بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنيك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لمركز ثقافي

فريق العمل :-

معتصم زهور نشأت ابو لاوي عامر محمدين

إشراف :-

د.ماهر عمرو

الخليل- فلسطين

التصميم الإنشائي لمركز ثقافي

فريق العمل:

معتصم زهور نشأت ابو لاوي عامر مجدين

جامعة بوليتكنك فلسطين- 2012 م

إشراف:

د.ماهر عمرو

ملخص المشروع

تتلخص فكرة هذا المشروع في التصميم الإنشائي لمركز ثقافي ,مشتملاً على كافة المرافق الثقافية التي يتطلبها اي مركز ثقافي.

يتكون المبنى من خمسة طوابق, ويتميز التصميم المعماري للمشروع بأنه تم بأسلوب يقوم على تعدد الكتل الفراغية وتوزيعها بشكل متناسق من الناحية الجمالية والوظيفية ، إضافة إلى أنه تم الاهتمام من قبل المصمم المعماري عند توزيع الكتل بتوفير الراحة وسهولة وسرعة الوصول للمستخدمين ، وتكمن أهمية المشروع في تنوع العناصر الإنشائية في المبنى مثل الجسور والأعمدة والجسور المدلى والبلاطات الخرسانية وغيرها.

سيتم التصميم - إن شاء الله - بناءا على متطلبات كود الخرسانة الأمريكي (ACI_318) وستتم الاستعانة ببعض برامج التصميم الإنشائية وبرامج الرسم مثل Autocad2007, Office2007 , Atir وغيرها ومن الجدير بالذكر انه تم استخدام الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية وسيتم الاطلاع على بعض مشاريع التخرج السابقة, و سيتضمن المشروع دراسة إنشائية تفصيلية من تحديد و تحليل للعناصر الإنشائية والأحمال المختلفة المتوقعة ومن ثم التصميم الإنشائي للعناصر و إعداد المخططات التنفيذية بناءً على التصميم المعد لجميع العناصر الإنشائية التي تكون الهياكل الإنشائية للمبنى.

والله ولي التوفيق

The Structural Design of a Cultural Center

WORKING TEAM:

Mo'tasim zhour Nashat abu lawi Amer mohammadain

Palestine Polytechnic University -2012

SUPERVISOR:

DR.MAHER AMRO.

Project Abstract

The summary of the idea of this project, is to prepare a structural design of a Cultural center, consisting of all facilities that should be available in any optima cultural center .

This building is consisting of 5 floors with a nice elevation, which reflecting the medical face of the building, on the other hand , no doubt that the structural design at a same level of importance of archities one ,by supporting the building with a structural element ,which will be designed according to ACI code.

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

فهرس المحتويات

	رقم الصفحة
صفحة العنوان الرئيسية	I
نسخة عن صفحة العنوان	Ii
شهادة تقييم مقدمة مشروع التخرج	Iii
الإهداء	Iv
الشكر و التقدير	v
ملخص المشروع باللغة العربية	vi
ملخص المشروع باللغة الإنجليزية	vii
فهرس المحتويات	viii
الفصل الأول : المقدمة	1
1.1 المقدمة	2
1.2 أهداف المشروع	2
1.3 مشكلة المشروع	2
1.4 حدود مشكلة المشروع	2
1.5 المسلمات	3
1.6 فصول المشروع	3
1.7 اجراءات المشروع	3
الفصل الثاني : الوصف المعماري	5
2.1 مقدمة	6
2.2 لمحة عن المشروع	6
2.3 موقع المشروع	7
2.3.1 أهمية الموقع	7
2.3.2 حركة الشمس والرياح	7
2.3.3 العناصر المعمارية	7
2.4 وصف المساقط الأفقية	8
2.4.1 طابق التسوية	8
2.4.2 الطابق الأرضي	9
2.4.3 الطابق الأول	10
2.4.4 الطابق الثاني	11
2.5.4.2. الطابق الثالث	12
2.5 وصف الواجهات	13
2.5.1 الواجهة الجنوبية الشرقية	13
2.5.2 الواجهة الشماليه الغربية	14
2.5.3 الواجهة الجنوبية الغربية	15
2.5.4 الواجهه الشمالية الشرقية	15
الفصل الثالث : الوصف الإنشائي	16
3.1 مقدمة	17
3.2 هدف التصميم الإنشائي	17
3.3 الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى	17
3.3.1 الأحمال	18
3.3.2 الأحمال الميتة	18
3.3.3 الأحمال الحية	19

3.3.4 الأحمال البيئية 20

3.3.4.1 الرياح 20
3.3.4.2 الثلوج 20
3.3.4.3 الزلازل 21
3.4 الاختبارات العملية 21
3.5 العناصر الإنشائية 21
3.5.1 العقدات 22
3.5.1.1 عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد 22
3.5.1.2 عقدات العصب ذات الاتجاهين 24
3.5.1.3 العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد 22
3.5.1.4 العقدات المصمتة ذات الاتجاهين 23
3.5.2 الجسور 24
3.5.3 الأعمدة 25
3.5.4 الجدران الحاملة (جدران القص) 26
3.5.5 الأساسات 27
3.5.6 الأدراج 28
3.5.7 الجدران الاستنادية. 29
3.6 فواصل التمدد 30

Chapter 4 : Structural Design & Analysis 31
4.1 Introduction 32
4.2 Determination of Slab thickness 32
4.3 Determination of factored load 33
4.3.1 Determination of dead load 33
4.3.2 Determination of factored dead & live loads 34
4.4 Design of topping 34
4.5 Design of rib 13 35
4.5.1 Design of positive moment of rib 13 36
4.5.1.1 Design of Span 2 36
4.5.2 Design of negative moment of rib 13 37
4.5.2.1 Design of support 2 37
4.5.3 Design of shear of rib 13 39
4.6 Design of beam 4 40
4.6.1 Design of positive moment 41
4.6.2 Design of negative moment 42
4.6.3 Design of shear 42
44

فهرس الجداول

جدول (1-1) الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية 2010\2011 5
جدول (1-3) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة 22
جدول (3-2) الأحمال الحية 23
جدول (3-3) قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر 25

فهرس الأشكال

شكل (2-1) مخطط قطعة الأرض والبناء 8
شكل (2-2) صورة جوية للموقع 9
شكل (2-3) حركة الشمس والرياح 10
شكل (2-4) مخطط الطابق التسويه 11
شكل (2-5) مخطط الطابق الارضي 12
شكل (2-6) مخطط الطابق الاول 14
شكل (2-7) مخطط الطابق الثاني 15
شكل (2-8) الواجهة الغربيه 16
شكل (2-9) الواجهة الشماليه 17
شكل (2-9) الواجهة الشرقيه 17
شكل (2-9) الواجهة الجنوبيه 18
شكل (2-9) قطاعات الدرج 19
شكل (3-1) يوضح بعض العناصر الإنشائية في المبنى 26
شكل (3-2) عقدة العصب ذات الاتجاه الواحد 28
شكل (3-3) عقدة العصب ذات الاتجاهين 28
شكل (3-4): عقده المصمتة ذات الاتجاه الواحد. 29
شكل (3-5): عقده المصمتة ذات الاتجاهين. 29
شكل (3-6) اشكال الجسور المدلاة والمسحورة 30
شكل (3-7) احد أشكال الأعمدة 31
شكل (3-8) جدار القص 32
شكل (3-9) الأساس المنفرد 33
شكل (3-10) الدرج 34
شكل (3-11) جدار استنادي 35

Figure (4-1): First Floor Slab. 38
Figure (4-2): Structural Plane. 43
Figure (4-3): Rib 1 geometry. 43
Figure (4-4) : Rib Section. 44
Figure (4-5) : loading of Rib 13 44
Figure (4-6) : Moment Envelop of rib 13. 44
Figure (4-7) : Shear Envelop of rib 13. 45
Figure (4-8) : Beam Geometry. 54
Figure (4-9) : loading of Beam . 54
Figure (4-10): Moment Envelop for Beam. 54
Figure (4-11): Shear Envelop for Beam. 56

List of Abbreviations

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

- S = Spacing of shear or in direction parallel to longitudinal reinforcement.
- Vc = nominal shear strength provided by concrete.
- Vn = nominal shear stress.
- Vs = nominal shear strength provided by shear reinforcement.
- Vu = factored shear force at section.
- Wc = weight of concrete. (Kg/m^3).
- W = width of beam or rib.
- Wu = factored load per unit area.
- Φ = strength reduction factor.
- ε_c = compression strain of concrete = 0.003mm/mm.
- ε_s = strain of tension steel.
- $\acute{\varepsilon}_s$ = strain of compression steel.
- ρ = ratio of steel area .

1

الفصل الأول

المقدمة

1.1 المقدمة .

1.2 أهداف المشروع .

1.3 مشكلة المشروع .

1.4 حدود مشكلة المشروع .

1.5 المسلمات .

1.6 فصول المشروع .

1.7 إجراءات المشروع .

1.1 المقدمة

اذا تناولنا بصفة عامة لوجدنا ان الهندسة هي الجسد الذي يجمع بين الادوات التقنية المتاحة والانشطة والمعرفة , فهي النشاط الاحترافي الذي يستخدم التخيل والحكمة والذكاء في تطبيق العلوم والتكنولوجيا والرياضيات و الخبرة العملية لكي تستطيع ان تصمم وتنتج وتدير العمليات التي تتناسب واحتياجات البشرية .

فالهندسة المدنية عموما هي الوسيلة الوحيدة التي تجعل من العالم مكانا انسب واصلح للعيش فيه .

وهندسة المباني خصوصا هي الهندسة التي تعتني بجانب توفير المسكن المطلوب بالمواصفات المطلوبة وبالجودة المطلوبة وبالموارد المتاحة لكل فرد على هذه البسيطة.

المهندس المدني هو الذي يقوم بالتصميم والتنفيذ والاشراف على التنفيذ للمشروعات المختلفة ,ويكمن دوره الفعال في ارتباط عمله ارتباطا وثيقا بارواح البشر .

والمهندس هو من يصمم وينشئ الملاذ الأمن لرجل عائد إلى بيته بعد يوم طويل مرهق ومتعب وهو ذاته من يجمع الناس تحت سقف واحد في حدث موسيقي هنا وآخر رياضي هناك , بكل اختصار المهندس هو من يظهر أو على الأقل من يحاول أن يظهر الجمال المدفون وراء وجه الطبيعة.

1.2 أهداف المشروع

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

1. القدرة على اختيار النظام الإنشائي المناسب للمشاريع المختلفة وتوزيع عناصره الإنشائية على المخططات، مع مراعاة الحفاظ على الطابع المعماري.
2. القدرة على تصميم العناصر الإنشائية المختلفة.
3. تطبيق وربط المعلومات التي تم دراستها في المساقات المختلفة .
4. إتقان استخدام برامج التصميم الإنشائي ومقارنتها مع الحل اليدوي.

1.3 مشكلة المشروع

تتمثل مشكلة هذا المشروع في التحليل و التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية المكونة للمركز الثقافي الذي تم اعتماده ليكون ميدانا لهذا البحث , وفي هذا المجال سيتم تحليل كل عنصر من العناصر الإنشائية مثل البلاطات والأعصاب والأعمدة والجسور ....الخ بتحديد الأحمال الواقعة عليه , ومن ثم تحديد أبعادها وتصميم التسليح اللازم لها , مع الأخذ بعين الاعتبار عامل الأمان للمنشأ , ومن ثم سيتم عمل المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها , لإخراج هذا المشروع من حيز الاقتراح إلى حيز التنفيذ .

1.4 حدود مشكلة المشروع

يقتصر العمل لهذا المشروع على الناحية الإنشائية فقط حيث سيتم العمل خلال الفصلين الأول والثاني من السنة الدراسية 2011-2012 من خلال مقدمة مشروع التخرج في الفصل الأول و مشروع التخرج في الفصل الثاني.

1.5 المسلمات

1. اعتماد الكود الأمريكي في التصاميم الإنشائية المختلفة (ACI-318-05) .
2. استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (Atir,stad pro.etabs,....etc)
3. برامج أخرى مثل Microsoft office Word & Power Point.

1.6 فصول المشروع

يحتوي هذا المشروع على ستة فصول وهي:

1- الفصل الأول : يشمل المقدمة العامة ومشكلة البحث و أهدافه....
2- الفصل الثاني : يشمل الوصف المعماري للمشروع.
3- الفصل الثالث : يشمل وصف العناصر الإنشائية للمبنى.
4- الفصل الرابع : التحليل والتصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية.
5- الفصل الخامس: النتائج و التوصيات .

1.7 إجراءات المشروع

1) 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.

2) 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.

3) تحليل العناصر الإنشائية والأحمال المؤثرة عليها.

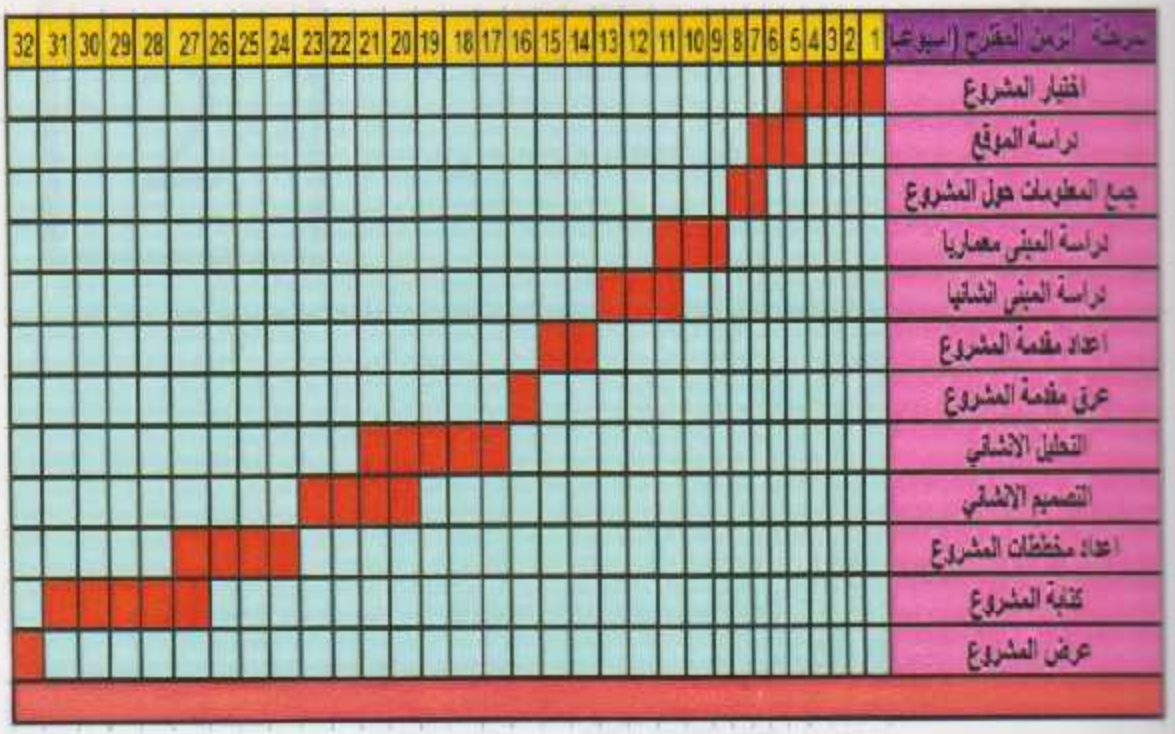
4) تصميم العناصر الإنشائية بناء على نتائج التحليل.

