

Column	Column Dimensions	f_c'	f_y
Col. 222	90cm*30cm	28 Mpa	420Mpa



C,S 222:

DL= 582

LL= 197

Pu = 1013.6

Chapter 4 Structural Analysis & Design

- In 0.90 m-Direction (about Y axis)

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

Lu: Actual unsupported (unbraced) length.

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

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

$$Lu = 4.8 \text{ m}$$

$$M1/M2 = 1$$

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

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

$$\frac{1 \times 4.8}{0.3 \times 0.90} = 17.78 < 22$$

∴ short Column in 0.90 m: direction

- In 0.3 m-Direction (about X axis)

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

Lu: Actual unsupported (unbraced) length.

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

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

$$Lu = 4.8 \text{ m}$$

$$M1/M2 = 1$$

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

Chapter 4 Structural Analysis & Design

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

$$\frac{1 \times 4.8}{0.3 \times 0.3} = 53.33 > 22$$

\therefore long Column in 0.3m:direction

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

$$E_c = 4700 \sqrt{f_c'} = 4700 \times \sqrt{28} = 24870.06 \text{ Mpa}$$

$$\beta_d = \frac{1.2DL}{Pu} = \frac{1.2 * (582)}{1013.6} = .69 < 1$$

$$I_g = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0.90 \times 0.3^3}{12} = 0.002025 \text{ m}^4$$

$$EI = \frac{0.4 \times 24870.06 \times 0.002025}{1 + 0.69} = 11.92 \text{ N.m}^2$$

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

$$P_c = \frac{3.14^2 \times 11.92}{(1.0 \times 4.8)^2} = 5100 \text{ MN.}$$

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

$$C_m = 1 \quad \dots\dots\dots \text{According to ACI 318 - 05 (10.10.6.4)}$$

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

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{1013.6}{0.75 \times 5100.9}} = 1.36 > 1$$

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

$$e = e_{\min} \times \delta_{ns} = 0.024 \times 1.36 = 0.03265 \text{ m}$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0.03265}{0.30} = 0.1$$

Chapter 4 Structural Analysis & Design

$$\square/h = 300 - 2 \cdot 40 - 2 \cdot 10 - 20 / 300 = 0.6$$

From the interaction diagram in chart: $\rho = 0.01$

Select the longitudinal bars:

$$A_s = \rho \times A_g = 0.01 \times 900 \times 300 = 2700 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{use } 8 \text{ } \emptyset 22 \Rightarrow A_s = 3040 \text{ mm}^2$$

4.12 Pos. (SW73): Design of Shear wall

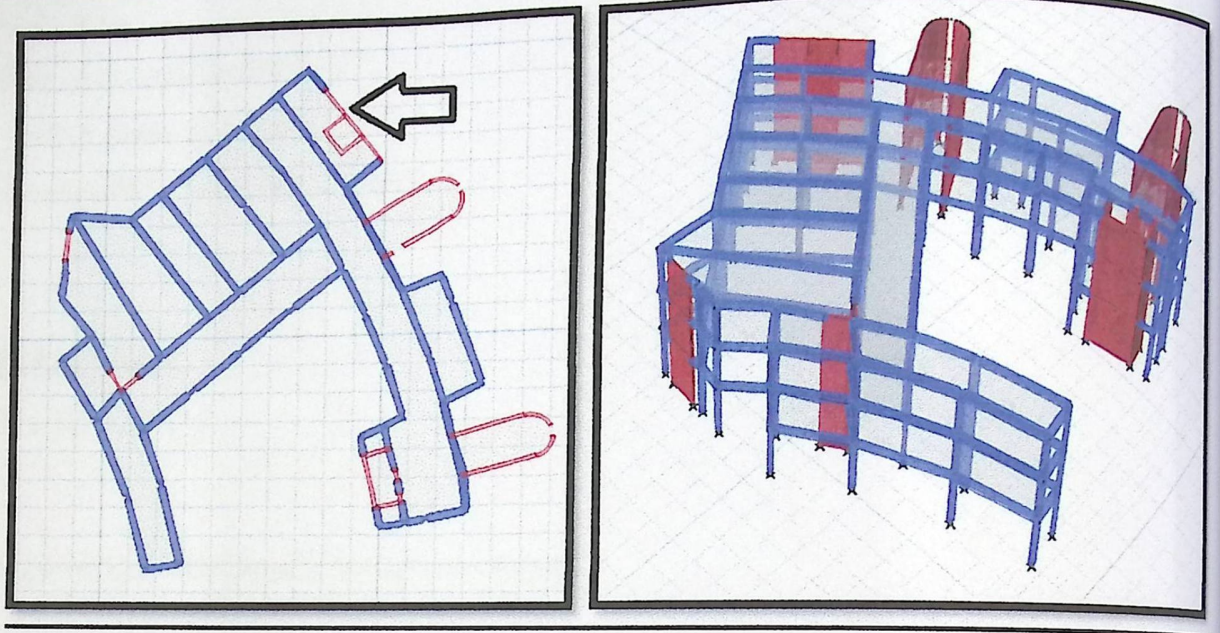
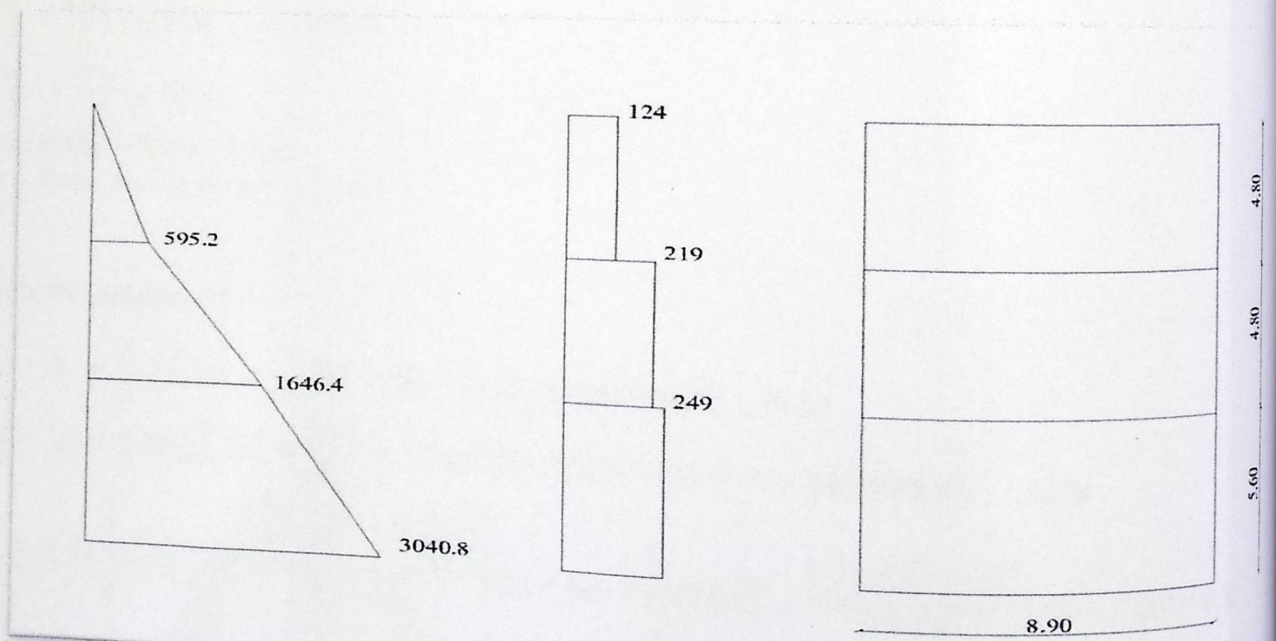


Fig (4.8) Place of shear wall (73)



Chapter 4 Structural Analysis & Design

$$F_c = 28 \text{ MPa}$$

$$F_y = 420 \text{ MPa}$$

$$t = 30 \text{ cm .shear wall thickness}$$

$$L_w = 8.9 \text{ m .shear wall width}$$

$$H_w \text{ for one wall} = 5.6 \text{ m story height}$$

Design of shear

$$\sum F_x = V_u = 249 \text{ KN}$$

-Design of the Horizontal reinforcement:

The critical Section is the smaller of:

$$\frac{l_w}{2} = \frac{8.9}{2} = 4.45 \text{ m} \dots \dots \text{ control}$$

$$\frac{h_w}{2} = \frac{15.2}{2} = 7.6 \text{ m}$$

$$\text{story height } (H_w) = 5.6 \text{ m}$$

$$d = 0.8 \times h_w = 0.8 \times 8.9 = 7.12 \text{ m}$$

V_c is the smallest of :

$$1 - V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} h d = \frac{1}{6} \sqrt{28} * 300 * 7120 = 1883.8 \text{ KN} \dots \text{ cont}$$

$$2 - V_c = 0.25 \sqrt{f_c'} h d + \frac{N_u d}{4 l_w} = 0.25 \sqrt{28} * 300 * 7120 + 0 = 2825.66 \text{ KN} \dots \text{ cont}$$

$$3 - V_c = \left[0.5 \sqrt{f_c'} + \frac{l_w \left(\sqrt{f_c'} + 2 \frac{N_u}{l_w h} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right] 0.1 * h d = \left[0.5 \sqrt{28} + \frac{8.9 (\sqrt{28} + 0)}{3.312} \right] 300 * 7120 * 0.1$$

$$= 3602.38 \text{ KN}$$

Chapter 4 Structural Analysis & Design

$$\frac{3040.8 - 1646.4}{5.6} = \frac{M_u - 1646.4}{5.6 - 4.45} \Rightarrow M_u = 1932.75 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2} = \frac{1932.75}{249} - \frac{8.9}{2} = 3.312$$

$$V_u = 249 \text{ KN} < 0.75 * 1883.8 = 1412.85 \text{ KN} \quad \text{No need reinforcement}$$

- Minimum shear reinforcement is required:

$$\text{Take } \rho = 0.0025$$

- Maximum spacing is the least of :

$$\frac{L_w}{5} = \frac{8900}{5} = 1780 \text{ mm}$$

$$3 * h = 3 * 300 = 900 \text{ mm}$$

Try $\phi 10$ ($A_s = 78.5 \text{ mm}^2$) for two layers

$$\rho = \frac{A_v h}{h * S_2} = \frac{2 * 78.5}{300 * S_2} = 0.0025$$

$$S_2 = 209.3 \text{ mm} , \quad \phi 10 @ 200 \text{ mm}$$

→ use $\phi 10 @ 200 \text{ mm}$ in tow layer

- Design for Vertical reinforcement:-

$$\frac{h_w}{L_w} = \frac{15.2}{8.9} = 1.71$$

$$\rho_v = \left(0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{h_w}{l} \right) (\rho_t - 0.0025) \right) * h > 0.0025$$

For this wall with $\frac{h_w}{l_w} = 1.71 > 2.5$, $\rho = 0.764$.