5) التصميم عن طريق برامج التصميم المختلفة.

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

والجدول التالي يوضح تسلسل أعمال المشروع والزمن اللازم لكل نشاط.

جدول (1-1) الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية (2011\2010)



2

الفصل الثاني

الوصف المعماري للمشروع

2-1 مقدمة.

2-2 لمحة عن المشروع.

2-3 وصف عناصر المشروع .

2-3-1 وصف المسقط الأفقية .

2-3-2 وصف الواجهات.

2-3-3 وصف الحركة.

1-2 مقدمة :-

منذ قديم الازل لم يعش الانسان ابدا الا بوجود حضارة ولا عيش للانسان بدون حضارة يعيش فيها ويتعامل مع كل جانب من جوانبها لذا كان لزاما على الانسان ان يبدع فيها وان يعمر فيها لكي يعيش بكل راحة وطمأنينة واستقرار والاستقرار من اهم العوامل التي يبحث عنها الانسان في اي حضارة.

ومن مقومات اي حضارة وجدت من قبل او ستولد في ما بعد ثابتة وهي (المدنية والدين) فهما ركنان اساسيان لكل حضارة حيث ان كل حضارة تحتوي على تراث ثقافي وتراث معماري تعتز به على مر العصور والدهور.

لذا كان لزاما على اي حضارة ان تبني من اجل نشر ثقافتها بين الحضارات الاخرى ففي حضارتنا الحالية نبني الجامعات لنشر التعليم ونبني البيوت للنشر الامن والاستقرار ونعبد الطرق لنسهل الاتصال والتواصل بين البشر.

لذا قمنا في مشروعنا هذا بمحاولة الجمع بين الثقافة والعمارة فكان مشروعنا مركز ثقافي.

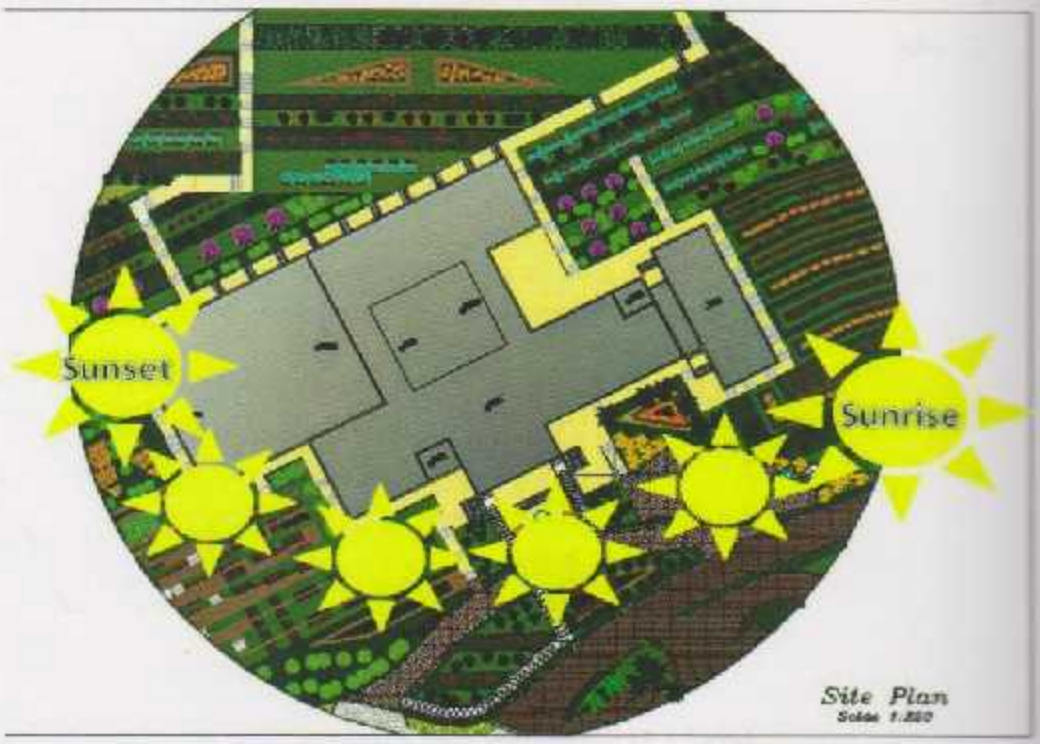
2-2 لمحة عن المشروع :-

كما اسلفنا في المقدمة فانا قمنا بالجمع بين مكان تنشر وتؤخذ منه الثقافة وفيه يظهر الجمال المعماري فمشروعنا يقع في منطقة مستطيلة الشكل تقريبا ذات مستويات متعدد فتصل في اعلى نقطة فيها الي 0.00 واقل نقطة تكون -11.1 مترا لذا يحتوي المشروع على 5 طوابق ثلاث منها تحت الارض من جهه ومفتوحة من جهة اخرة وطابقان فوق الارض وهما الثاني والثالث حيث يوجد تراجع بسيط في اخر طابق.

2-1 حركة الشمس والرياح :-

تعتبر دراسة حركة الرياح و الشمس من العوامل المهمة في تحليل المبنى، فيجب معرفة تأثير كل من الرياح والشمس على المبنى ليتسنى تقسيمه إلى فراغات تتناسب وتوجيهه المناخي بحيث يلبي شروط التصميم المتعلقة بالتهوية و الإضاءة الطبيعية.

الشكل (2-1) يوضح تأثير هذه العوامل:



الشكل(2-1) توجيه المبنى

3-2 دراسة عناصر المشروع :

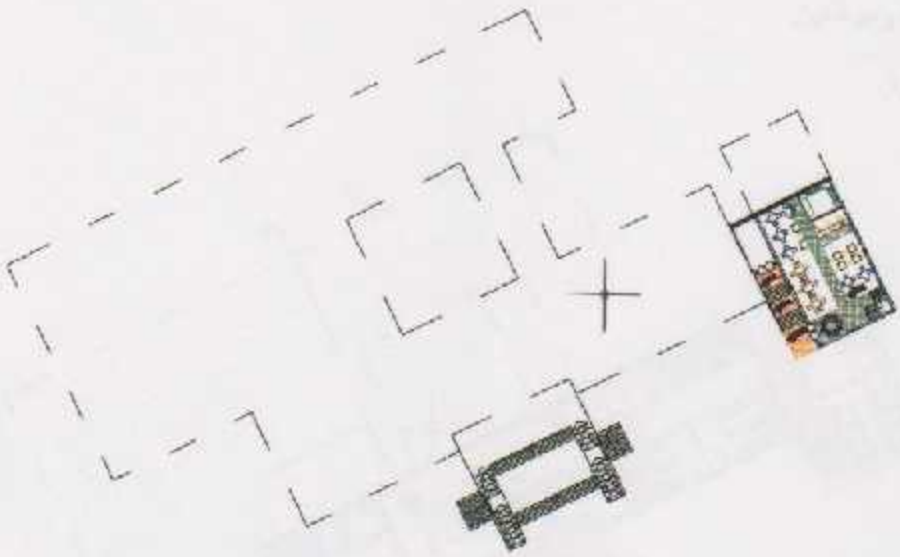
2-3-1 المساقط الأفقية :-

يشمل المشروع على خمسة طوابق , ذوات تنوع خدماتي في كل طابق موزعة وفق الآتي :

1- طابق التسوية الاولى :- ويشمل على (4) أجزاء كما يوضحها الشكل 2-3-1 أدناه:

1 - كافيتيريا.

2- مطبخ



شكل(1.3.2) :- مخطط طابق التسوية الاولى.

2- **الطابق التسوية الثانية:-** ويشمل الأجزاء الآتية كما هو موضح بالشكل رقم2-3-2:-

1 - كافيتيريا .

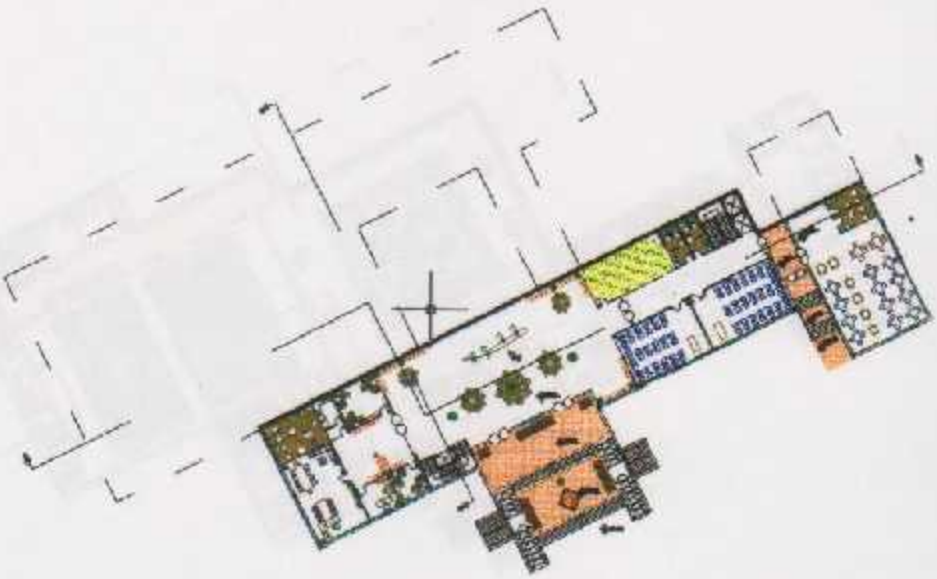
2- قاعات للمحاضرات .

3- مسجد .

4- ساحة دخول .

5- مكاتب ادارية وموظفين.

6- خدمات صحية.



شكل(2.3.2) :- مخطط الطابق التسوية الثانية .

3- الطابق الارضي :- يشمل هذا الطابق كل من الأجزاء الآتية كما يظهر في الشكل(3.3.2) أدناه .

1- قاعات للقراءة.

2- قاعات للدراسة.

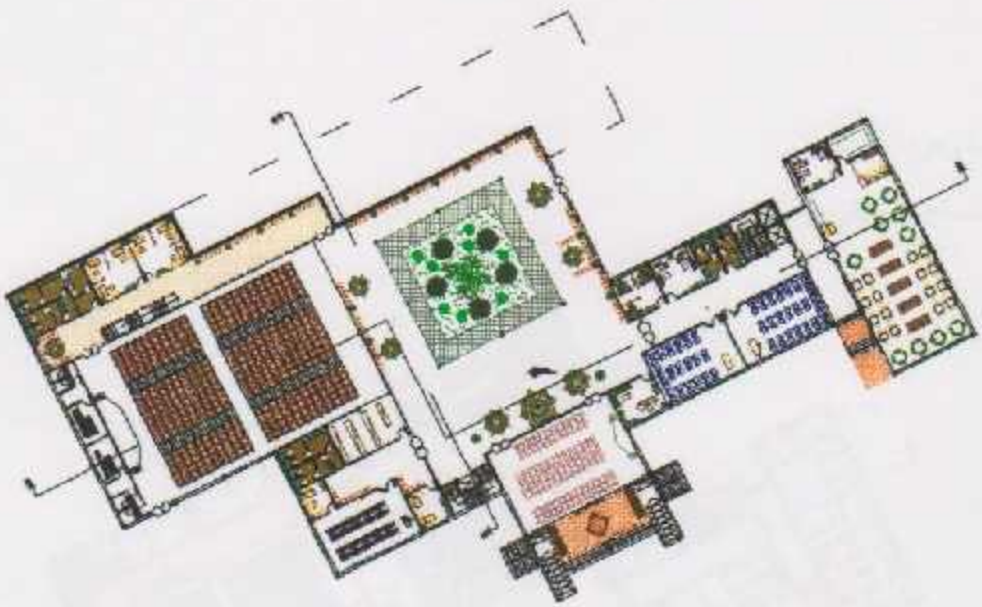
3- مكاتب موظفين .

4- منطقة خدمات.

5- ساحة متعدد الاستخدامات.

6- مخزن

7- مختبرات للكمبيوتر



شكل (3.3.2) :- مخطط الطابق الأول.

4- **الطابق الثاني :-** يشمل هذا الطابق كل من الأجزاء الآتية كما يظهر في الشكل(4.3.2) أدناه :-

1- قاعات للقراءة.

2- قاعات للدراسة.

3- مكاتب موضفين .

4- منطقة خدمات.

5- ساحة متعدد الاستخدامات.

6- مخزن

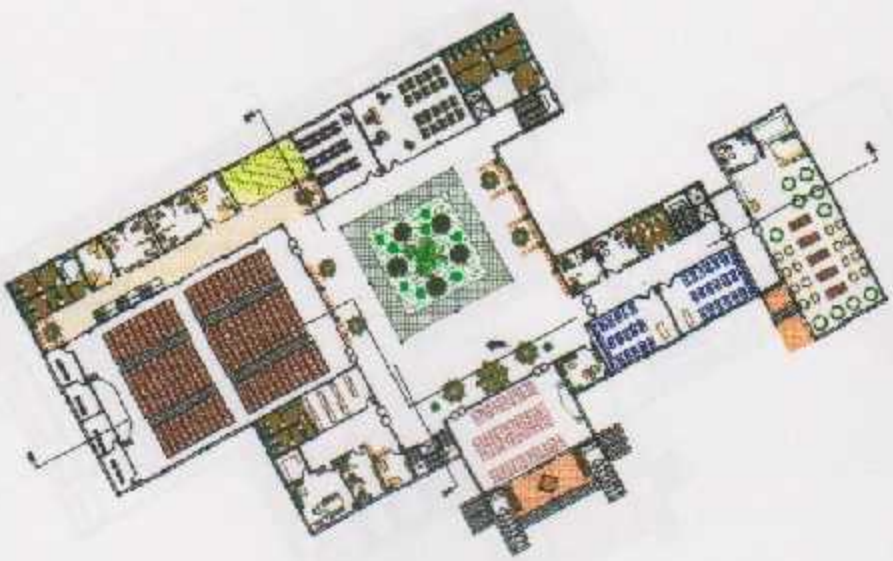
7- مختبرات للكمبيوتر

8- مسجد

9مخزن

10- استراحة وغرفة للممثلين

11- غرف لسماع الموسيقى ومسرح



شكل(4.3.2):- مخطط الطابق الثاني.