Select $\Phi 12 @ 200 \text{ mm}$. In two layer

Chapter 4 Structural Analysis & Design

- Maximum spacing is the least of :

$$\frac{L_w}{3} = \frac{8900}{3} = 2967\text{mm}$$

$$3 * h = 3 * 300 = 900\text{mm}$$

$$S_{rq} = \frac{2 * 113.09}{0.764} = 296.05\text{mm} = 29.6\text{cm} .$$

Select Φ 12 @200mm In tow layer

-**Design of bending moment (uniformly distribution flexural reinforcement) :**

$$M_u = 1932.8\text{KN.m}$$

$$A_{st} = \left(\frac{8900}{200} \right) * 2 * 113.09 = 10065 \text{ mm}^2$$

$$w = \left(\frac{A_{st}}{L_w h} \right) \frac{f_y}{f_c} = \left(\frac{10065}{8900 * 300} \right) \frac{420}{28} = 0.0565$$

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

$$\frac{c}{l_w} = \frac{w + \alpha}{2w + 0.85\beta_1} = \frac{0.0565 + 0}{2 * 0.0565 + 0.85 * 0.85} = 0.0676$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi \left[0.5 A_{st} f_y l_w \left(1 + \frac{P_u}{A_{st} f_y} \right) \left(1 - \frac{c}{l_w} \right) \right] \\ &= 0.9 [0.5 * 10065 * 420 * 8900 (1 + 0) (1 - 0.0676)] = 15785.84 \text{ KN.m} > M_u \dots \text{No need} \end{aligned}$$

Boundary Steel

Select Φ 12 @200mm for vertical reinforcement .

Chapter 4 Structural Analysis & Design

4.13Pos. (F5): Design of Isolated foundation :

✓ Design of Isolated footing (Under Col. 9):

f'_c	f_y
28 Mpa	420 Mpa

✓ Load Calculation:-

- From column (S 9): (DL & LL)

- * Service dead load (DL) = 1852.1 KN
- * Service live load (LL) = 767.76 KN
- * Column dimensions = 50 cm*50 cm
- * Allowable soil pressure = 400 KN/ m²

DL(KN)	LL(KN)	Column dimensions	all. soil pressure
1852.1	767.76	(50*50) cm	400 KN/ m ²

✓ Calculating the weight of footing:

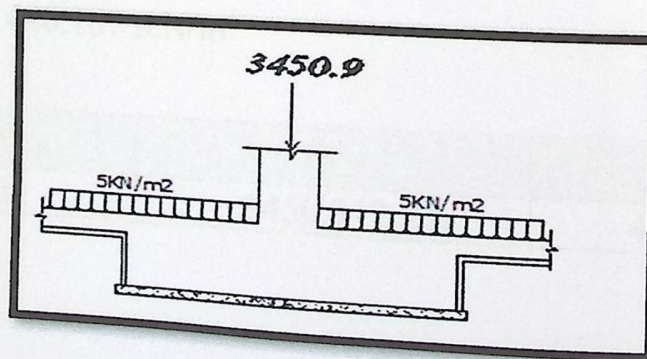


Fig (4.9) Isolated footing (F5)

Chapter 4 Structural Analysis & Design

- Weight of footing (assume $h_{footing} = 80\text{cm}$)

$$w_{footing} = 0.80 * 25 = 20 \text{ KN/m}^2$$

- Required sizes of footing:

$$A_{,required} = \frac{P_n}{q_{net}} = \frac{1852.1 + 767.76}{400 - 5 - (20)} = 6.99 \text{ m}^2$$

Try $2.8 * 2.8$ Area = 7.84 m^2

$h_{footing}$	$w_{footing}$	q_{net}	A,required
80 cm	20 KN/m ²	375 KN/m ²	6.99 m ²

✓ Depth of footing and shear design:

$$P_u = 1.2DL + 1.6LL = 1.2 * 1852.1 + 1.6 * 767.76 = 3450.912 \text{ KN}$$

$$q_u = \frac{3450.912}{2.8 * 2.8} = 440.167 \text{ KN/m}^2$$

Try area	P_u	q_u
$2.8\text{m} * 2.8\text{m}$	3450.912 KN	440.167 KN/m ²

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

Check for One Way Shear Strength

$$V_u = \left(\frac{l}{2} - \frac{a}{2} - d \right) * q_u * b = \left(\frac{2.8}{2} - \frac{0.50}{2} - d \right) * 440.167 * 2.8$$

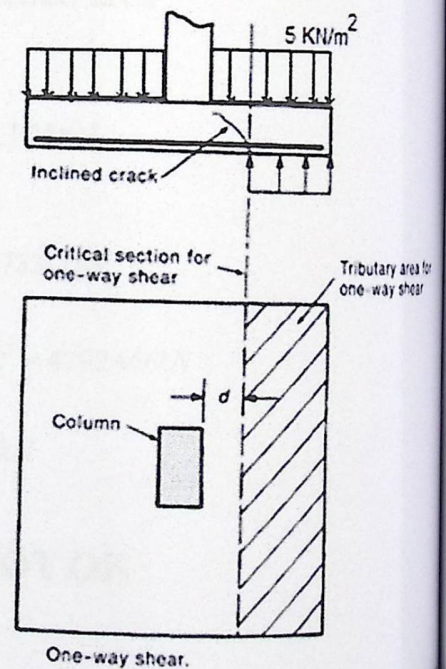
$$\phi V_c = \frac{0.75}{6} \sqrt{28} * 2.8 * d * 10^3$$

$$\text{Let, } \phi V_c = V_u$$

$$d = 0.4595m$$

$$h = 459.5 + 100 + 20 = 579.5mm$$

Try $h = 600mm$ $d = 600 - 100 - 20 = 480$



Φ	d (mm)	h (mm)	Try h(mm)	Try d (mm)
0.75	459.5	579.5	600	480

for Two Way shear Action (Punching).

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

$$\phi V_c = \phi \cdot \frac{1}{6} \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$\phi V_c = \phi \cdot \frac{1}{12} \left(\frac{\alpha_s}{b_o/d} + 2 \right) \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$\phi V_c = \phi \cdot \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_o d$$

Where:

$$\beta_c = \frac{\text{Column Length (a)}}{\text{Column Width (b)}} = \frac{50}{50} = 1$$

$$b_o = \text{Perimeter of critical section taken at (d/2) from the loaded area} \\ = 4 * (0.5 + 0.480) = 3.92 \text{m.}$$

$$V_u = (3450.912 - ((0.50 + 0.480) * (0.50 + 0.480) * 440.167)) = 3028.175 \text{kN}$$

$\alpha_s = 40$ for interior column

$$\phi V_c = \phi \cdot \frac{1}{6} \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} b_o d = \frac{0.75}{6} * \left(1 + \frac{2}{1} \right) * \sqrt{28} * 3.92 * 0.480 * 10^3 = 3733.7 \text{kN}$$

$$\phi V_c = \phi \cdot \frac{1}{12} \left(\frac{\alpha_s}{b_o/d} + 2 \right) \sqrt{f'_c} b_o d = \frac{0.75}{12} * \left(\frac{40 * 0.480}{3.92} + 2 \right) * \sqrt{28} * 3.92 * 0.480 * 10^3 = 4292.466 \text{kN}$$

$$\phi V_c = \phi \cdot \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_o d = .75 \cdot \frac{1}{3} \sqrt{28} * 3.92 * 0.480 * 1000 = 2489.122 \text{kN}$$

$V_u = 3028.175 \text{ KN} > \Phi V_c = 2489.122 \text{ KN}$NOT OK

Try $h = 700 \text{ mm}$. $d = 700 - 100 - 20 = 580 \text{ mm}$

$$b_o = 4(0.5 + 0.580) = 4.32 \text{ m}$$

$$V_u = (3450.912 - ((0.50 + 0.580) * (0.5 + 0.580) * 440.167)) = 2937.5 \text{kN}$$

$$\phi V_c = \phi \cdot \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_o d = \frac{0.75}{3} * \sqrt{28} * 4.32 * 0.580 * 10^3 = 3314.597 \text{kN} \dots \text{Control}$$

$V_u = 2937.5 \text{ KN} < \Phi V_c = 3314.597 \text{ KN}$

(Two Way Shear is OK)

Chapter 4 Structural Analysis & Design

h (mm)	d (mm)	b_o (m)	V_u (KN)	ϕV_c (KN)
700	580	4.32	2937.5	3314.597

✓ Design for Bending Moment of both direction.

h (mm)	d (mm)	b(m)
700	580	2.8

$$d = 700 - 100 - 20 = 580 \text{ mm}$$

$$M_u = 440.167 * 2.8 * 1.15 * 1.15 / 2 = 815 \text{ KN.m}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f_c'} = \frac{420}{0.85 * 28} = 17.65$$

$$R_n = \frac{M_u / \phi}{b * d^2} = \frac{815 * 10^{-3} / 0.9}{2.8 * (0.580)^2} = 0.962 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{17.65} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(17.65)(0.962)}{420}} \right) = 0.002338$$

$$A_{s_{req}} = 0.002338 (2800) (580) = 3798.124 \text{ mm}^2 \quad \text{control}$$

$$A_{s_{min}} = 0.0018 * b * h = 0.0018 (2800) (700) = 3528 \text{ mm}^2$$

Take 13 Φ 20, $A_{s, provided} = 4082 \text{ mm}^2 > A_{s, required} = 3798.124 \text{ mm}^2$

$$S = \frac{2800 - 100 * 2 - 13 * 20}{12} = 195 \text{ mm}$$

- Step(S) is smallest of:

1. $3h = 3 * 700 = 2100 \text{ mm}$

2. 450 mm - control

$S = 195 \text{ mm} < S_{,max} = 450 \text{ mm} - \text{OK}$

Chapter 4 Structural Analysis & Design

Mu(KN.m)	m	Rn	ρ	As _{req} (mm ²)	As _{min} (mm ²)	S(mm)
815	17.65	0.962 Mpa	0.002338	3798.124	3528	195

- Check strain

Tension = Compression

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

$$4082 \times 420 = 0.85 \times 28 \times 2800 \times a$$

$$a = 25.73 \text{ mm}$$

$$c = \frac{25.73}{0.85} = 30.3$$

$$\epsilon_s = \frac{580 - 30.3}{30.3} \times 0.003 = 0.0544 > 0.005 \dots \text{ok}$$

As (mm ²)	a (mm)	c (mm)	ϵ_s
4082	25.73	30.3	0.544

✓ Development length of flexural reinforcement:

Ld for Φ 20:

$$L_d = \frac{9}{10} \times \frac{f_y}{\sqrt{f_c'}} \times \frac{\alpha \times \beta \times \gamma \times \lambda}{\left(\frac{k_{tr} + c}{db}\right)} \times db = \frac{9}{10} \times \frac{420}{\sqrt{28}} \times \frac{1 \times 1 \times 0.8 \times 1}{2.5} \times 20 = 458 \text{ mm}$$

$$\text{Available length} = ((2800 - 500) \times 2) - 100 = 1050$$

1050mm > 458mmok

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

- In footing :

$$\Phi P_n \cdot b = \Phi (0.85 f_c' A_1 \times \sqrt{\frac{A_2}{A_1}})$$

$$A_1 = 0.50 \times 0.50 = 0.25 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 2.8 \times 2.8 = 7.84 \text{ m}^2$$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{7.84}{0.25}} = 5.6 > 2 \dots\dots\dots \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 2$$

$$\Phi P_n \cdot b = 0.65 \times (0.85 \times 28 \times 0.25 \times 2) \times 1000 = 7735 \text{ KN}$$

$$\Phi P_n = 7735 > P_u = 3450.912 \dots\dots\dots \text{ok}$$

The Dowels are not needed for footing

$$A_{s,\min} = 0.005 \times A_c = 0.005 \times 500 \times 500 = 1250 \text{ mm}^2$$

Use 16Φ 20 , $A_{s,\text{provided}} = 5024 \text{ mm}^2 > A_{s,\text{required}} = 1250 \text{ mm}^2$

4.14 Pos. (1): Design of Stair :

1-Determination of Slab Thickness:

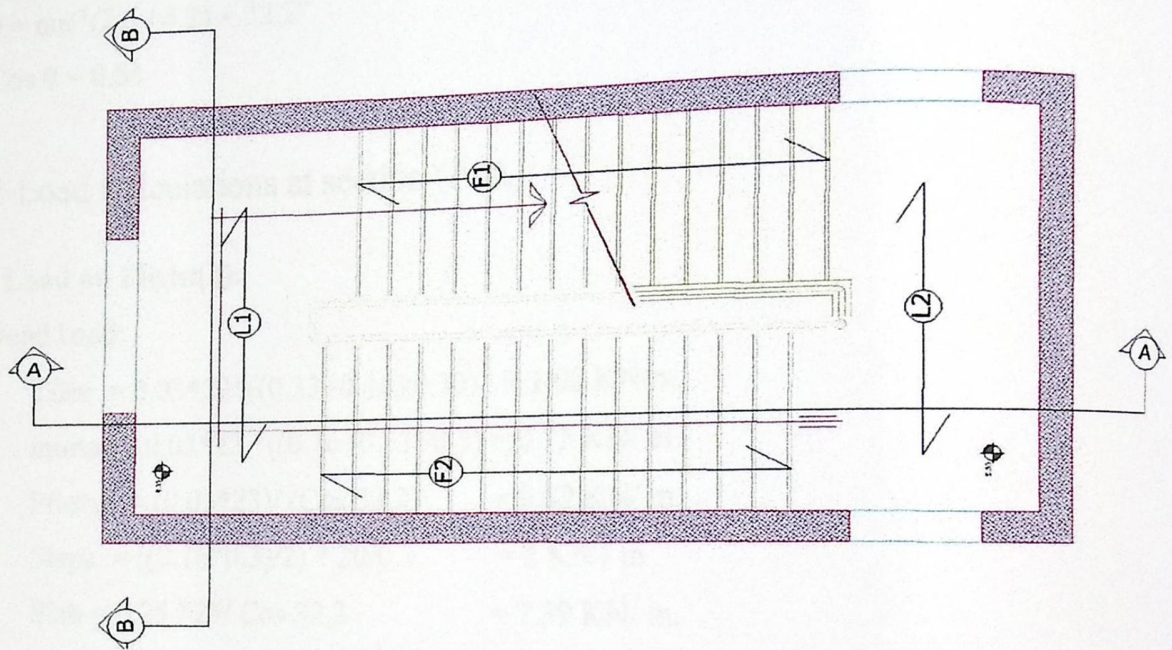
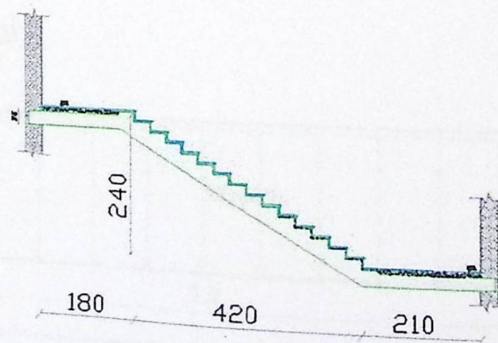


Fig (4.10) Stair



Section A-A

Fig (4.11) Section of stair

Chapter 4 Structural Analysis & Design

$$L = 0.4 + 4.2 + 0.4 = 5 \text{ m.}$$

$$h_{\text{req}} = L / 20$$

$$h_{\text{req}} = 500 / 20 = 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{take } h = 25 \text{ cm.}$$

⇒ Use $h = 25 \text{ cm.}$

$$\theta = \tan^{-1}(2.6 / 4.2) = 32.2^\circ$$

$$\cos \theta = 0.85$$

2-Load Calculations at section (A-A):

- Load on Flight(2):

Dead Load:

$$\text{Tiles} = 0.03 * 22 * ((0.33 + 0.16) / 0.30) = 1.08 \text{ KN/m.}$$

$$\text{mortar} = 0.02 * 23 * ((0.16 + 0.33) / 0.3) = 0.75 \text{ KN/ m.}$$

$$\text{Plaster} = (0.03 * 23) / (\cos 32.2) = 0.82 \text{ KN/ m.}$$

$$\text{Steps} = ((0.16 * 0.3) / 2) * 20 / 0.3 = 2 \text{ KN / m.}$$

$$\text{Slab} = 0.25 * 25 / \cos 32.2 = 7.39 \text{ KN/ m.}$$

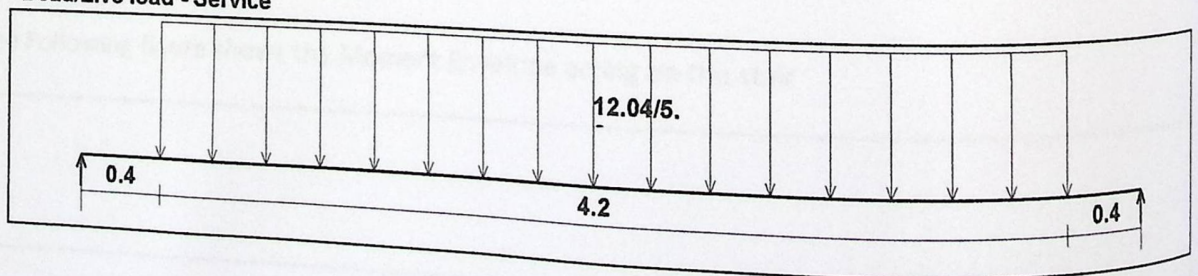
$$\text{Total dead load} = 12.04 \text{ KN/ m.}$$

Live load:

$$\text{Live load for stairs} = 5 \text{ KN/ m}^2.$$

$$Q_u = 1.2 * 12.04 + 1.6 * 5 = 21 \text{ KN/m.}$$

Dead/Live load - Service



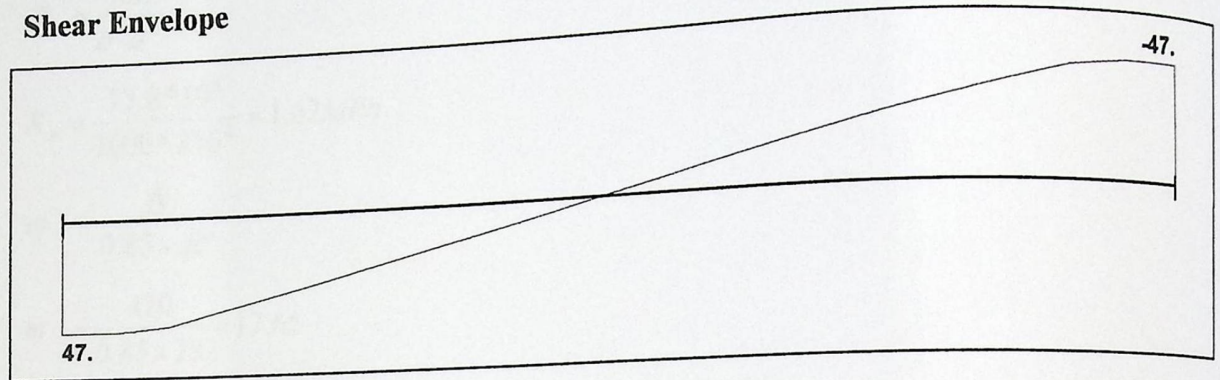
Chapter 4 Structural Analysis & Design

3 - Design of Shear :