5- **الطابق الثالث:-** يشمل هذا الطابق كل من الأجزاء الآتية كما يظهر في الشكل(5.3.2) أدناه.

1- قاعات للقراءة.

2- قاعات للدراسة.

3- مكاتب موظفين .

4- منطقة خدمات.

5- ساحة متعدد الاستخدامات.

6- مخزن

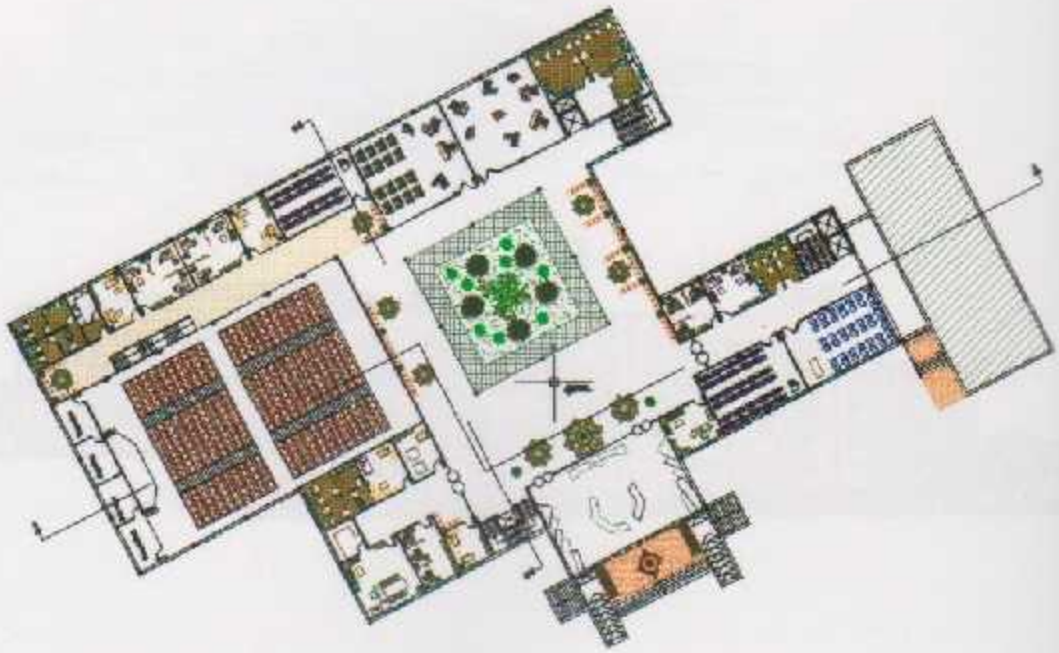
7- مختبرات للكمبيوتر

8- مسجد

9- مخزن

10- استراحة وغرفة للممثلين

11- غرف لسماع الموسيقى ومسرح



شكل(5.3.2):- مخطط الطابق الثالث.

توزيع المساحات على الطوابق

الطابق	التسوية	الأرضي	الأول	الثاني	الثالث	المجموع
المساحة ($م^2$)	175	1200	2600	2850	2600	9425

2-3-2 وصف الواجهات :-

المواد الرئيسية التي تم استخدامها في عملية البناء هي الخرسانة المسلحة , والخرسانة العادية والفولاذ وثلاثة انواع من الحجر وهي الحجر الملطش وحجر المطبة(المنعم) والحجر الاحمر, شريطة مناسبتها لشروط مقاومة الظروف الجوية وتوفير عنصر الجمال , حيث يتم استخدام الحجر الملطش في الواجهات, وحجر المطبة فوق الشبابيك والأبواب و البلاكين.

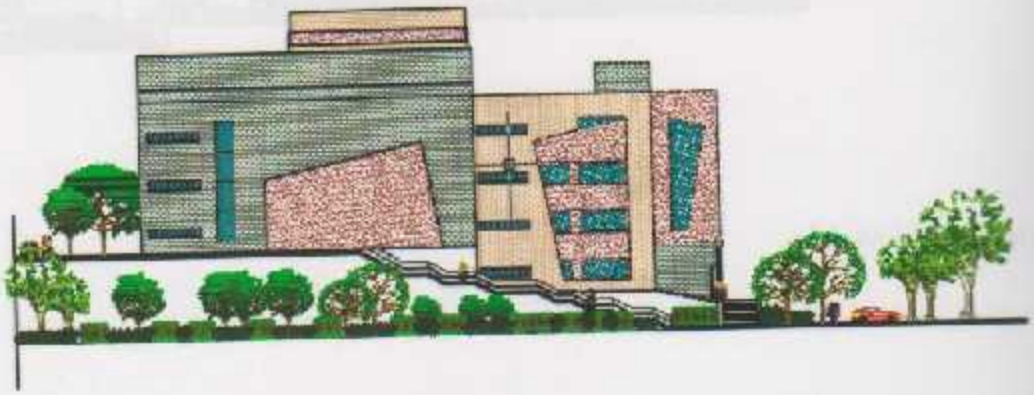
1-الواجهة الجنوبية الشرقية :-

وهي الواجهة التي تطلع عليها الشمس وتطل على جزء موقف السيارات, ويظهر فيها منسوبان, المنسوب الأول منسوب طابق الاول, و المنسوب الثاني منسوب الطابق الثاني حيث ساعد تدرج المناسيب في إظهار جمال الواجهة ,تحتوي هذه الواجهة على المدخل العام للمبنى , كما يبين الشكل (1.4.2).

شكل (1.4.2)

2- الواجهة الشمالية الغربية :-

تحتوي هذه الواجهة على عدة مناسيب تظهر جمالها ويظهر فيها المسرح جليا



شكل 2.4.2

3- الواجهة الجنوبية الغربية :-

تحوي هذه الواجهة على منخل فرعي يصل طابق التسوية ويظهر منسوب الطابق الأول والثاني والثالث.

شكل 2.4.3

4- الواجهة الشمالية الشرقية :-

تحوي على منخل فرعي يصل الطابق الأول مباشرة وتحوي على من منسوب الطابق الأول والثاني والثالث.

شكل 2.4.3

الفصل الثالث

3

الوصف الإنشائي

المحتويـــــــات

3-1 مقدمة.

3-2 هدف التصميم الإنشائي.

3-3 الدراسات التحليلية و النظرية.

3-3-1 الأحمال و تصنيفها .

3-3-1-1الأحمال الميتة.

3-3-1-2 الأحمال الحية.

3-3-1-3الأحمال البيئية .

3-4 الإختبارات العملية

3-5 العناصر الإنشائية المستخدمة

3-5-1العقدات .

3-5-2الجسور .

3-5-3الأعمدة.

3-5-4الجدران الحاملة (جدران القص).

3-5-5 الأساسات.

3-5-6الأدراج.

3-5-7 الجدران الإستنادية .

3-5-8 فواصل التمدد .

3-1 مقدمة :-

إن أي عملية وصف لا تقتصر على جانب معين من جوانبه , و إنما يكون بالوصف و التعمق في جميع تفاصيله الداخلية التي تعبر جزء لا يتجزأ منه . فعند التجوال الموجز في الجانب المعماري للمشفى , و التعرف عليه مقتضياته الجمالية , كان لابد من توجيه الدراسة للتعرف على جانبه الإنشائي , ليصبح بالإمكان تشغليه مع مراعاة السلامة و الأمان .
يعتمد التصميم الانشائي بشكل أساسي على تصميم كافه العناصر الانشائيه , و الكيفية التي تقاوم فيه الأحمال التي تؤثر عليها وبالتالي كان لابدمن وصف كافه هذه العناصر الإنشائية , و التعرف عليها و على ماهية عملها , و القوانين الهندسية و الأفكار المعمول بها , مع مراعاة الحفاظ علىال رونق المعماري المصمم له .

3-2هدف التصميم الإنشائي :-

الهدف السامي من التصميم الإنشائي , هو ولادة منشأ متكامل و مترابط , يعمل كوحدة واحدة في مقاومة الظروف و العوامل التي يتعرض لها , من أحمال حية و ميتة و بيئية , و عند تصميم أي عنصر من العناصر الإنشائية , لابد أن يراعى فيه المعايير التالية :-

- ✓ الأمان (Safety): يتم الوصول إليه من خلال اختيار العنصر الإنشائي المناسب, في المكان المناسب , القادر على مقاومة الأحمال و الإجهادات التي يتعرض لها بأمان.
- ✓ التكلفة (Cost): يتم تحقيقها عن طريق أنواع مواد البناء المستخدمة ومقاطع مناسبة التكلفة و كافية للغرض الذي ستستخدم من أجله , من دون المبالغة فيها .
- ✓ حدود صلاحية المبنى للتشغيل (Serviceability) من حيث تجنب أي هبوط زائد)(Deflection و تجنب التشققات Cracks) تشوه المبنى معمارياً , و تضعفه إنشائياً.
- ✓ الرونق الجمالي المبنى.

3-3 الدراسات التحليلية و النظرية :-

إن عملية التحليل التي تخص الجانب الإنشائي , تتطرق بصفة رئيسية إلى الأحمال التي تتعرض لها , لوضع سبل مقاومتها بالشكل الإنشائي المطلوب بدقة و عناية , و فيما يلي سرد موجز عن الأحمال و أنواعها .

3-3-1 الأحمال :-

تقسم الأحمال بصورة مباشرة على حسب طريقة تأثيرها في المنشأ إلى :-

1- الأحمال الرئيسية (المباشرة) :وهذه الأحمال تتضمن الأحمال الميتة والأحمال الحية والأحمال البيئية .

2- الأحمال الثانوية (غير المباشرة) : وتشمل انكماش الجفاف للخرسانة ، والتأثير الحراري والزحف وهبوط الأساس.

لذا في جانب الحساب الإنشائي يجب مراعاة الدقة المتناهية في عملية تمثيل الأحمال على العناصر الإنشائية على حسب التصنيف السابق , فالخرسانة مثلا تمتلك معدل تمدد و انكماش مخالف تماما للحديد الذي يكون فيه.

لذا لابد للعناصر الإنشائية التي يتم تصميمها أن تكون قادرة على تحمل الأحمال الواقعة عليها دون حدوث إنهيار للمنشاة وهذه الأحمال هي: 1)الأحمال الميتة،2) الأحمال الحية، 3)الأحمال البيئية.

3.3.2الأحمال الميتة :-

هي أحمال تنجم عن وزن المبنى الذاتي الذي يتكون من أوزان مواد البناء المستخدمة حيث تتضمن جميع العناصر الإنشائية و التجهيزات الثابتة فهي أحمال تلازم المبنى بشكل دائم، ثابتة المقدار والإتجاه.

وفيما يتعلق بالكثافة النوعية للمواد المستخدمة فهي كالتالي:

الرقم المتسلسل	المادة المستخدمة	الكثافة المستخدمة (KN/m^3)
1	البلاط	23
2	المونة	22
3	الخرسانة	25
4	الطوب	9
5	القصارة	22
6	الرمل	16

الجدول (3-1) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة

3-3-3الأحمال الحية :-

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

1. أوزان الأشخاص مستعملي المنشأة.
2. الأحمال الديناميكية, كالأجهزة التي ينشأ عنها اهتزازات تؤثر على المنشأة .
3. الأحمال الساكنة, والتي يمكن تغيير أماكنها من وقت لاخر, كأثاث البيوت , والأجهزة والآلات الاستاتيكية غير المثبتة, والمواد المخزنة و الأثاث والأجهزة والمعدات، والجدول (3-2) يبين قيمة الأحمال الحية اعتماداً على نوعية استخدام المبنى حسب الكود الأردني.

الرقم المتسلسل	طبيعة الاستخدام	الحمل الحي (KN/m^2)
1	مواقف السيارات	5.0
2	المخازن	5.0
3	الأدراج	4.0
4	المطاعم	5.0
5	المباني السكنية	2.5

الجدول (3-2) الأحمال الحية

3-3-4 الأحمال البيئية :-

وتتمثل في الأحمال الصادر من المصادر الطبيعية و هي :-

1) الرياح

عبارة عن قوى أفقية تؤثر على المبنى ويظهر تأثيرها في المباني المرتفعة وهي القوى التي تؤثر بها الرياح على الأبنية أو المنشآت أو أجزائها، وتكون موجبة إذا كانت ناتجة عن ضغط وسالبة إذا كانت ناتجة عن شد، وتقاس بالكيلو نيوتن. وتحدد أحمال الرياح اعتماداً على ارتفاع المبنى عن سطح الأرض، والموقع من حيث الإحاطة من مباني سواء كانت مرتفعة أو منخفضة. وتصمم جدران القص اعتماداً على ضغط الرياح بمقدار ($0.4\ KN/m^2$) حسب الكود الأردني.

2) الثلوج

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

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

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

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

الجدول (3-3): قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر.

3) الزلازل

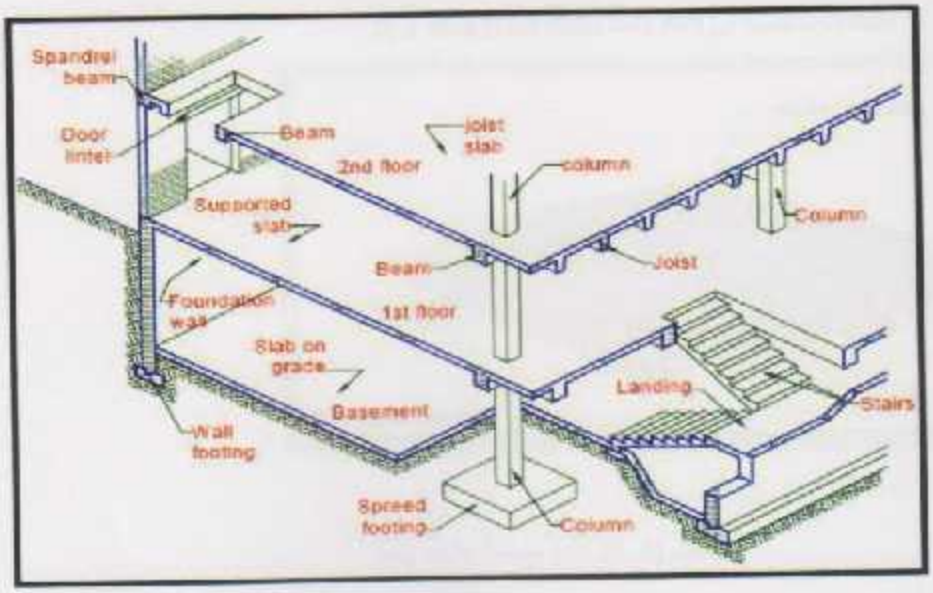
من أهم الأحمال البيئية التي تؤثر على المبنى و هي عبارة عن قوى أفقية و رأسية ينتج عنها عزوم منها عزم الالتواء وعزم الانقلاب, ويمكن مقاومتها باستخدام جدران القص المصممة بسماكات و تسليح كافي يضمن سلامة المبنى عند تعرضه لمثل هذه الأحمال التي يجب مراعاتها في عملية التصميم لتقليل الخطورة والمحافظة على أداء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

4-3 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 والفصل القادم إن شاء الله سوف يتم فحص التربة.

5-3 العناصر الإنشائية :-

المبنى هو عبارة عن محصلة التحام العناصر الإنشائية مع بعضها البعض , لتصبح كتلة واحدة متكاملة لا يعتريه أي ثنائية , متصباً أمام الأحمال التي يتعرض لها ، ومن أهم هذه العناصر، العقدات والجسور والأعمدة والجدران الحاملة والأساسات وغيرها.



3-5-1 العقدات (البلاطات) :-

العقدات عبارة عن العناصر الإنشائية التي تقوم بنقل القوى الرئيسية بسبب الأحمال المؤثرة عليها إلى العناصر الإنشائية الحاملة في المبنى مثل الجسور والجدران والأعمدة ،دون تعرضها إلى تشوهات .

ويوجد أنواع مختلفة وعديدة شائعة الاستعمال من البلاطات الخرسانية المسلحة , منها مايلي :

1. العقدات المصمتة Solid Slabs .
2. العقدات المفرغة Ribbed Slabs .

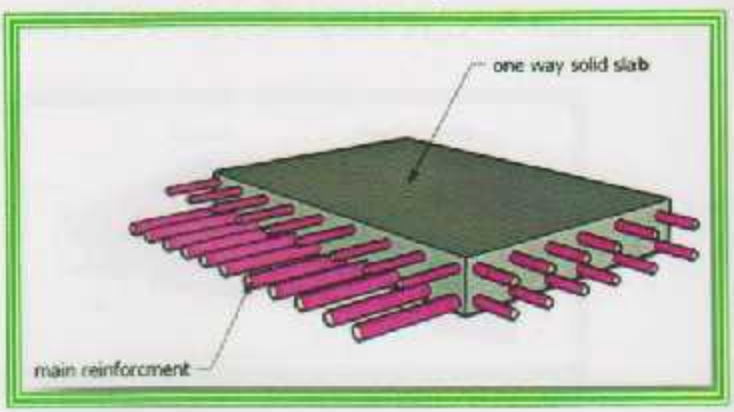
ونظرا لوجود العديد من الفعاليات في هذا المشروع , وتنوع المتطلبات المعمارية تم اختيار نوعين من العقدات كل حسب ما هو ملائم لطبيعة الاستخدام , والذي سيوضح في التصاميم الإنشائية في الفصول اللاحقة , وفيما يلي بيان لهذه الأنواع :-

- العقدات المركبة والمكونة من المعدن والخرسانة composite slabs
- عقدات مفرغة في اتجاه واحد One Way Rib Slabs .
- العقدات المصمتة solid slabs

3-5-1-1 العقدات المصمتة Solid Slabs:-

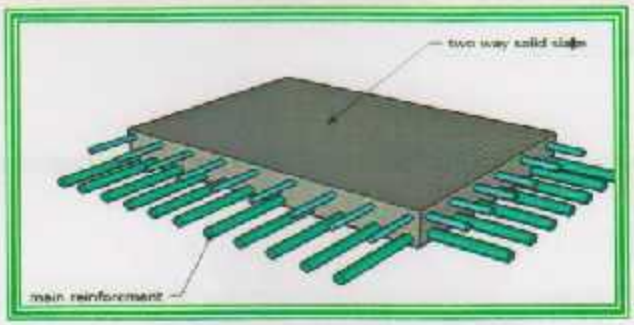
وينقسم هذا النوع إلى قسمين وهما :-

أ- العقدات المصمتة في اتجاه واحد One Way Solid Slabs .



الشكل (3- 1) عقدة مصمتة باتجاه واحد

ب- العقدات المصمتة في اتجاهين Tow Way Solid Slabs .



الشكل (3 - 2) عقدة مصمتة باتجاهين .

وقد تم استخدام النوع الأول من هذه البلاطات في عقدات بيت الدرج .

3-5-1-2 العقدات المفرغة Ribbed Slabs :-

أما العقدات المفرغة فتقسم إلى قسمين هما :-

أ- عقدات عصب في اتجاه واحد One Way Rib Slabs .

ب- عقدات عصب في اتجاهين Tow Way Rib Slabs .

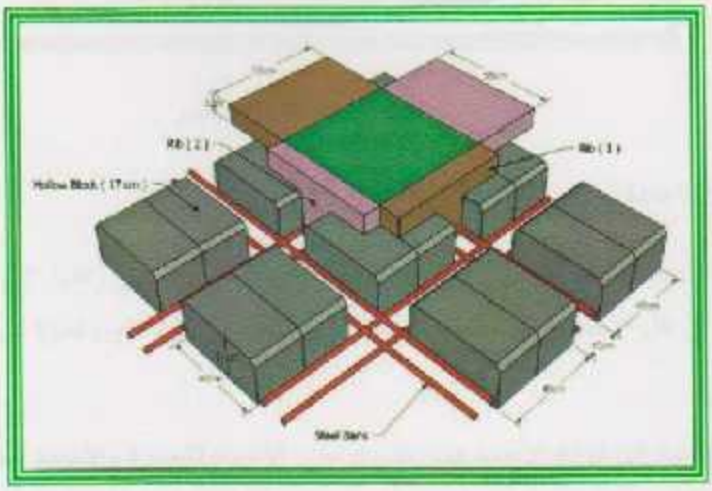
3- 5-1- 2 - أ عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One Way Rib Slabs):-

تستخدم هذه العقدات عندما يراد تغطية مساحات بدون جسور ساقطة , وتستخدم لبحور طويلة, ويتم استخدام هذه البلاطات في جميع طوابق هذا المشروع وعقدات بيت الدرج ومطالع الدرج , وذلك لخفة وزنها و فعاليتها .

الشكل (3- 3) عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد.

3- 5-1- 2 - ب عقدات العصب ذات الاتجاهين (Tow Way Rib Slabs):-

و عقدات العصب في اتجاهين فتستخدم في حالةالمساحات الكبيرة نسبيا , خاصة عندما تكون مسافات البحور للعقدة متقاربة و تكون المسافات أكثر من 6م .



الشكل (3 – 4) عقدات العصب ذات الاتجاهين

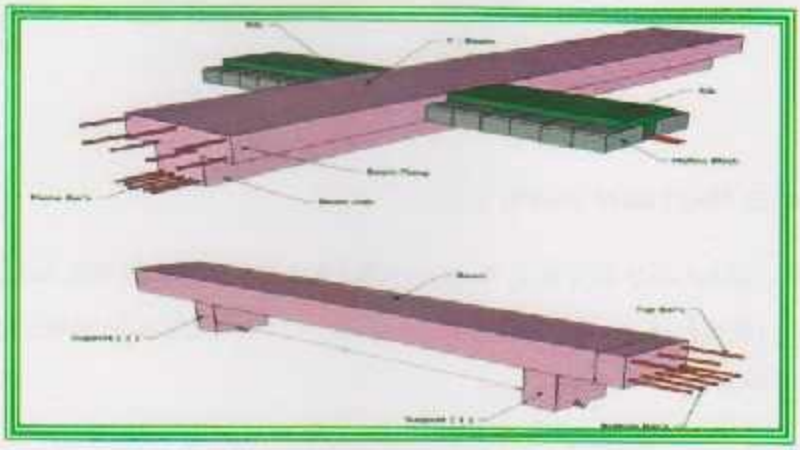
3-5-2الجسور :-

وهي عناصر إنشائية أساسية , تقوم بنقل الأحمال من الأعصاب والعقدات المصمتةلتقوم بنقلها إلى الأعمدة و الجسور الخرسانية على نوعين هما :-

1. الجسور المستورة : - عبارة عن الجسور المخفية داخل العقدة بحيث يكون ارتفاعها يساوي ارتفاع العقدة .
2. الجسور الساقطة (Dropped Beam) : -

عبارة عن تلك الجسور التي يكون ارتفاعها اكبر من ارتفاع العقدة ويتم إبراز الجزء الزائد من الجسر في احد الاتجاهين السفلي (Down Stand Beam) أو العلوي (Up stand Beam) بحيث تسمى هذه الجسور T- , L –section section.

ونظرا للتوزيع الجيد للقوى المؤثرة على السطح ومن ثم على الأعمدة و الجسور ,فقد تم استخدام الجسور الساقطة مع مراعاة عامل التقوس(الانحناء) (Limitation of Deflection).



الشكل (3- 5) أشكال الجسور .

3-5-3 الأعمدة :-

تعتبر الأعمدة العنصر الرئيسي في نقل الأحمال من العقدات والجسور ونقلها إلى الأساسات، وبذلك فهي عنصر إنشائي ضروري في نقل الأحمال وثبات المبنى . لذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على نقل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها .

أما بالنسبة إلى أنواع الأعمدة فهي على نوعين: الأعمدة القصيرة والأعمدة الطويلة. ولمقاطع الأعمدة أشكال عديدة، منها المستطيل و الدائري و المضلع و المربع و المركب. وهناك تصنيف آخر للأعمدة من حيث طبيعة المادة المستخدمة فمنها الخرسانية والمعدنية والخشبية .

3 -6-أ عمود دائري

3 -6-ب عمود مستطيلي

الشكل(3 –6) يبين أنواع الأعمدة المستخدمة .

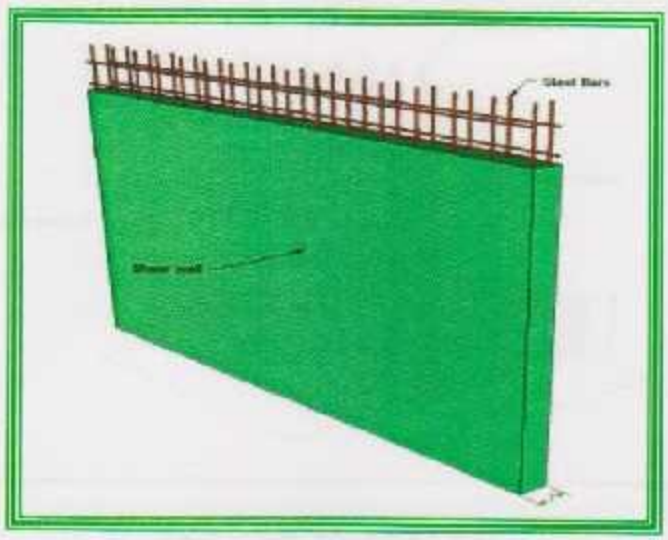
3-5-4- جدران القص (Shear Wall) :-

وهي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى العمودية والأفقية الواقعة عليها وتستخدم بشكل أساسي لمقاومة الأحمال الأفقية مثل قوى الرياح والزلازل وتسمى جدران القص (shear wall) ، وهذه الجدران تسلح بطبقتين من الحديد حتى تزيد من كفاءتها على مقاومة القوى الأفقية .

وتعمل هذه الجدران على تحمل الأوزان الرأسية المنقولة إليها كما تعمل على مقاومة القوى الأفقية التي يتعرض لها المنشأ, ويجب توفرها في الاتجاهين مع مراعاة أن تكون المسافة بين مركز المقاومة الذي تشكله جدران القص في كل اتجاه ومركز محصلة القوى الناتجة عن الزلازل(shear centroid) للمبنى أقل ما يمكن.

وان تكون هذه الجدران كافية لمنع أو تقليل تولد العزوم وآثارها على جدران المبنى المقاومة للقوى الأفقية .

وقد تم تحديد جدران القص في المبنى وتوزيعها بشكل منروس في كامل المبنى وذلك لنتمكن من تصميمها في الفصول القادمة , وتتمثل هذه الجدران , بجدران بيت الدرج , وجدران المصاعد , والجدران الأخرى التي تبدأ من أساسات المبنى .



الشكل (3 - 7) جدار القص

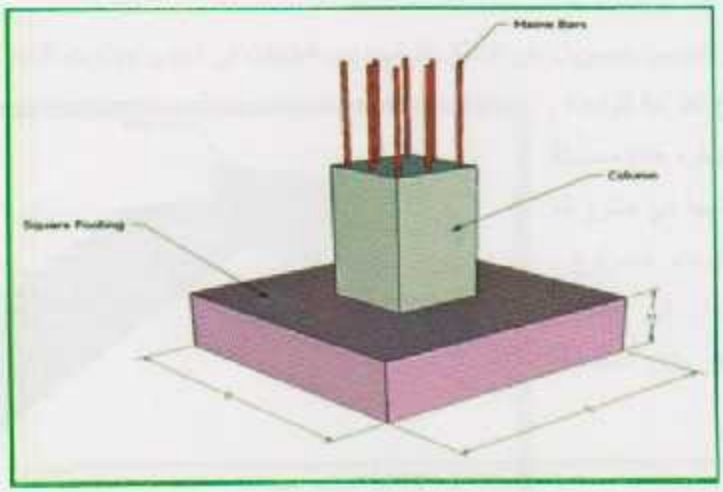
3-5-5 الأساسات(Foundations) :-

وبالرغم من أن الأساسات هي أول ما نبدأ بتنفيذها عند بناء المنشأ , إلا أن تصميمها يتم بعد الانتهاء من تصميم كافة العناصر الإنشائية في المبنى .