- Assume $\varnothing 14$ for main reinforcement:-

$$\text{So, } d = 250 - 20 - 14 = 216 \text{ mm} = 21.6 \text{ cm}$$

Shear Envelope



$$V_u = 47 \text{ KN .}$$

$$\phi V_c = \frac{\phi \sqrt{f'_c} * b_w * d}{6}$$

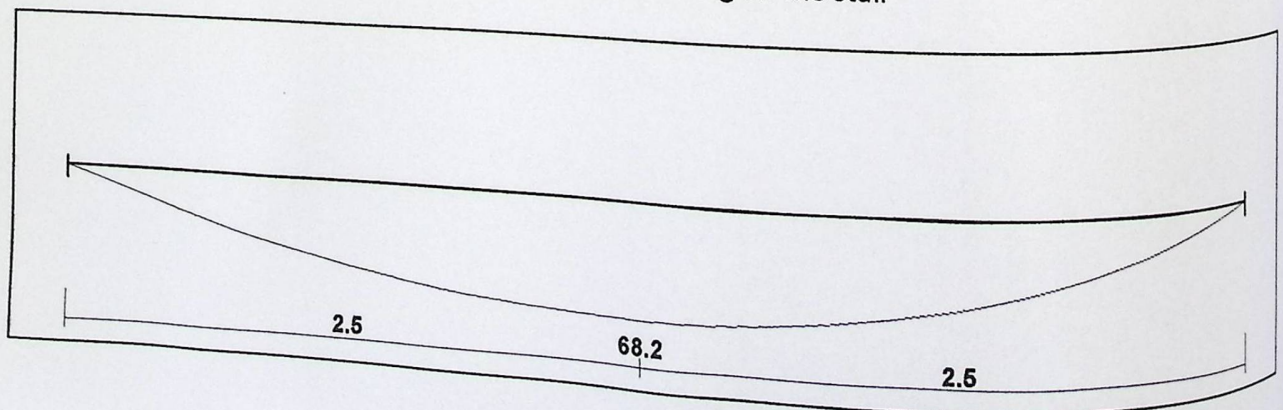
$$\phi V_c = \frac{0.75 * \sqrt{28} * 1000 * 216}{6} = 142.9 \text{ KN}$$

$$V_u = 47 \text{ KN} < \phi V_c = 142.9 \text{ KN .}$$

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

4 -Design of Bending Moment :

The Following figure shows the Moment Envelope acting on the stair



Chapter 4 Structural Analysis & Design

$$M_u = 68.2 \text{ kN.m}$$

$$M_n = M_u / 0.9 = 68.2 / 0.9 = 75.8 \text{ KN.m.}$$

$$d = 21.6 \text{ cm.}$$

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

$$K_n = \frac{75.8 \cdot 10^6}{1000 \cdot 216^2} = 1.62 \text{ MPa .}$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mK_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{17.65} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 17.65 \cdot 1.62}{420}} \right) = 4 \cdot 10^{-3}$$

$$A_{s_{req}} = 4 \cdot 10^{-3} \cdot 100 \cdot 21.6 = 8.64 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s_{min}} = 0.0018 \cdot b \cdot h = 0.0018 \cdot 100 \cdot 25 = 4.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 4.5 \text{ cm}^2 \leq A_{s_{req}} = 8.64 \text{ cm}^2$$

Use $\Phi 14 \gg \gg 8.64/154 = 5.61$

Use $\Phi 14 @ 17.5 \text{ cm c/c}$ with $A_s = (100 / 17.5) \cdot 1.54 = 8.8 \text{ cm}^2$.

As provided = 8.8 > As req.....OK.

Chapter 4 Structural Analysis & Design

Check for strain:

Tension = Compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f_c' * b * a$$
$$880 * 420 = 0.85 * 28 * 1000 * a$$

$$a = 15.3 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{15.3}{0.85} = 18.3 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{216 - 18.3}{18.3} * 0.003$$

$$\epsilon_s = 0.039 > 0.005 \longrightarrow \text{ok}$$

5 - Secondary reinforcement:

$$A_{S_{Shrinkage}} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 25 = 4.5 \text{ cm}^2$$

Use $\Phi 10$ @ 17.5 cm With $A_s = (100 / 17.5) * 0.79 = 4.51 \text{ cm}^2$.

Design of landing (1):

- Load on landing :

Dead Load:

$$\text{Tiles} = 0.03 * 22 = 0.66 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Mortar} = 0.02 * 23 = 0.46 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Slab} = 0.25 * 25 = 6.25 \text{ KN/m}^2.$$

$$\text{Plaster} = 0.03 * 23 = 0.66 \text{ KN/m}^2.$$

$$\text{Load from flight} = 25.2 \text{ KN/m}^2.$$

$$\text{Total dead load} = 33.23 \text{ KN/m}^2$$

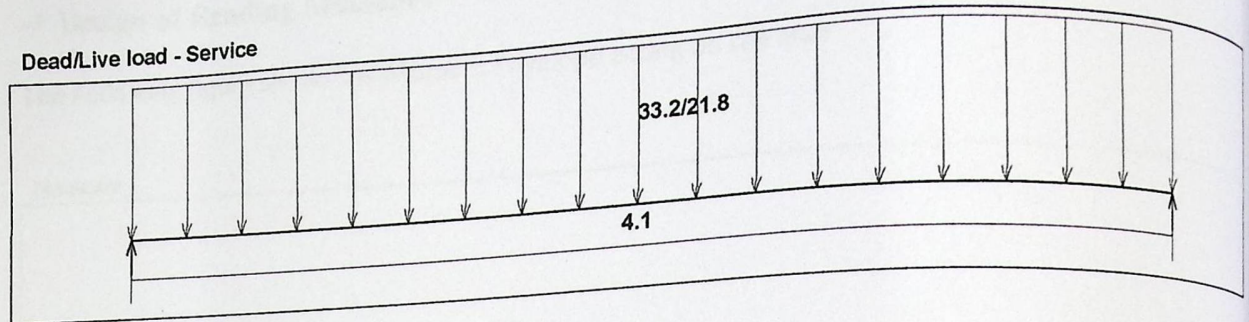
Live load:

$$\text{Live load for stairs} = 5 \text{ KN/m}^2.$$

$$\text{Load from flight} = 16.8.$$

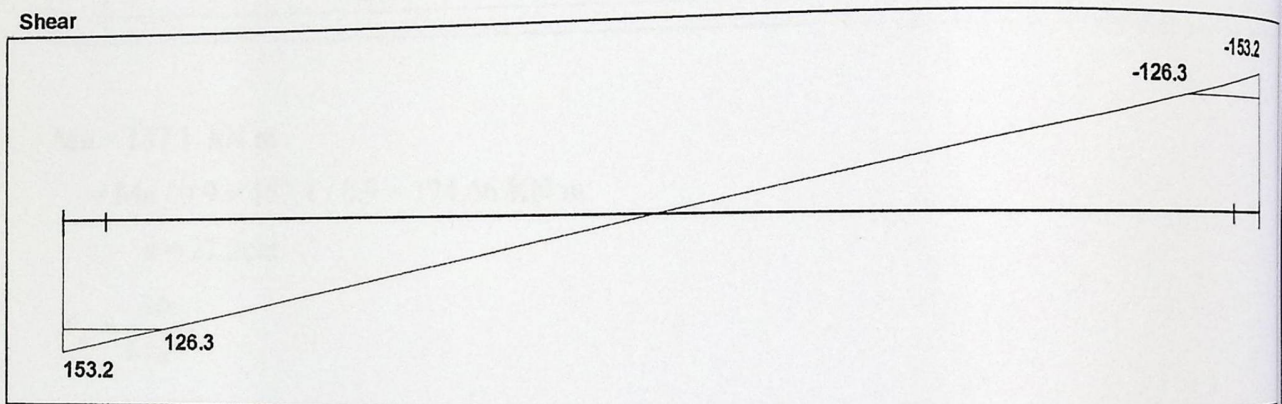
$$\text{Total live load} = 21.8 \text{ KN/m}.$$

Chapter 4 Structural Analysis & Design



-∇ Design of Shear :

- Assume $\varnothing 14$ for main reinforcement:-
So, $d = 250 - 20 - 18 = 212 \text{ mm} = 21.2 \text{ cm}$.



$$V_u = 126.3 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = \frac{\phi \sqrt{f'_c} * b_w * d}{6}$$

$$\phi V_c = \frac{0.75 * \sqrt{28} * 1000 * 212}{6} = 140.22 \text{ KN}$$

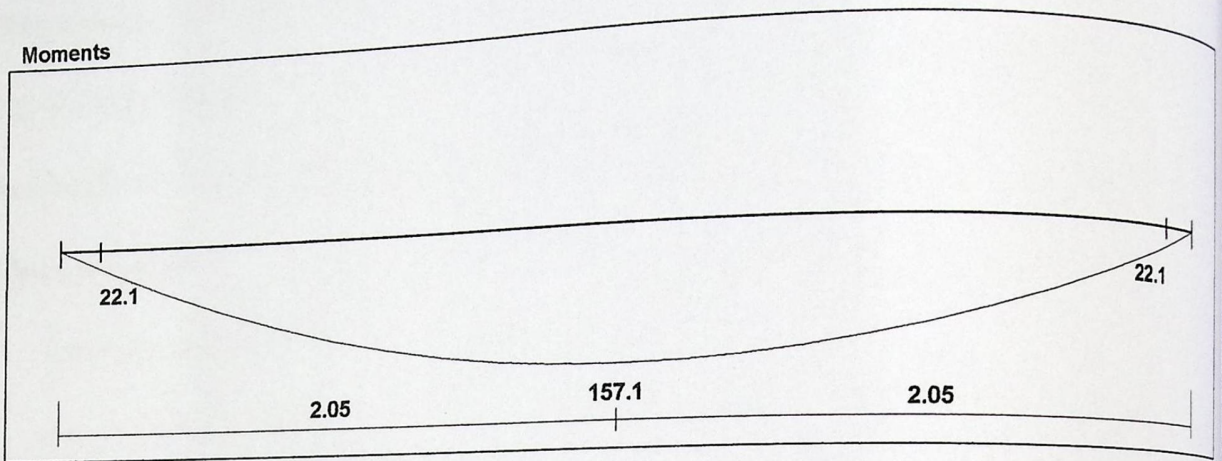
$$V_u = 126.3 \text{ KN} < \phi V_c = 140.22 \text{ KN}$$