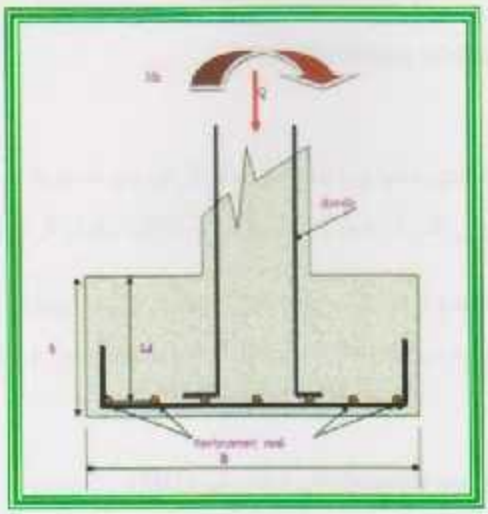
وتعتبر الأساسات حلقة الوصل بين العناصر الإنشائية في المبنى والأرض , ولمعرفة الأوزان والأحمال الواقعة عليها ,فإن الأحمال الواقعة على العقدة تنتقل إلى الجسور ثم إلى الأعمدة وأخيرا إلى الأساسات إلى التربة ويكون الأساس مسؤول عن تحمل الأحمال الميتة للمبنى وأيضا الأحمال الديناميكية الناتجة عن الرياح والثلوج والزلازل وأيضا الأحمال الحية داخل المبنى .

وتكون هذه الأحمال هي الأحمال التصميمية للأساسات , وبناءا على الأحمال الواقعة عليها وطبيعة الموقع يتم تحديد نوع الأساسات المستخدمة , ومن المتوقع استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعا لقوة تحمل التربة والأحمال الواقعة على كل أساس .

والأساس قد يكون قريبا من سطح الأرض ويسمى بالأساس السطحي (Shallow Foundation) وقد يكون عميقا داخل التربة لنقل أحمال المنشأ إلى طبقات التربة العميقة الأقوى, أو توزيعها على الطبقات بطريقة تدريجية ويسمى هذا النوع بالأساس العميق(Deep Foundation).



الشكل (3-8) : شكل الأساس المنفرد .

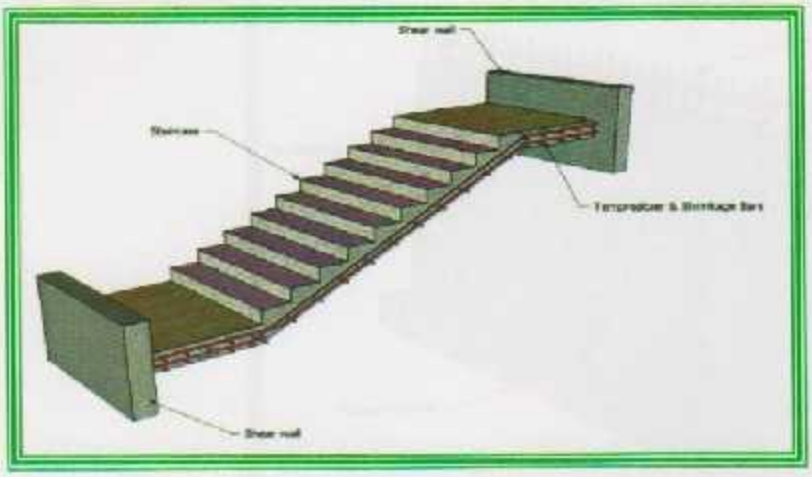


الشكل رقم (3-9)مقطع طولي في الأساس

في الشكلين (3 - 9)، (3- 10) يوضح كيفية نقل الاحمال من المبنى الى الاساس عن طريق العمود ، وتوضيح عملية مقاومة التربة للاحمال الواقعة عليها من المبنى وايضا توضح عملية توزيع حديد التسليح في الاساس .

3-5-6 الأدراج(Stairs) :

الأدراج عبارة عن العنصر المسؤول عن الانتقال الراسي بين الطبقات في المبنى حيث يتم تقسيم ارتفاع الطابق إلى ارتفاعات صغيرة تمثل ارتفاع الدرجة الواحدة . ويتم تصميم الدرج إنشائيا باعتباره عقدة مصمتة في اتجاه واحد , وتم استخدامها في مشروعنا بشكل واضح موزعة على أرجاء المشروع , وكذلك اخذ في عين الاعتبار في التصميم الإنشائي الأحمال الناتجة عن وزن المصاعد الكهربائي .



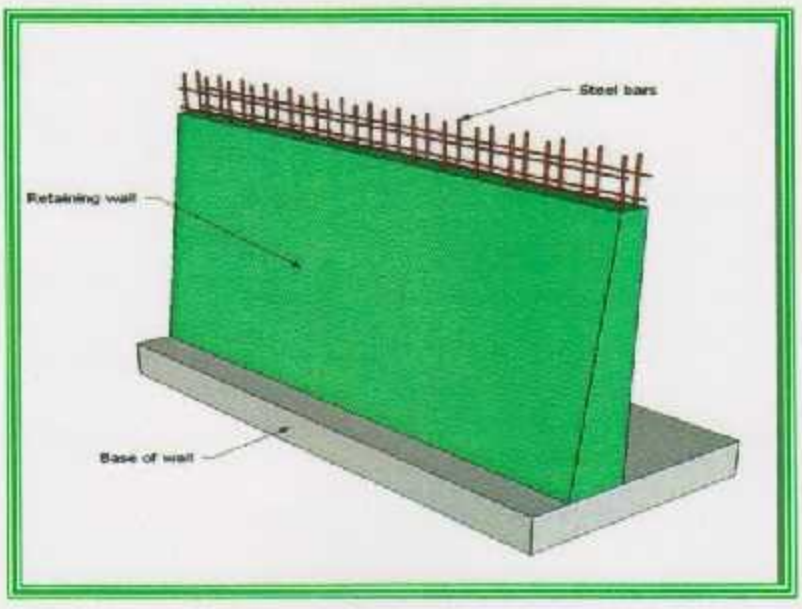
الشكل (3 - 11) مقطع توضيحي في الدرج .

3-5-7الجدران الإستنادية (Retaining Walls):-

تبنى هذه الحوائط لتسند التراب والماء الذي خلفها وما ينتج عن هذا التراب من ضغوط تحاول أن تقلب أو تحرك هذا الجدار، وتصمم الجدران الإستنادية لمقاومة وزن التربة راسيا وضغوط التربة الأفقية وقوى الرفع من المياه الجوفية .

بسبب الاختلاف الواضح في مناسيب قطعة أرض المشروع، كان لا بد من استخدام جدران استنادية لتحمي التربة من الانهيار أو الانزلاق. ويمكن أن تنفذ الجدران الإستنادية من الخرسانة المسلحة أو العادية أو من الحجر. وهناك عدة أنواع من الجدران الإستنادية منها :

- جدران الجاذبية (gravity walls) التي تعتمد على وزنها .
- الجدران الكابولية (cantilever walls) .
- جدران مدعمة (braced walls).



الشكل (3 - 12) جدار استنادي

8-5-3 فواصل التمدد(Expansion Joints):-

تنفذ في كتل المباني ذات الأبعاد الأفقية الكبيرة أو ذات الأشكال والأوضاع الخاصة فواصل تمدد حراري أو فواصل هبوط وقد تكون الفواصل للغرضين معاً, و يتم وضع الفاصل إذا كان عرض المبنى من (35-40) متر , و لذا للسماح للمبنى بالتمدد دون أن يؤدي ذلك إلى حدوث تشققات . وعند تحليل المنشآت لدراستها كمقاوم لأفعال الزلازل تدعى هذه الفواصل بالفواصل الزلزالية، ولهذه الفواصل بعض الاشتراطات والتوصيات الخاصة بها وفقاً لما يلي:

1. ينبغي استخدام فواصل تمدد حراري في كتلة المنشأ حسب الكود المعتمد، على أن تصل هذه الفواصل إلى وجه الأساسات العلوي دون اختراقها. وتعتبر المسافات العظمى لأبعاد كتلة المبنى كما يلي:
   - (40m) في المناطق ذات الرطوبة العالية.
   - (36m) في المناطق ذات الرطوبة العادية.
   - (32m) في المناطق ذات الرطوبة المتوسطة.
   - (28m) في المناطق الجافة.
2. يجب أن لا يقل عرض الفاصل عن (3cm) .

Chapter 4

Structural Analysis & Design

4

4-1 Introduction.

4-2 Determination of Slab Thickness.

4-3 Determination of Factored Load

4-4 Design of topping.

4-5 Design of Rib.

4-6 Design of Beam.

4-7 Design of Two Way Ribbed Slab .

4-8 Design of column.

4-9 Design of basement wall.

4-10 Design of mat foundation

4-11Design of stairs.

4-12 Design of solid slab of the stair roof.

4-13 Design of steel truss

4-14 Design of shear wall

4- 15 Design of isolated footing

4.1 Introduction

The project consists of several structural members that will be designed according to the ACI -318code and by using finite element method by applicate it on computer software such as "ATIR" and "STAADpro" ....etc to find the internal forces, deflections and moments for the all structural element in order to design it.

4.2 Determination of Slab Thickness

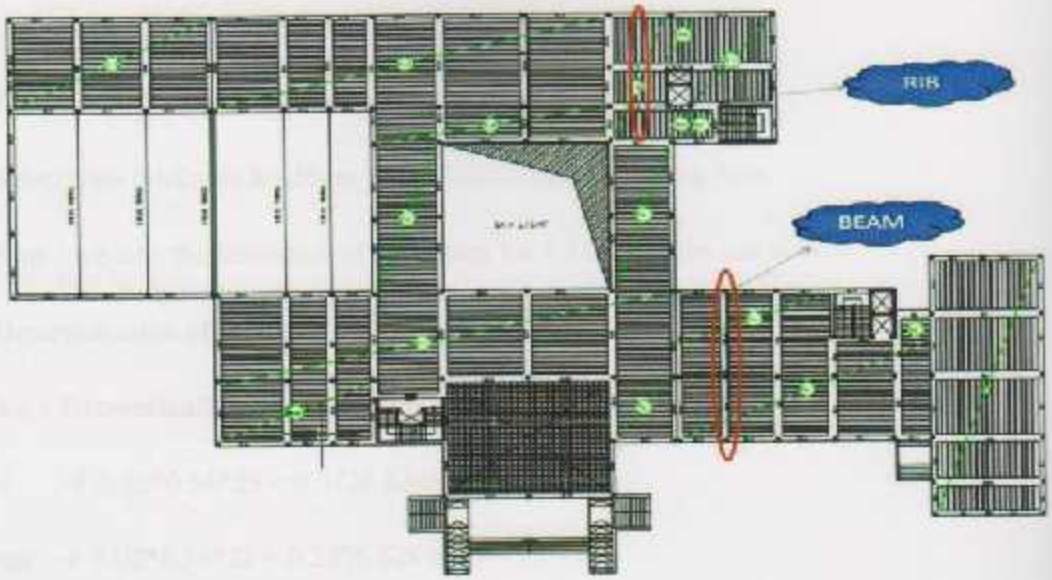


Figure (4-1): First Floor Slab.

According to ACI-Code-318-05, the minimum thickness of nonprestressed beams or one way slabs unless deflections are computed as follow:

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

= 680 /18.5 = 36.7 cm.

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

= 680/21 = 32.4 cm

The controller slab thickness is 36.7 cm.

Select Slab thickness **h= 35cm** with block 27cm & Topping 8cm.

Note : we take the limitation of deflection for 7.5 span in the calculation

4.3 Determination of factored Load

4.3.1 Determination of Dead load

Tiles → 0.03*0.54*23 = 0.3726 KN/m.

Mortar → 0.02*0.54*22 = 0.2376 KN/m.

Sand Fill →0.07*0.54*16= 0.6048KN/m.

Topping → 0.08*0.54*25 = 1.08 KN/m.

Block → 0.4*0.27*9 = 0.972 KN/m.

Plaster → 0.02*0.54*22 = 0.2376 KN/m.

Partition→ 1.0*0.54 = 0.54 KN/m.

Rib→0.12*0.27*25= 0.81KN/m.

Nominal Total Dead Load = 4.85kN/m of rib

Nominal Total live load = 5 * 0.54 = 2.7kN/m of rib

4.3.2 Determination of factored dead & live load

Factored dead load = 1.2*Dead load = 1.2*4.85 = 5.82 KN/m.

Factored Live load = 1.6*live load = 1.6*2.7 = 4.32 KN/m.

4.4 Design of Topping:

The topping will be designed as plain concrete sections

Dead load of topping =

0.03 * 23 (tiles)

+0.02 * 22 (mortar)

+0.07 * 16 (sand)

+ 0.08 * 25 (slab)

+ 1.00 * 1.00 (partitions') = 5.25KN/m2.

Live Load = 5 KN/m^2. (for Stores)

qu = 1.2 DL + 1.6 LL

= 1.2 * 5.25 + 1.6 * 5 = 14.3 KN/m^2. (Total Factored Load)

$$\rightarrow Mu = \frac{q_u * l^2}{12} = 14.3 * 0.4^2 / 12$$

$$= 0.20 KN.m.$$

$$\rightarrow Mn = 0.42\sqrt{fc'} * \frac{bh^2}{6} \qquad = 0.42\sqrt{24'} * \frac{1000 * 80^2}{6} = 2.19 KN.m.$$

$$= 0.42\sqrt{24'} * \frac{1000 * 80^2}{6} = 2.19 KN.m.$$

$$\rightarrow \phi * Mn = 0.55 * 2.19 = 1.2 KN.m.$$

$$\phi * Mn = 1.2 > Mu = 0.20 KN.m.$$

No structural reinforcement is required. However, shrinkage and temperature reinforcement according to ACI-318

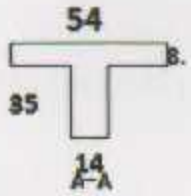
For the shrinkage and temperature reinforcement:

$\rho = 0.0018$

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

Use Φ8 @ 20 cm c\c in both directions.