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

Chapter 4 Structural Analysis & Design

- Design of Bending Moment :

The Following figure shows the Moment Envelope acting on the stair



$$M_u = 157.1 \text{ kN.m .}$$

$$= M_u / 0.9 = 157.1 / 0.9 = 174.56 \text{ KN.m.}$$

$$d = 21.2 \text{ cm.}$$

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

$$K_n = \frac{174.56 \cdot 10^6}{1000 \cdot 212^2} = 3.884 \text{ MPa .}$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mK_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{17.65} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 17.65 \cdot 3.884}{420}} \right) = 10.0 \cdot 10^{-3}$$

$$A_{s_{req}} = 10 \cdot 10^{-3} \cdot 100 \cdot 21.2 = 21.2 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s_{min}} = 0.0018 \cdot b \cdot h = 0.0018 \cdot 100 \cdot 25 = 4.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 4.5 \text{ cm}^2 \leq A_{s_{req}} = 21.20 \text{ cm}^2$$

Chapter 4 Structural Analysis & Design

Use $\Phi 16 \ggg 21.2/2.01 = 10.55$

Use $\Phi 18 @ 10\text{cm c/c}$ For 1 meter from landing with $A_s = (100 / 10) * 2.01 = 25.45 \text{ cm}^2$

.As provided $= 25.45 \text{ cm}^2 > A_s \text{ req.} \dots \dots \dots \text{OK.}$

Use $\Phi 14 @ 15\text{cm c/c} \dots \dots \dots$ with $A_s = (100 / 15) * 2.01 = 13.4 \text{ cm}^2$ for 1.1m .

As provided $= 13.4 \text{ cm}^2 > A_s \text{ req.} \dots \dots \dots \text{OK.}$

Check for strain:

Tension = Compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f_c' * b * a$$

$$1340 * 420 = 0.85 * 28 * 1000 * a$$

$$a = 23.6 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{23.6}{0.85} = 27.8 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{212 - 27.8}{27.8} * 0.003$$

$$\epsilon_s = 0.0198 > 0.005 \longrightarrow \text{ok}$$

4.15.Pos (6) Design of Composite beam :

1- load for solid slab S41 :-

Thickness of solid slab = 35 cm

Live load of solid slab = 5 KN/m²

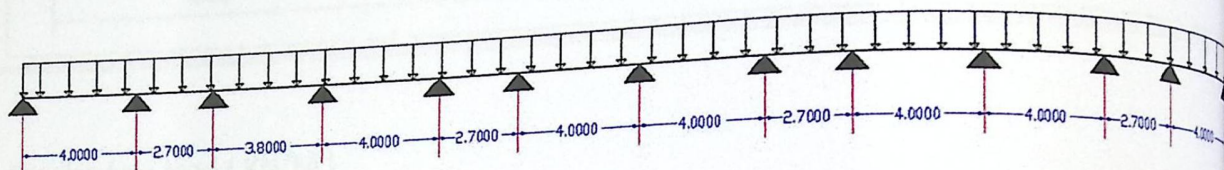


Fig 4.12 : staticity system of solid slab S 41

2-Compute factored load on beam CB,F6:-

Thickness of solid slab 35 cm = 1.15 ft

Length of span 400 cm = 13.2 ft

Density of concert = 25 KN/m³ = 0.159 KIP/ft³

Sum of dead load from slab = $1.15 * 13.2 * .159 = 2.42 \text{ kip/ft}$

Sum of dead load from mortar + sand + tiles + plaster + partitions = 1.22 kips/ft

Beam weight = .1 kip / ft

Sum of total dead load = 3.74 KIPS / ft

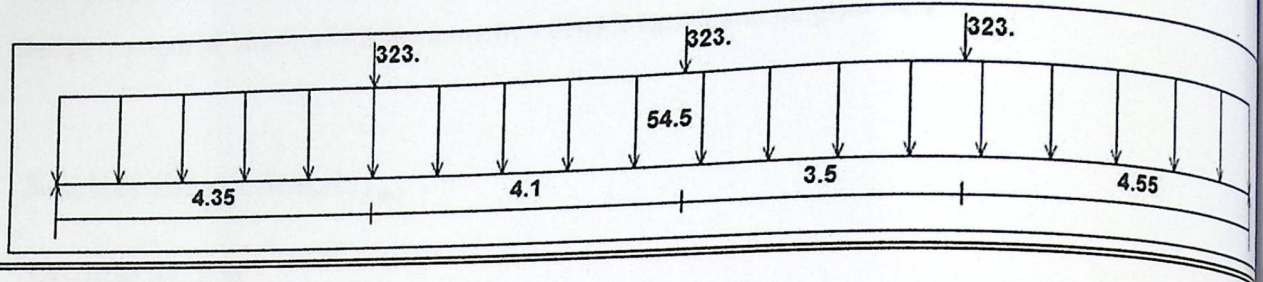
live load = .1 * 13.2 = 1.32 kip/ft

service point dead load = 72.613 kips

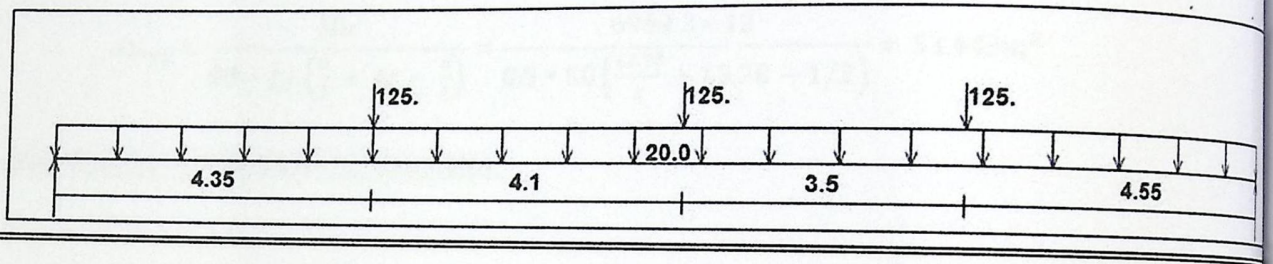
service point live load = 28.1 kips

Chapter 4 Structural Analysis & Design

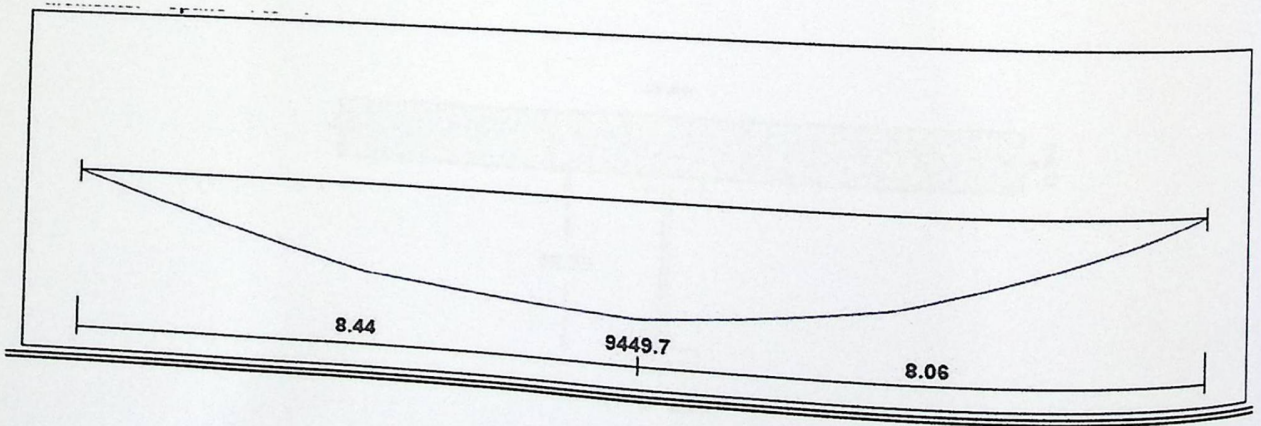
Service dead load (KN/M)



Service Live load (KN/M)



Moment (KN.M)