4.5 Design of Rib 13



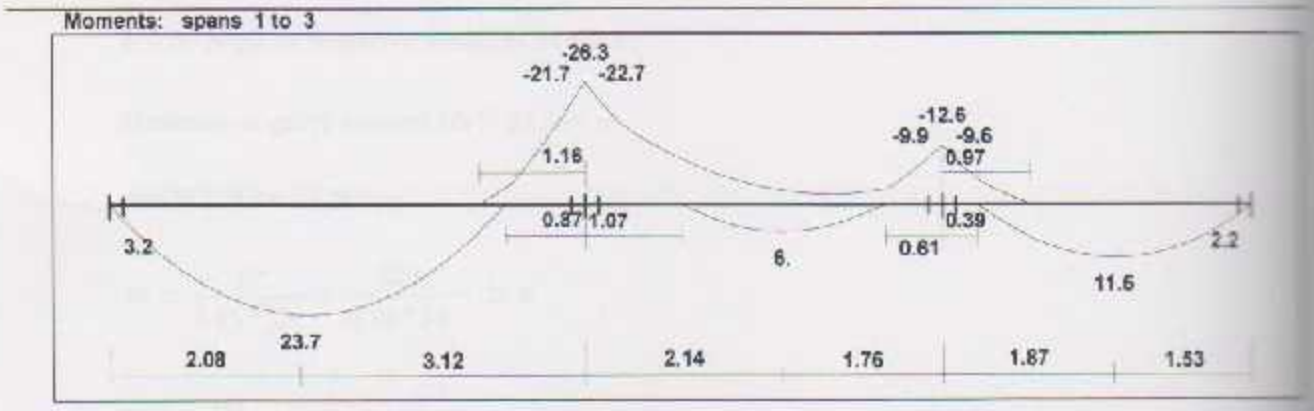


Figure (4-5) : Moment Envelop of rib 1.

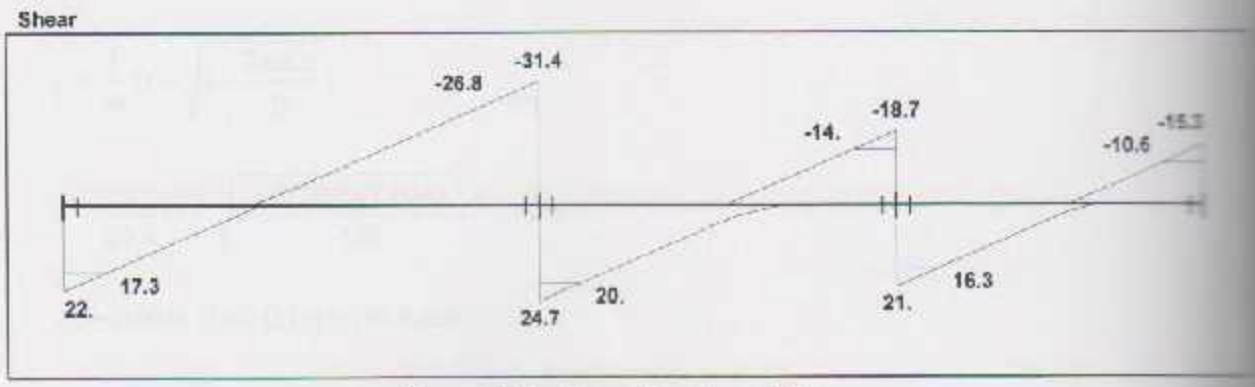


Figure (4-6) : Shear Envelop of rib 1.

4.5.1 Design of flexure :-

d= 350-20-8-6= 316 mm.

Mu(+) = 23.7kN.m

beff<= 540 mm. **(control)**

<= 5.67*1000 \4 = 1417.5 mm.

<= 16 * 80 +140 = 1420mm.

→beff = 540 mm.

$\phi * Mnf = 0.9 * 0.85 * 24 * 0.08 * 0.54 * (0.316 - 0.08 \setminus 2) = 218.9 KN.m.$

$\phi * Mn > mu$ **rectangular section**

218.9 > 23.7

4.5.2Design of Negative moment of rib 1:

Maximum negative moment Mu = 22.7kN.m

Mn22.7/ 0.9 = 25.2kN.m

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

$$Kn = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{25.2 * 10^{-3}}{0.14 * (0.316)^2} = 1.804 Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(1.804)}{420}}\right) = 0.0045$$

$As = 0.0045\ (140)\ (316) = 199.3\ mm^2$

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

$$As_{min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(140)(316) \geq \frac{1.4}{420}(140)(316)$$

$As_{min} = 129 < 147.5$ .....the larger is control

$As_{min} = 114.4 mm^2$

$199.3\ mm^2 > As_{min} = 147.5 mm^2$

# of bars = As/ As $_{bar}$ = 199.3/ 113=2bars * Note $A_{\Phi 12} = 113\ mm^2$

Select 2 Φ 12mm .

- **Find the strain for the magnitude of Φ**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$226 * 420 = 0.85 * 140 * 24 * a$

$a = 33.23mm$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{33.23}{0.85} = 39.1mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{316 - 39.1}{39.1} X0.003$$

$\varepsilon_s = 0.021 > 0.005$

OK

4.5.3 Design of Positive moment of rib 1

Maximum positive momentis Mu = 23.7kN.m

Mn = 23.7 / 0.9 = 26.33kN.m

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

$$Kn = \frac{Mn}{b*d^2} = \frac{26.33*10^{-3}}{0.54*(0.316)^2} = 0.488\text{Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(0.488)(20.6)}{420}}\right) = 0.001177$$

$$As = 0.001177\ (540)\ (316) = 201\,mm^2$$

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

$$As_{min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(140)(316) \geq \frac{1.4}{420}(140)(316))$$

$$As_{min} = 129 < 147.5$$

$$As_{min} = 147.5mm^2$$

$$201\,mm^2 > As_{min} = 147.5mm^2$$

# of bars = As/ As_{bar} = 201/113 = 2 bars * Note $A_{\Phi 12}$ = 113 mm²

Select 2 Φ 12mm.

- **Find the strain for the magnitude of Φ**

  Tension = compression

  As * fy = 0.85 * * b * a

$$226*420 = 0.85*540*24*a$$

$$a = 8.616mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{8.616}{0.85} = 10.14mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{316 - 10.14}{10.14}\text{X}0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.09 > 0.005$$

4.5.4 Design of shear of rib 13

Vu max=26.8 kn

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

$$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} 0.14 * 0.316 * 1000$$

= 27.1 KN

1.1 * Φ Vc = 1.1*27.1 = 29.8 KN.

Check for items:-

1/ $Vu \leq \Phi Vc/2$

26.8 ≤14.9 (X)

2/ $\Phi Vc/2 \leq Vu \leq \Phi Vc$

11.55 ≤ 34.2 ≤ 23.2 (✓)

So categories (2) satisfy

So no shear reinforcement required according to the ACI-318 exceptions however , Φ8/20 cm is provide to increase the shear strength.

4.6 Design of Beam8

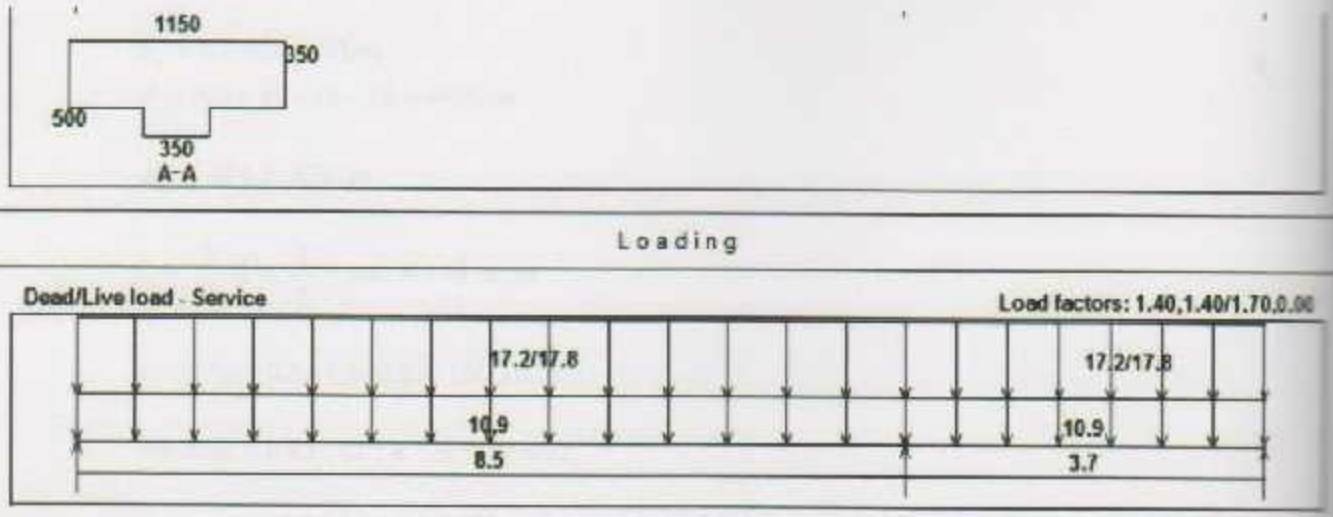


Figure (4-7) : Beam 8 loading.

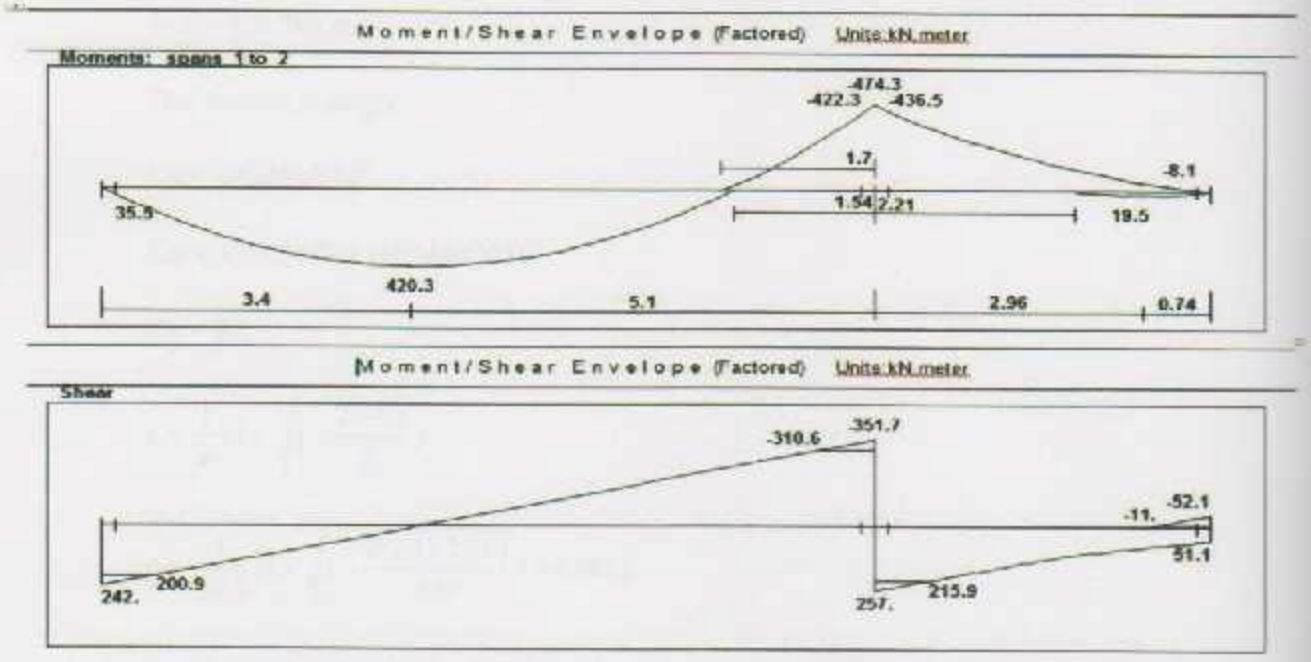


Figure (4-8) : Moment and shear Envelop for Beam 8.

4.6.1 Design for flexure

4.6.1.1 Design of Positive moment

$b_w = 80cm, h = 70cm$

$d = 500 - 40 - 10 - 10 = 440mm$

Mu = **420.3 KN .m**

$$C = \frac{3}{7} d = \frac{3}{7} * 440 = 188.6mm .$$

a = B *c = 0.85 * 188.6 = 160.3mm .

Mn max = 0.85* fc * a * b * (d- a/2)

= 0.85 * 24 * 0.1603 * .8 * (0.44 – 0.1603/2) = 941.4 kn.m

ΦMn = 0.9 *941.4 = 827.3 kn .m

ΦMn>420.3kn.m

The section is singly

Kn = (Mu/Φ)/b*d^2

Kn=((420.3/0.9)/1150*440^2)*10^5

Kn = 2.1

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(2.1)(20.6)}{420}}) = 0.0053$$

As – 0.00429 (1150) (440) – 2672.4 mm^2

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

$$As_{min} = 1686.7 \geq 1475.5$$

$$As_{min} = 1686.7 mm^2$$

$$2672.4 mm^2 > As_{min} = 1686.7 mm^2$$

# of bars = As/ As_{bar} = 2672.4/314 = 8.5 bars * Note $A_{\Phi 20}$ = 314 mm²

Select 9Φ20 mm = 2826 mm²

- **Find the strain for the magnitude of Φ**

  Tension = compression

  As * fy = 0.85 * * b * a

$$2826 * 420 = 0.85 * 1150 * 24 * a$$

$$a = 50.6mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{50.6}{0.85} = 59.52mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{440 - 59.52}{59.52} X0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.0192 > 0.005$$

Ok

4.6.1.1 **Design of negative moment**

Mu = **436.5KN .m**

Φ Mn>Mu

……. Design as singly

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

$$Kn = \frac{Mn}{b*d^2} = \frac{(436.5/0.9)*10^{-3}}{1.15*(0.44)^2} = 2.18\text{Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(2.18)(20.6)}{420}}\right) = 0.0055$$

$$As = 0.0055\ (1150)\ (440) = 2783\ mm^2$$

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

$$As_{min} = 1706.6 \geq 1493$$

$$As_{min} = 1706.6 mm^2$$

$$2783\ mm^2 > As_{min} = 1706.6\ mm^2$$

# of bars = As/ As_{bar} =2783/314 = 8.6 bars * Note $A_{\Phi 20} = 314\ mm^2$

Select 9Φ 20 mm =2826 mm

- **Find the strain for the magnitude of Φ**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * b * a

$$2826 * 420 = 0.85 * 1150 * 24 * a$$

$$a = 50.6mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{50.6}{0.85} = 59.52mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{440 - 59.52}{59.52} X0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.0192 > 0.005$$

4.6.2 Design of shear

Vu = 351.3KN

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

$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} 1 * 0.64 * 0.8 * 1000$

= 313.53 KN

$\Phi Vc + (2/3)\Phi * \frac{\sqrt{fc'}}{6} bw * d = 313.53 + 1254.12 = 1567.7$ KN .

1567.7> vu= 359.3 KN. →the dimension is big enough .

Check for items:-

1- $Vu \leq \Phi Vc/2$(X)

2- $\Phi Vc/2 \leq Vu \leq \Phi Vc$(X)

3- $\Phi Vc \leq Vu \leq \Phi Vc + \Phi Vsmin$(✓)

$\Phi Vsmin \geq 0.75 (\frac{1}{3}) * bw * d = 0.75 * (\frac{1}{3}) * 0.8 * 0.64 * 1000 =$ **128 KN. (control)**

$\geq 0.75 (\frac{\sqrt{24}}{16} * bw * d = 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{16} * 0.8 * 0.64 * 1000 = 117.6$ kn.

$\Phi Vsmin = 128KN$.

So category (3) satisfy

Take Av = 2Φ10 = 2* 79

Av/ s = Vs/fy * d

158/ s = 250/(640*420)→ s = 169.9mm

S ≤ d/2 =320 mm

≤ 600 mm.

Select S= 15 cm

Use Φ10(2legs) @ 15cm c/c for 100cm after the critical section and Φ 8 (2legs) at

---

S ≤ d/2 =132 mm

≤ 600 mm.

Select S= 12.5 cm

Use Φ8 @ 12.5cm c/c .

25 cm c/c at the mid *420 → s = 220.8mm

4.7 Design of Two way ribbed slab :-

4.7.1 Check Thickness of the slab:-

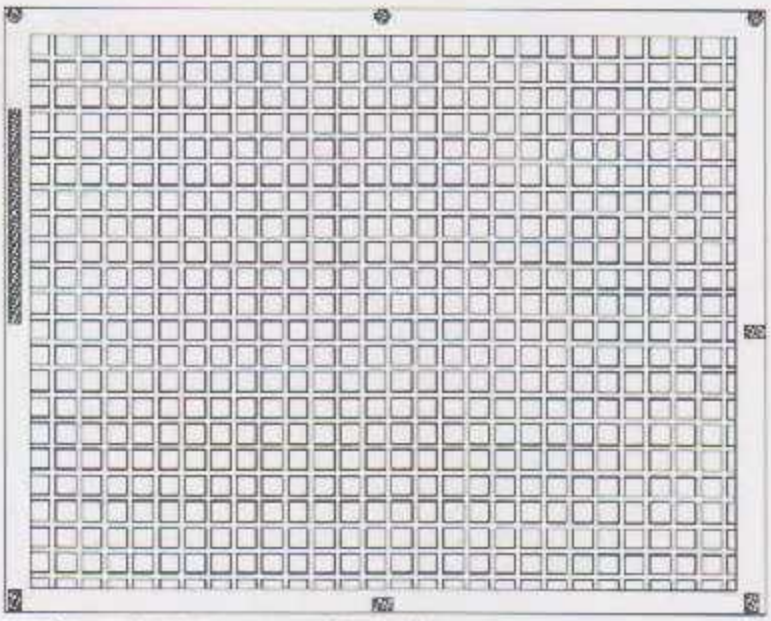


Figure (4-11): Two way ribbed slab

** Check the thickness for two way slab :-

$$\alpha_1 = \frac{I\,beam}{I\,slab1}$$

$$I_b = \frac{1}{12} * 1 * (0.6)^3 = 0.018$$

$$I_{s1} = \frac{9.06*10^{-4}}{0.54} * \left(\frac{14.2}{2} + 1\right) = 0.0136$$

$\alpha_1 = \alpha_3 = 1.32$

$$\alpha_2 = \frac{I\,beam}{I\,slab2}$$

$$I_b = \frac{1}{12} * 1 * (0.6)^3 = 0.018$$

$$I_{s2} = = \frac{9.06*10^{-4}}{0.54} * \left(\frac{11.2}{2} + 1\right) = 0.011$$

$$\alpha_2 = \alpha_4 = \frac{0.018}{0.011} = 1.625$$

$$\alpha_m = \frac{\alpha 1+\alpha 2+\alpha 3+\alpha 4}{4} = \frac{1.32*2+1.625*2}{4} = 1.5$$

$$h = \frac{14.2\,(0.8+\frac{420}{1400})}{36+5\left(\frac{14.2}{11.2}\right)*(1.5-0.2)} = 0.35\ m$$

35 = 35 cm

So select h = 35 cm

4.7.2 Load Calculation :-

4.7.2.1 Determination of Dead load:-

No.	Parts of slab	Calculation
1	Tiles	$0.03*0.54^2*23 = 0.2012$ KN/Rib .
2	Mortar	$0.02*0.54^2*22 = 0.128$ KN/Rib
3	Plaster	$0.02*0.54^2*22 = 0.128$ KN/Rib .
4	Sand	$0.14*0.54^2*16 = 0.6532$ KN/Rib
5	Topping	$0.08*0.54^2*25 = 0.5832$ KN/Rib
6	Block	$0.4^2*0.27*9 = 0.3888$ KN/Rib.
7	Rib	$(0.54+0.4)*0.27*25*0.14 = 0.888$ KN/Rib
8	Partition	$1.5*0.54^2 = 0.406$ KN/Rib
		3.377 KN/Rib

Table (4-1): Calculation of two way dead load

Nominal Total Dead Load = 3.377 KN/Rib

$3.377/(0.54^2) = 11.58$ KN/m^2

Nominal Total live load = 5 KN/m^2

4.7.2.2 Determination of factored dead & live load

Factored dead load = 1.2*Dead load = 1.2*10.53 = 13.9 KN/m^2.

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

4.7.3 : Design of two way ripped slab:

4.7.3.1 : find Vu on rib : -

$$Vud = (5.6 - 0.308) \times (13.9 + 8) \times 0.54 = 62.6KN / rib$$

$$Vu = (5.6 - 1) \times (13.9 + 8) \times 0.54 = 54.4KN / rib$$

$$\phi Vc = \frac{0.75}{6}\sqrt{24} \times 0.14 \times 0.308 \times 1000 = 26.4KN$$

$$1.1\phi Vc = 30 \text{ KN}$$

$$\phi Vs \min = \frac{\phi}{3} bw \times d \geq \frac{\phi}{16} \times \sqrt{fc'} \times bw \times d$$

$$\phi Vs \min = \frac{0.75}{3} \times 0.14 \times .308 \times 1000 = 11$$

$$\geq \frac{0.75}{16} \times \sqrt{24} \times 0.14 \times 0.308 \times 1000 = 10$$

$$\phi Vs = \frac{Vu}{\phi} - Vc = 83.5 - 30 = 53.5$$

$item : 4$

$$\phi Vc = \phi Vs \min < Vu \leq \phi Vc + \phi Vs$$

$$30 + 11 < 54.4 \leq 30 + 53.5$$

$$s \leq 600 \leq d / 2 \cdots 308 / 2 = 154mm$$

$$\frac{Av}{s} \geq \frac{1 \times bw}{3 \times fyt}$$

$$\frac{Av}{s} \geq \frac{1 \times 0.14}{3 \times 420} \geq \frac{\sqrt{24}}{16 \times 420} \times 0.14$$

$$\frac{Av}{s} \geq 0.000111 \geq 0.0001.021$$

$$\frac{Av}{s} = 0.0001111$$

$$s = \frac{2 \times 50 * 10^{-5}}{0.000111} = 0.9$$

Then use Φ 8 @ 12.5 cm c/c for 1m from the face of the support & Φ 8 @20 cm for middle space .

4.7.3.2 : Design for positive moment :

$L_a/L_b = 11.2/14.2 = 0.8$

$Ma+ve=[Cadl.W.l.a^2]$

$Ma+ve=[0.56\times13.9\times11.2^2+0.056\times8\times11.2^2]\times0.54= 83.5$ KN.m

$Ma+ve=[0.023\times13.9\times14.2^2+0.023\times8\times14.2^2]\times0.54=54.85$ KN.m

Maximum moment is Ma+ve=83.5 KN.m

**Check 2 Φ22 for positive moment:

d = 320 – 20 – 8 – 14 = 278 mm

Tension = Compression

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

$760 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 540 \times a$

$a = 29mm$

$$c = \frac{29}{0.85} = 34$$

$$\varepsilon_s = \frac{308-34}{34} \times 0.003 = 0.024 > 0.005 ...ok$$

Φ Mn =As * fy * (d – a/2)

$= 0.9*2* 380 * 10^{-6} *420 *(0.308 – 0.029/2) *1000=84.32$ KN.m

Φ Mn = 84.32 > Mu = 83.5

Ok …

By using the table in ACI …. The value of negative moment at case 1 = 0

So use 2Φ12 at supports .

جامعة بوليتكنك فلسطين
Palestine Polytechnic University
(PPU)
The Library
ACC: ١٤٦٩٧
Class:

4.8.1 Design of Column :-

**For (C39):

*Check Slenderness Effect:-

**In 0.7 m-Direction

Lu: Actual unsupported (unbraced) length.

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

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

Lu = 4.05 m

M1/M2 =1

K=1 , According to ACI 318-2008 (10.10.6.3) The effective length factor, k, shall be permitted to be taken as 1.0.

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

$$\frac{1\times 4.05}{0.5*0.7} = 11.57 < 22$$

$\therefore$ *short Coloumn in Both..Direction*

$$P_u = 4910\,KN$$

$$P_{nreq} = \frac{4910}{0.65} = 7554\,KN$$

$$Use\rho = \rho g = 1.6\%$$

$$Pn = 0.8 * Ag\{0.85 * fc' + \rho g(fy - 0.85fc')\}$$

$$7.554 = 0.8 * Ag[0.85 * 24 + 0.016 * (420 - 0.85 * 24)]$$

$$Ag = 0.352m^2$$

Use 0.6 × 0.6 cm with Ag = 0.36m² > Agreq = 0.352m²

$A.S = 0.016*600*600 = 5760mm^2$

$Try\ \phi 20\ ,\ \#of\ bars = \frac{5760}{314} = 18$

Use 18 Φ 20 with As = 5760mm²

4.8.2 Design of the Tie Reinforcement :

$S \leq 16$ db (longitudonal bar diameter).....ACI - 7.10.5.2

$S \leq 48$dt (tie bar diameter).

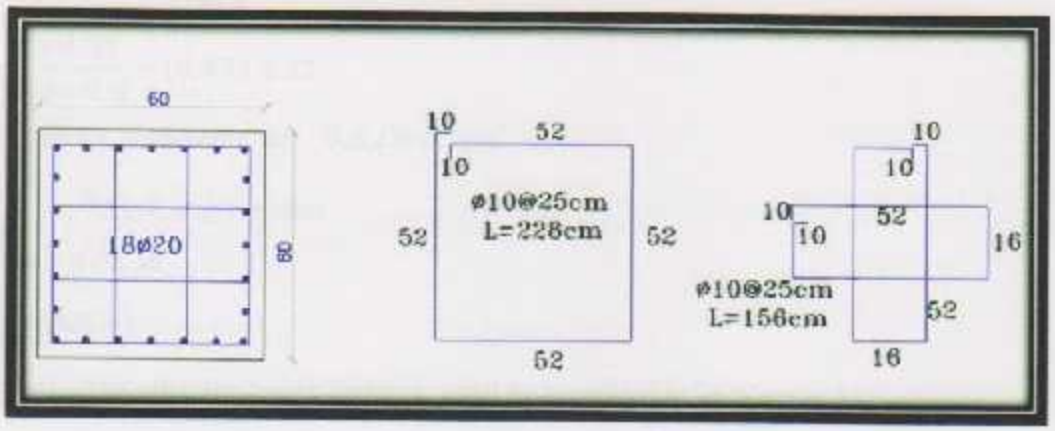
$S \leq$ Least dimension.

$Spacing \leq 16 \times d_b\ (Longitudinal\ bar\ diameter) = 16 \times 2.0 = 32cm.$

$Spacing \leq 48 \times d_t\ (tie\ bar\ diameter) = 48 \times 1.0 = 48cm.$

$Spacing \leq Least\ dimension = 60cm$

$\therefore\ Use\ 1\phi 10@30cm$



**For (C68) :-

$P_u = 2370 KN$

$P_{n\,req} = \frac{2370}{0.65} = 3646 KN$

$Use \rho = \rho g = 1.8\%$

$Pn = 0.8 * Ag\{0.85 * fc' + \rho g(fy - 0.85 fc')\}$

$3.646 = 0.8 * Ag[0.85 * 24 + 0.018 * (420 - 0.85 * 24)]$

$Ag = 0.165 m^2$

Use 0.4 × 0.6 cm with Ag = 0.24m² > Agreq = 0.165m²

4.8.3 Check Slenderness Effect:

**In 0.6 m-Dirction

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

$\frac{1 \times 4.05}{0.4 \times 0.6} = 16.875 < 22$

$\therefore short\ Coloumn\ in\ \ 0.6 Direction$

**In 0.4 m-Dirction

Lu = 4.05 m

M1/M2 =1

K=1 , The effective length factor, k, shall be permitted to be taken as 1.0.

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

$\frac{1 \times 4.05}{0.4 \times 0.4} = 25.3125 < 22$

$\therefore long\ Coloumn\ in\ \ 0.4 Direction$

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

$$E_c = 4750\sqrt{fc'} = 4750 * \sqrt{24} = 23270.15 Mpa$$

$$\beta_d = \frac{1.2DL}{Pu} = \frac{1.2(1200)}{2370} = 0.61$$

$$I_g = \frac{b * h^3}{12} = \frac{0.6 * 0.4^3}{12} = 0.0032 m^4$$

$$EI = \frac{0.4 * 23270.15 * 10^6 * 0.0032}{1+0.61} = 18.5 MN.m^2$$

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

$$P_c = \frac{3.14^2 * 18.5}{(1.0 * 4.05)^2} = 11.1 MN.$$

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

$$Cm = 1$$

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

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1-(2370/0.75 * 6.85 * 10^3)} = 1.4 > 1 \ \ ok.$$

$$e_{min} = 15 + 0.03 * h = 15 + 0.03 * 400 = 27 mm = 0.027 m$$

$$e = e_{min} \times \delta_{ns} = 0.027 * 1.4 = 0.0378$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0.0378}{0.4} = 0.0945$$

From Interaction Diagram

$$\frac{\phi P_n}{A_g} = \frac{2370}{0.4 * 0.6} * \frac{145}{1000} = 1431.9 Psi$$

$$\rho_g = 0.013$$

$A_s = \rho * Ag = 0.013 * 600 * 400 = 31 \text{ cm}^2$

Use Φ 16 >> $\#\ of\ bar = \frac{3095}{201} = 15.4$

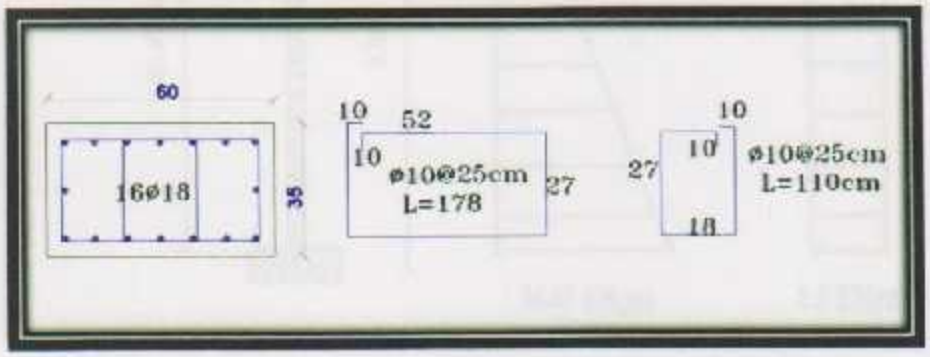
Use 16 Φ 16 with As = 3216mm² >As_{req} = 3095mm²

4.8.4 Design of the Tie Reinforcement :

$S \leq 16$ db (longitudonal bar diameter).....ACI - 7.10.5.2

$S \leq 48$ dt (tie bar diameter).