Moment (KN.F) = 6969.3

Chapter 4 Structural Analysis & Design

Compute moment:-

Design composite beam with max moment = 6969.3 kips-ft and length = 54.45 ft

3-Select the section, $A_{s_{req}}$:-

Assume $a = 1$ in

Assume $d = 42.99$ in

$$A_{s_{req}} = \frac{Mu}{\Phi b * f_y \left(\frac{a}{2} + ts - \frac{a}{2} \right)} = \frac{6969.3 * 12}{0.9 * 50 \left(\frac{42.99}{2} + 13.78 - 1/2 \right)} = 53.443 \text{ in}^2$$

select W_{40*593} $A_g = 174.4$, $d = 42.99$ in

4- plastic neutral axis in the slab :-

CASE 1 : CHECK IF $a < h_s$

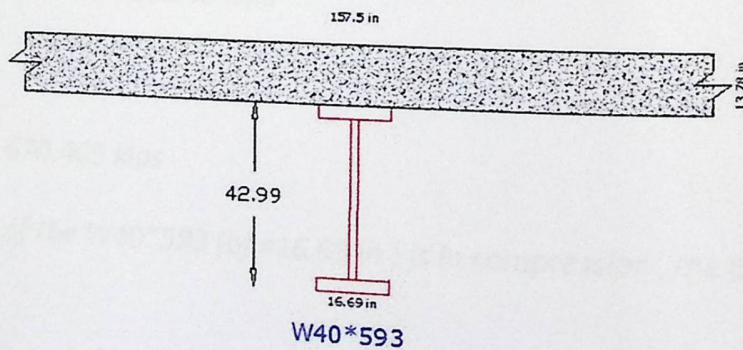


Fig 4.13: Section of composite beam

Chapter 4 Structural Analysis & Design

$$C = .85 f_c a b_e$$

$$b_e = b_o = 400 \text{ cm} = 157.5 \text{ in } \textit{control}$$

$$b_e = L / 4 = 16.5 / 4 = 412.5 \text{ cm} = 162.4 \text{ in}$$

$$f_c = 28 \text{ mpa} = 4000 \text{ psi}$$

$$T = A_s * f_y$$

$$f_y = 50 \text{ ksi}$$

$$85 * 4 * a * 157.5 = 174.4 * 50$$

$$a = 16.284$$

$$a = 16.284 \text{ in} > t_s = 13.78$$

The compressive force in the slab :-

$$C_c = 0.85 f_c b_e t_s$$

$$= 0.85 * 4 * 157.5 * 13.78 = 7379.19 \text{ kips}$$

$$C_s = \frac{A_s f_y - 0.85 f_c b_e t_s}{2}$$

$$= \frac{174.4 * 50 - 7379.19}{2} = 670.405 \text{ kips}$$

Assuming only the flang of the W40*593 ($b_f = 16.69 \text{ in}$) is in compression, the portion of the flang of the neutral axis is :

$$D_f = \frac{670.405}{50 * (16.69)} = 0.8 \text{ in} < (t_f = 3.23 \text{ in})$$

Thuse, the PNA is within the flang. the location of the centroid of the tension portion of the steel beam from the bottom is

Chapter 4 Structural Analysis & Design

5- Design of studs :

$$E_c = 1750 * (\sqrt{4}) = 3500 \text{ ksi}$$

Use connector with 7/8 in diam * 3 in headed stud

From table AISC FORMULA

When $f_c = 4$ ksi and diameter 7/8 in , the nominal strength Q_n per connector = 35.5

Check the value Q_n from equation :

$$Q_n = 0.5 * A_s * (\sqrt{E_c * f_c})$$

$$= 0.5 * 0.601 * (\sqrt{3500 * 4}) = 35.5 \quad \text{ok}$$

The # of shear connectors required for each half span (N) :-

$$N = \frac{A_s * F_y}{Q_n} = \frac{174.4 * 50}{35.5} = 245.63$$

Say246

We needed 492 studs in two raw

Spacing for studs :-

$$P = \frac{L}{\# \text{ IN ONE RAW}} = \frac{54.45 * 12}{246} = 2.66 \text{ in}$$

$$P_{\text{max}} = 8 * t_s = 13.78 * 8 = 110.24 \text{ in}$$

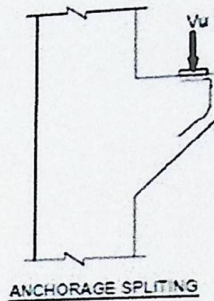
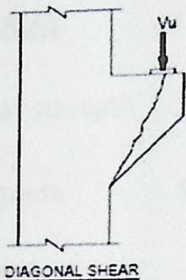
Then $p_{\text{max}} > p$

$$110.24 > 2.66 \text{ in} \quad \text{OK}$$

6- Design of corbel

Shear design of the corbel :

Since the corbel is cast at different time with the column element then the cracks occurs in the interface of the corbel and the column. To avoid the cracks we must provide the shear friction reinforcement perpendicular with the cracks direction.



- Shear friction theory

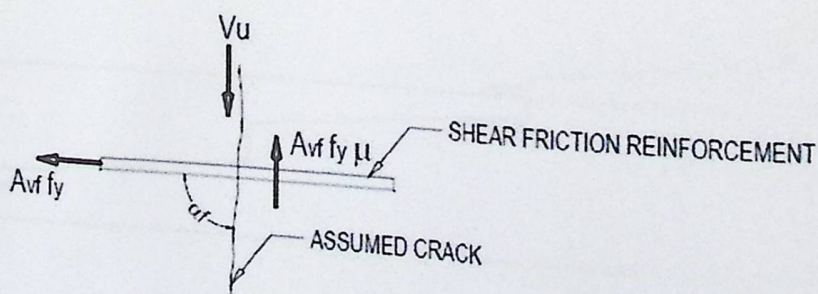
The basic design equation for shear reinforcement design is

$$\phi V_n \geq V_u$$

Where :

V_u : nominal shear strength of the shear friction reinforcement .

V_n : ultimate shear strength .



Chapter 4 Structural Analysis & Design

the ultimate shear force must follows the following condition :

$$V_u < 0.85 (0.2 f_c) b w d$$

$$V_u < 0.85 (5.5) b w d$$

Calculate the shear force :

MATERIAL

Concrat strength 350 mpa

Steel grade 420 mpa

DIMENSION

b = 700 mm

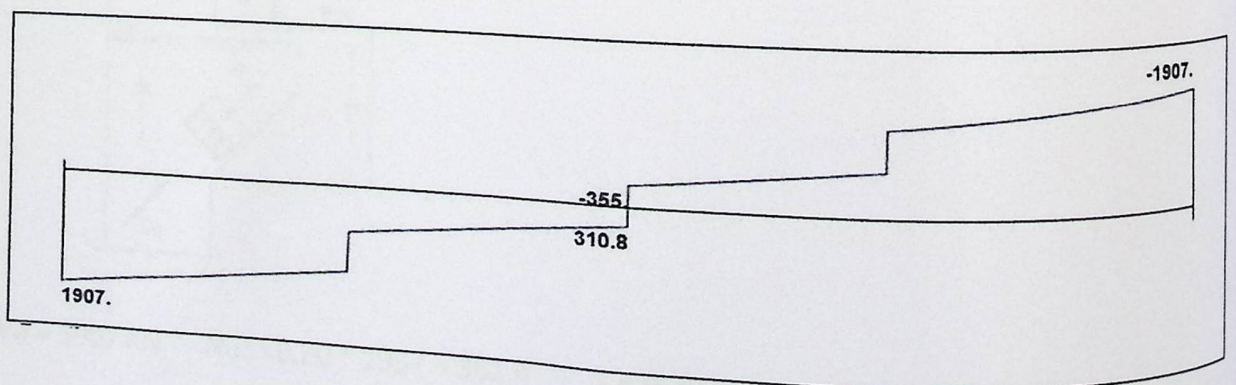
h = 700 mm

concrete cover = 40 mm

d = 700

DESIGN FORCE

Factored Shear load (KN)



Chapter 4 Structural Analysis & Design

$$V_u = 1907 \text{ KN}$$

LIMITATION CHECKING

$$V_u < 0.85 (0.2 f_c) b w d$$

$$< 0.85 * (0.2 * 28) * 700 * 660 = 2199.12 \text{ KN}$$

$$V_u < 0.85 (5.5) b w d$$

$$< 0.85 * 5.5 * 700 * 660 = 2159.85 \text{ KN}$$

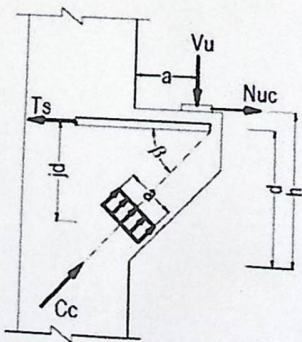
$$V_u = 1907 \text{ KN} < 2159.85 \quad \text{OK}$$

SHEAR FRICTION REINFORCEMENT

$$\mu = 1.4\lambda = 1.4 * 1 = 1.4$$

$$A_{vf} = \frac{v_u / \phi}{f_y * \mu} = \frac{1907000 / 0.85}{420 * 1.4} = 2756.7 \text{ mm}^2$$

flexural reinforcement :



$$V_u = 1907 \text{ KN} \quad N_{uc} = 0.20 * 1907 = 381.4 \quad a = 0.20 \text{ m}$$

Chapter 4 Structural Analysis & Design

$$M_u = V_u * a + N_{uc} * (h-d)$$

$$M_u = 1907 * 0.20 + 381.4 * (0.70 - 0.66) = 396.656 \text{ KN.M}$$

$$A_f = \frac{M_u / \phi}{f_y * (0.85 * d)} = \frac{396656000 / 0.85}{420 * 561} = 1980.54 \text{ mm}^2$$

TENSION REINFORCEMENT

$$A_n = \frac{N_{uc}}{.85 f_y} = \frac{381400}{0.85 * 420} = 1068.35 \text{ mm}^2$$

PRIMARY TENSION REINFORCEMENT

Case	As (mm ²)	Primary Reinforcement (mm ²)	Closed stirrups	
			Ah (mm ²)	Location mm
1	$A_s > \frac{2}{3} * A_{vf} + A_n$ $> \frac{2}{3} * 2756.7 + 1068.35$ $A_s = 2906.15 \text{ mm}^2$	$A_s = 2906.15$	-----	-----
2	$A_s \geq A_f + A_n$ $\geq 1980.45 + 1068.35$ $= 3048.8$	$A_s = 3048.8$	$A_s = \frac{1}{2} * A_f$ $= \frac{1}{2} * 1980.45$ $= 990.225 \text{ mm}^2$	$\frac{2}{3} * d$ $\frac{2}{3} * 660 = 440$ mm

Chapter 4 Structural Analysis & Design

the reinforcement of the corbel are :

$$A_s = 3048.8 \text{ mm}^2$$

$$A_h = 990.225 \text{ mm}^2$$

Check for A_{smin} and A_{smax}

$$P_{min} = \frac{f_c}{f_y} * 0.04 = \frac{28}{420} * 0.04 = 0.00266$$

$$P = \frac{3048.8}{700 * 660} = 0.0066 > P_{min} = 0.00266 \quad \text{ok}$$

$$A_{h-min} = 0.5(A_s - A_n) = 0.5(3048.8 - 1068.35) = 990.225 \text{ mm}^2$$

$$A_h = A_{h-min} = 990.225 \Rightarrow A_h = 990.225 \text{ mm}^2$$

The reinforcement of the corbel are :

$$A_s = 3048.8 \text{ mm}^2$$

Select 5 D20, 2LEGS with $A_s = 3140 \text{ mm}^2$

$$A_h = 990.225 \text{ mm}^2$$

Select 2 legs (7 D10) with $A_s = 1099 \text{ mm}^2$

4.16 Truss Design Position (10):-

❖ Load calculation

1. Dead Load:-

- Surface two layer of glass with thickness of 8 mm
 $(16/1000) * 25 \text{KN/m}^3 = 0.40 \text{ KN/m}^2$
- D.L = 0.40 KN/m^2

2. Snow load

$$S = h - 400/400$$

$$= 920 - 400/400 = 1.30 \text{KN/m}^2$$

- L.L = 1.30KN/m^2

▪ Purlins design

$$Q_u = 1.00(1.2 * 0.4 + 1.6 * 1.3) = 2.56 \text{KN/m}$$

Dead/Live

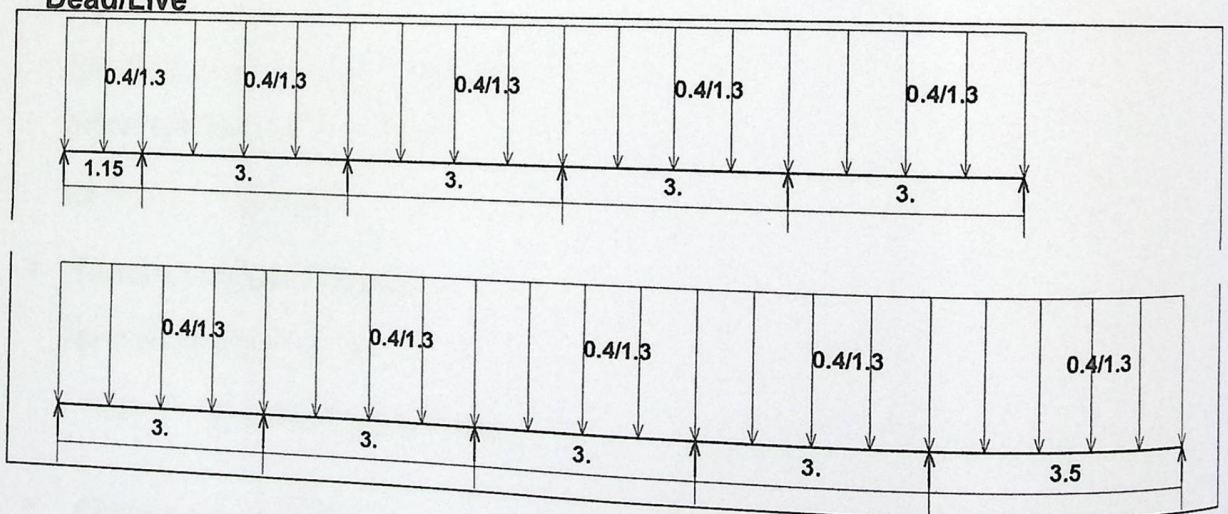


Fig (4-14) static system for purlins

Chapter 4 Structural Analysis & Design

- Design of shear stress Max. =4.7KN.

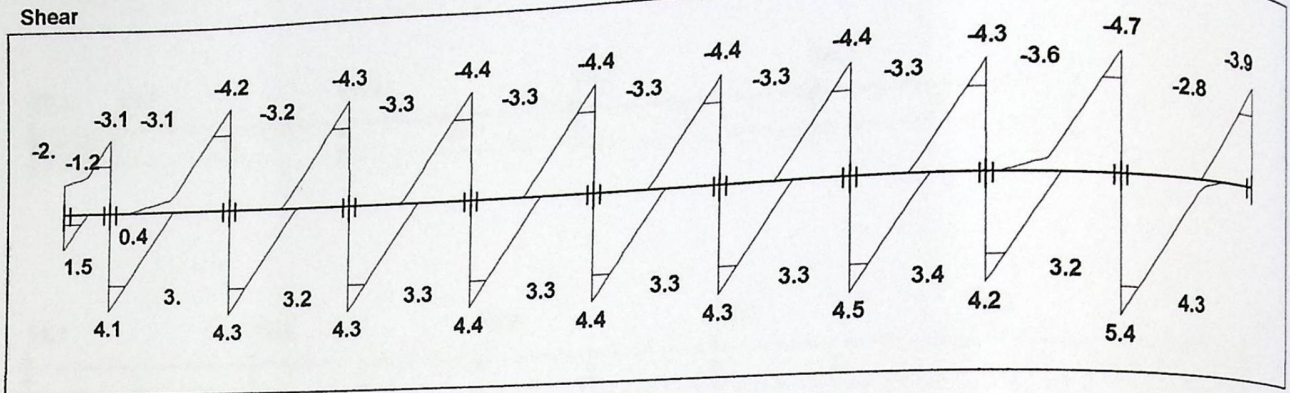


Fig (4-16) shear envelop for purling

$$V_u = 4.7/4.448 = 1.05 \text{ kip}$$

$$V_p \geq V_u$$

$$0.9 \cdot 0.6 \cdot F_y \cdot d \cdot t_w \geq 1.05$$

$$0.9 \cdot 0.6 \cdot 36 \cdot 5.83 \cdot 0.17 = 19.267 \text{ Kip} > 1.05 \dots \text{ Ok}$$

- Truss design:
 - internal force calculation:

$$\text{LOAD} = 1.2 \cdot (\text{Support from purlins} + \text{Weight purlins}) + 1.6 \text{ Support from purlins}$$

$$= 10.281 \text{ KN}$$

Chapter 4 Structural Analysis & Design

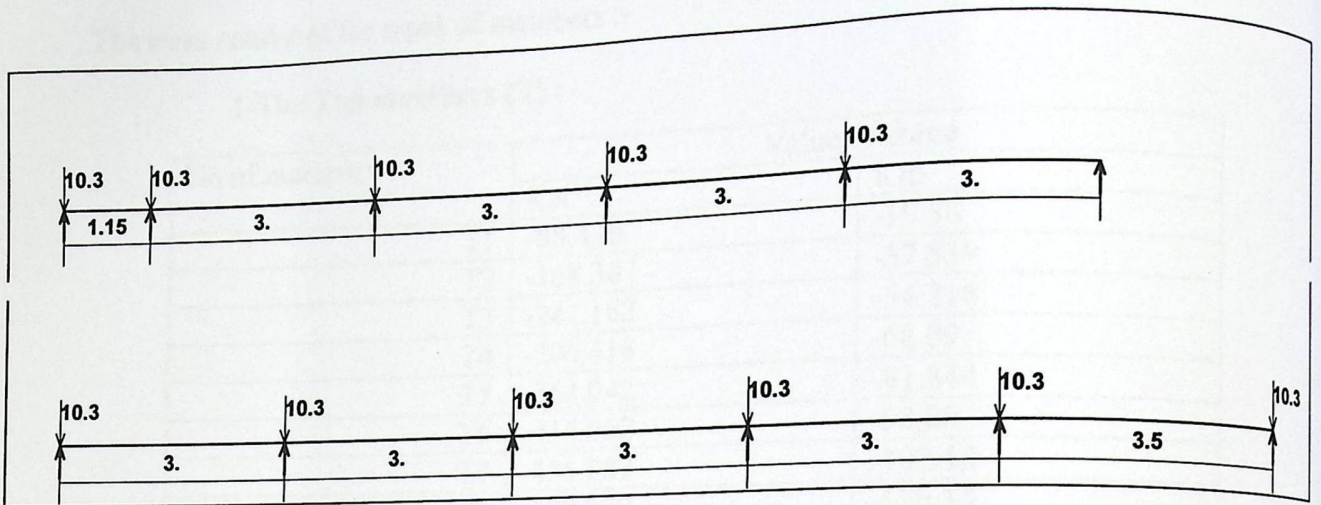


Fig (4-17) support reaction for purling

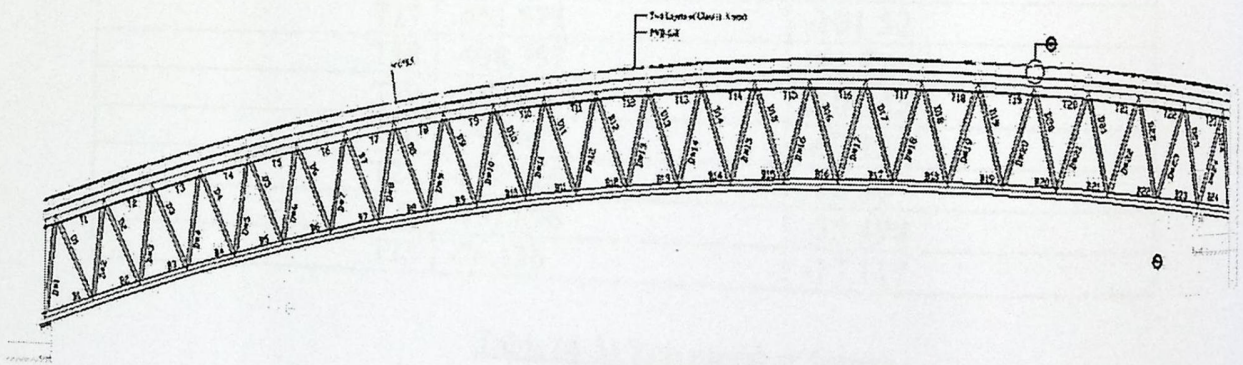


Fig (4-18) Truss system

Chapter 4 Structural Analysis & Design

The truss consist of for types of members :-

1-The Top members (T) :-

No.of member	Value of force	
	KN	Kip
T1	-88.436	-19.88
T2	-168.307	-37.839
T3	-241.162	-54.218
T4	-306.418	-68.89
T5	-364.042	-81.844
T6	-414.008	-93.08
T7	-456.282	-102.58
T8	-490.830	-110.35
T9	-517.62	-116.37
T10	-536.62	-120.64
T11	-547.71	-123.14
T12	-551.092	-123.9
T13	-546.729	-122.92
T14	-534.605	-120.19
T15	-514.707	-115.72
T16	-487.030	-109.50
T17	-451.575	-101.52
T18	-408.357	-91.81
T19	-357.36	-80.342
T20	-298.685	-67.15
T21	-232.626	-52.30
T22	-157.896	-35.498
T23	-76.136	-17.117

Table (4-5) Top member forces

Chapter 4 Structural Analysis & Design

2- The diagonal member (D*):-

No. of member	Value of force	
	KN	Kip
D*1	-141.341	-31.8
D*2	-124.837	-28.07
D*3	-115.266	-25.91
D*4	-103.119	-23.18
D*5	-91.121	-20.48
D*6	-79.113	-17.79
D*7	-67.104	-15.085
D*8	-55.108	-12.389
D*9	-43.136	-9.698
D*10	-31.204	-7.015
D*11	-19.322	-4.344
D*12	-7.654	-1.72
D*13	4.481	1.007
D*14	16.095	3.618
D*15	27.661	6.219
D*16	39.168	8.806
D*17	50.606	11.38
D*18	61.947	13.93
D*19	73.231	16.464
D*20	84.406	19.974
D*21	95.387	21.445
D*22	106.507	23.945
D*23	118.111	26.55
D*24	123.06	27.67

Table (4-6) diagonal member forces

Chapter 4 Structural Analysis & Design

3- The diagonal member (D):-

No.of member	Value of force	
	KN	Kip
D1	121.427	27.30
D2	114.427	25.73
D3	104.135	23.412
D4	94.128	21.162
D5	83.791	18.84
D6	73.230	16.46
D7	62.448	14.04
D8	51.457	11.57
D9	40.269	9.053
D10	28.887	6.49
D11	17.374	3.91
D12	5.809	1.305
D13	-6.321	1.42
D14	-18.091	-4.08
D15	-29.946	-6.73
D16	-41.874	-9.414
D17	-53.866	-12.11
D18	-65.909	-14.817
D19	-77.991	-17.533
D20	-90.121	-20.26
D21	-102.051	-22.94
D22	-114.807	-25.81
D23	-124.531	-27.997
D24	-135.388	-30.438

Table (4-7) diagonal member forces

4- The Bottom member (B):-

No.of member	Value of force	
	KN	Kip
B1	15.57	3.50
B2	101.799	22.87
B3	182.496	41.03
B4	255.129	57.36
B5	319.902	71.92
B6	376.761	84.701
B7	425.672	95.70
B8	466.603	104.90
B9	499.519	112.30
B10	524.39	117.90
B11	541.178	121.67
B12	549.85	123.62
B13	550.381	123.74
B14	542.749	122.02
B15	526.939	118.47
B16	502.94	113.07
B17	470.752	105.83
B18	430.382	96.76
B19	381.846	85.85
B20	325.159	73.10
B21	260.363	58.53
B22	187.479	42.15
B23	105.701	23.764
B24	19.359	4.35

Table (4-8) Bottom member forces

Chapter 4 Structural Analysis & Design

▪ Design of tension member :

Bottom member Max. tension = 550.381 KN = 123.74Kip

- Tensile yielding :-

$$P_u = \Phi * F_Y * A_g$$

$$A_g = 123.74 / 0.9 * 36 = 3.819 \text{ in}^2$$

Try HSS 6×6×.25 with $A_g = 5.24 \text{ in}^2$

- Tensile rupture

$$\Phi P_n = \Phi * F_u * (U * A_g) = 0.75 * 58 * (1 * 5.24) = 227.94 \text{ Kip} > 123.74 \text{ Kip} \dots \text{Ok}$$

Use section HSS6×6×.25

▪ Diagonal member Max. tension = 123.06KN = 27.67 Kip

- Tensile yielding :-

$$P_u = \Phi * F_Y * A_g$$

$$A_g = 27.67 / 0.9 * 36 = 0.854 \text{ in}^2$$

Try HSS 3×3×.1875 with $A_g = 1.89 \text{ in}^2$

- Tensile rupture

$$\Phi P_n = \Phi * F_u * (U * A_g) = 0.75 * 58 * 1 * 1.89 = 82.215 \text{ Kip} > 27.67 \text{ Kip} \dots \text{Ok}$$

Use section HSS3×3×.1875

▪ Design of compression member :

Top member Max. compression = 551.092 = 123.90 Kip

Assume $KL/r = 75$

$$4.71 \sqrt{E/F_y} = 4.71 \sqrt{29000/36} = 133.68.$$

Chapter 4 Structural Analysis & Design

$$F_e = \pi^2 E / (KL/r)^2 = \pi^2 * 29000 / 75^2 = 50.88.$$

$$F_{cr} = F_y * 0.658^{(F_y / F_e)} = 36 * 0.658^{(36 / 50.88)} = 26.77 \text{ Kip.}$$

$$KL/r = 1 * 1.00 * 12 / r = 75 \rightarrow r = 0.16$$

$$A_g = P_u / \Phi * F_{cr} = 123.9 / 0.9 * 26.77 = 5.143 \text{ in}^2$$

Use W10×19 with $A_g = 5.62 \text{ in}^2$

Diagonal member Max. compression = 141.341 kN = 31.78 Kip.

Take section member HSS3×3×.1875

$$A_g = 1.89 \text{ in}^2, b/t = 14.20, h/t = 14.20, r_y = 1.14$$

$$\lambda_r = 1.4 \sqrt{E/F_y} = 1.4 \sqrt{(29000/36)} = 39.735 > 14.2$$

$$KL/r = 1 * 62.2 / 1.14 = 54.56$$

$$4.71 \sqrt{E/F_y} = 4.71 \sqrt{(29000/36)} = 133.68 > 54.56$$

$$F_e = \pi^2 E / (KL/r)^2 = \pi^2 * 29000 / 54.56^2 = 96.15$$

$$F_{cr} = F_y * 0.658^{(F_y / F_e)} = 36 * 0.658^{(36 / 96.15)} = 30.78 \text{ Kip}$$

$$\Phi * P_n = \Phi * A_g * F_{cr} = .9 * 1.89 * 30.78 = 52.353 \text{ Kip} > 31.78 \dots \text{ OK}$$

Use section HSS3×3×.1875

CHAPTER

FIVE

الفصل الخامس

النتائج والتوصيات

- ١-٥ مقدمة.
- ٢-٥ النتائج.
- ٣-٥ التوصيات.

١-٥ المقدمة :

في هذا المشروع تم الحصول على مخططات معمارية تفتقد الى الكثير من الامور، بعد دراسة جميع المتطلبات تم اعداد المخططات المعمارية والمخططات الإنشائية الشاملة للمبنى المقترح بناءه في مدينة دورا. وتم اعداد المخططات الإنشائية بشكل مفصل ودقيق وواضح لتسهيل عملية البناء، ويقدم هذا التقرير شرحا لجميع خطوات التصميم المعمارية والإنشائية للمبنى.

٢-٥ النتائج:

1. يجب على كل طالب أو مصمم إنشائي أن يكون قادرا على التصميم بشكل يدوي حتى يستطيع امتلاك الخبرة والمعرفة في استخدام البرامج التصميمية المحوسبة.
2. من العوامل التي يجب أخذها بعين الاعتبار، العوامل الطبيعية المحيطة بالمبنى وطبيعة الموقع وتأثير القوى الطبيعية على الموقع.
3. من أهم خطوات التصميم الإنشائي، كيفية الربط بين العناصر الإنشائية المختلفة من خلال النظرة الشمولية للمبنى، ومن ثم تجزئة هذه العناصر لتصميمها بشكل منفرد ومعرفة كيفية التصميم، مع أخذ الظروف المحيطة بالمبنى بعين الاعتبار.
4. القيمة الخاصة بقوة تحمل التربة هي 400KN/m^2 .
5. لقد تم استخدام نظام عقدات (Two-Way Ribbed and solid Slab) في كثير من العقدات نظرا لطبيعة وشكل المنشأ. كما تم استخدام نظام عقدات (One-Way Ribbed and solid) في اجزاء معينة من الطوابق، كما تم استخدام composite beam في بعض اجزاء المبنى بسبب عدم انتظام توزيع الأعمدة في المبنى.

6. برامج الحاسوب المستخدمة:

- هناك عدة برامج حاسوب تم استخدامها في هذا المشروع وهي:
- (a) AUTOCAD 2013/2007 : وذلك لعمل الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية.
 - (b) ATIR: للتصميم والتحليل الإنشائي للعناصر الإنشائية.
 - (c) (Microsoft Office XP): تم استخدامه في اجزاء مختلفة من المشروع مثل الكتابة النصوص والتنسيق وإخراج المشروع ، واعداد الجداول المرافقة للتصميم
 - (d) Safe : تم استخدام هذا البرنامج لتصميم العقدات المصمته و تصميم (mat foundation) .
 - (e) Etabs : قمنا باستخدام هذا البرنامج لتصميم جدران القص .

النتائج والتوصيات

7. الأحمال الحية المستخدمة في هذا المشروع كانت من كود الأحمال الأردني.
8. من الصفات التي يجب أن يتصف بها المصمم، صفة الحس الهندسي التي يقوم من خلالها بتجاوز أية مشكلة ممكن أن تعترضه في المشروع وبشكل مقنع ومدروس.

٣.٥ التوصيات:

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

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

CHAPTER

SIX

الفصل السادس



الملاحق

Appendix A : Architectural Drawings 6.1

Appendix B : Structural Drawings 6.2

6.3 المصادر والمراجع

6.1 Appendix A : Architectural Drawings

6.2 Appendix B : Structural Drawings

6.2 Appendix B : Structural Drawings

6.2 Appendix B : Structural Drawings

6.3 المصادر والمراجع

1. American Concrete Institute (A.C.I), **Building code Requirement for structural concrete (ACI-318M-08).**
٢. كودات 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.