$S \leq$ Least dimension.



Spacing $\leq 16 \times d_b$ (*Longitudinal bar diameter*) = $16 \times 1.6 = 25.6cm$.

Spacing $\leq 48 \times d_t$ (*tie bar diameter*) = $48 \times 1.0 = 48cm$.

Spacing $\leq$ *Least*.dim *ension* = 30*cm*

∴ *Use* 1ϕ10 @ 20*cm*

4.9 Design of Basement Wall:-

4.9.1 Load Calculation:-

$\phi = 30$

Soil density = 18 Kg/cm3

k_o= 1-sinϕ

k_o= 1- sin 30 = 0.5

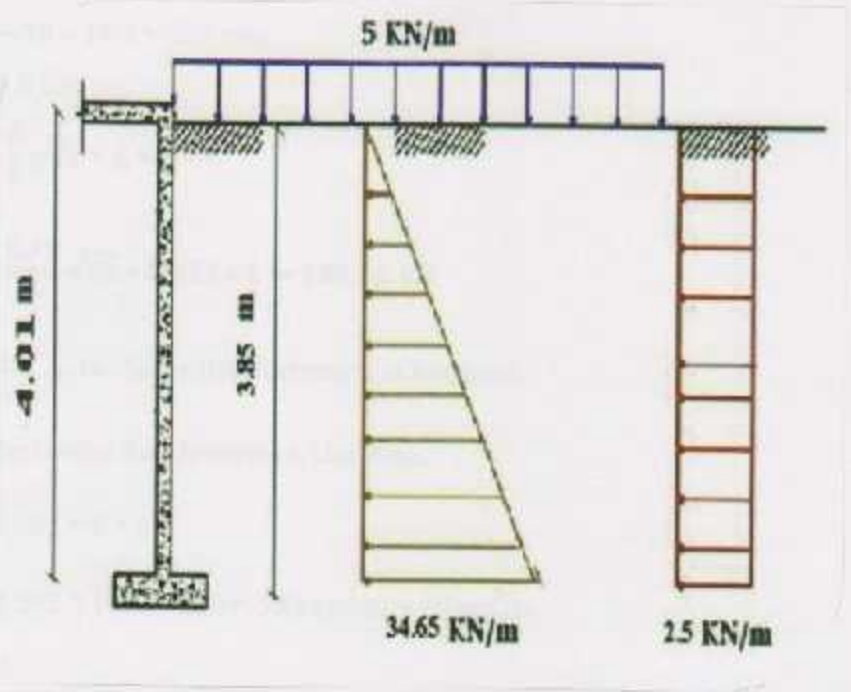
q_1= 0.5*5 = 2.5 KN

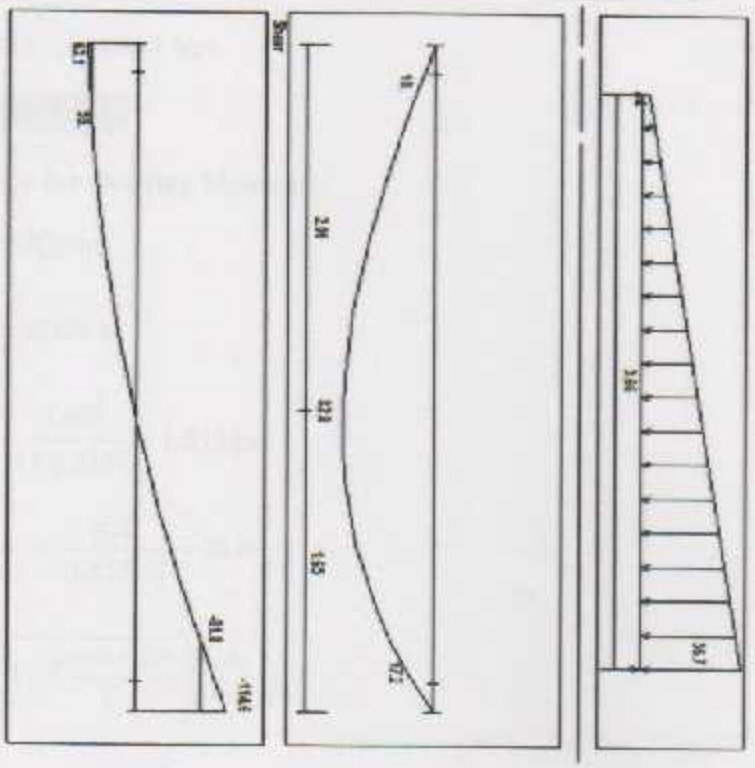
q_2= 0.5*5+18*3.8*0.5 = 36.7 KN/m

$qu_{1(factored)}$ =1.6*2.5= 4 KN/m

$qu_{2(factored)}$ = 1.6*36.7= 58.72kN/m

Figure (4-28) : Load on Basement Wall





4.9.2 Design of Wall:-

Assume h = 250 mm

d =250 – 20 – 14/2 = 223 mm

Vu_d= 81.8 KN

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

$$\emptyset Vc = \frac{0.75}{6}\sqrt{24} * 0.223 * 1 = 136.56\ kN$$

$\emptyset Vc > Vu$ ... No Shear Reinforcement is Required.

**For Horizontal Reinforcement, Use As_{min}

As_{min}= 0.002 * b * h

As_{min}= 0.002 * 1000 * 250 = 500mm^2/m = 50 cm^2/m

Use ϕ 10

500 /79 = 6.33 ..... use 7 bars

Use ϕ 10 at 15 cm c/c

4.9.2.1 Design for Bending Moment:-

Mu_{max} = 82.8 KN/m

$$Mn = \frac{82.8}{0.9} = 92 KN\,m$$

$$\text{Kn} = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{0.092}{1 * 0.223^2} = 1.85 Mpa$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 1.85}{420}}\right) = 0.00463$$

$As_{req} = \rho * b * d = 0.00463 * 223 * 1000 = 1032.5 \ mm^2$

$As_{Shrinkage} = 0.0012 * b * h = 0.0012 * 250 * 1000 = 300 mm^2$

$As_{Req.} = 1032.5 > As_{Shrinkage} = 300 mm^2$

Use ϕ 14

No. = 1032.5/154 = 6.7 , Use 7 bars

Use ϕ 14 at 12.5 cm

1/2 * 1032.5 = 516.25 mm^2

Use ϕ 10

No. = 516.25/79 = 6.53 , Use 7 Bars

Use ϕ 10 at 15 cm c/c

4.9.3 Design of Basement Footing:-

Total factored load = 75.6 KN

Soil density = 18 Kg/cm3.

Allowable soil Pressure = 400 KN/m2.

Assume footing to be about (30 cm) thick.

Footing weight = 1.2×(25×0.3) = 9 KN/m2.

Soil weight above the footing = 1.6×(3.7) ×18 = 106.56 KN/m2.

live load =5 KN/m^2

q_{allow} =400-5-9-106.56=279.44 KN/m^2

Assume b = 1 m , h= 30 cm

d= 300 – 75 – 14 = 211 mm, q_{ult} = 45.6/1 *0.75= 60.8 KN/m^2

4.11.3.1 Check of One Way Shear:-

Vu = 1*(0.25-0.211)* 60.8 = 2.371 KN

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

$$\emptyset Vc = \frac{0.75}{6}\sqrt{24} * 0.211 * 1 = 129.2 \ KN$$

$\emptyset Vc > Vu$ ..... *No shear R.F is required*

4.9.3.2 Design of Bending Moment:-

Mu = 60.8*0.55²/2 = 9.196 KN/m

$$Mn = \frac{9.196}{0.9} = 10.22 KN.m$$

$$Kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{10.22}{1*0.211^2} = 0..23 Mpa$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 0.23}{420}}\right) = 0.0005:$$

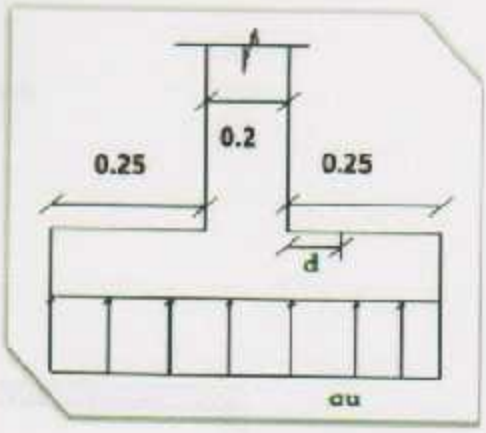


Figure (4-30): Footing geometry

$As_{Req} = \rho * b * d = 0.00055 * 211 * 1000 = 116.2\ mm^2$

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

$As_{Req.} = 1162 < As_{shrinkage} = 540 mm^2$

Use A_{smin}

Use ϕ 14

No. = 540/154 = 3.51 , Use 4 bars

Use Using hook $\geq 16 * \phi$

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

Use Hooksel. = 25 cm > Hookreq = 22.4cm

Use ϕ 14 at 25 cm c/c

In the other Direction:-

$A_{smin} = 0.0018 * b * h$

$A_{smin} = 0.0018 * 1000 * 30 = 540\ mm^2$

Use ϕ 14

No. = 540/154= 3.51 , Use 4 bars

Use 4 ϕ 14@ 25 cm c/c

$$ld_{req} = \frac{3}{10} * \frac{f_y}{\lambda\sqrt{f_c}} * \frac{\psi_e \psi_t \psi_s}{\frac{Ktr+cb}{db}} * db$$

$$ld_{req} = \frac{9}{10} * \frac{420}{1*\sqrt{24}} * \frac{1*1*0.8}{2.5} * 14 = 345.7\ mm$$

Ld $_{available}$=250-75= 175mm

Ld $_{available}$= 475 mm > $ld_{req} = 296.3mm$

4.10Design of mat foundation

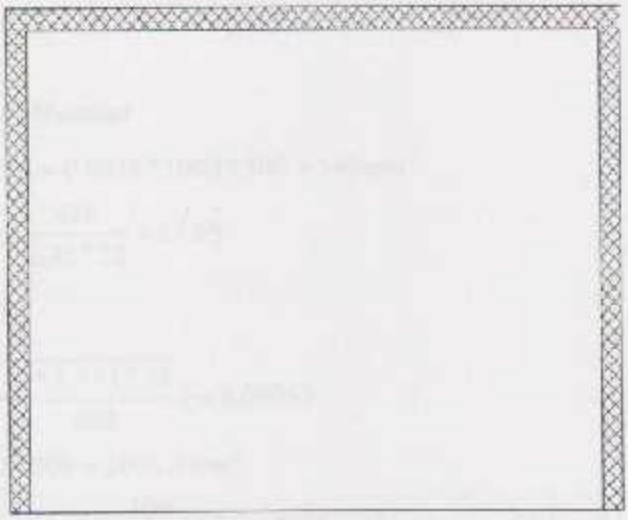


Figure (4-45) Mat footing

4.10.1Design of shear :

$d = 300 - 75 - 25 = 200mm$

$\phi Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{fc'} * bw * d$

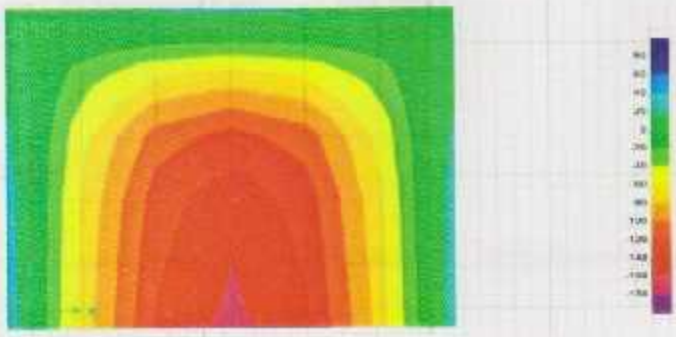
$\phi Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{28} * 1000 * 200 * 10^{-3} = 793.7KN$

$Pu_{max} = 391\ KN/m = 391x1 = 391KN$

$\phi Vc > Pu$.....OK

4.10.2Design of bending moment

By using the Safe software to analyze the foundation, the moment result is as in the following chart:



Figure(4-47) Moment in Y-direction

Design In X-directions:

h = 30 cm

$d = 300 - 75 - 16 = 209mm.$

Fy = 420 Mpa.

Fc' = 28 Mpa

Design of Negative Moment

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

$Mu = KN.m \Rightarrow m = \frac{420}{0.85 * 28} = 17.65$

$K_u = \frac{154 / 0.9}{1 * 0.209^2} = 3.7$

$\rho = \frac{1}{17.65}(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 3.7 * 17.75}{420}}) = 0.00963$

$A_s = 0.0096 * 1000 * 209 = 2006.4mm^2$

$Select \phi 18@12.5cm \Rightarrow As = \frac{100}{15} * 254 = 2032mm^2 > As_{min} = 540mm^2$

Design of Positive moment

As required = 1059

$Select \phi 16@15cm \Rightarrow As = \frac{100}{15} * 201 = 1340mm^2 > As_{min} = 540cm^2$

Design In Y-directions:

Design of negative moment

$Select \phi 18@15cm \Rightarrow As = \frac{100}{15} * 201 = 1340mm^2 > As_{min} = 540mm^2$

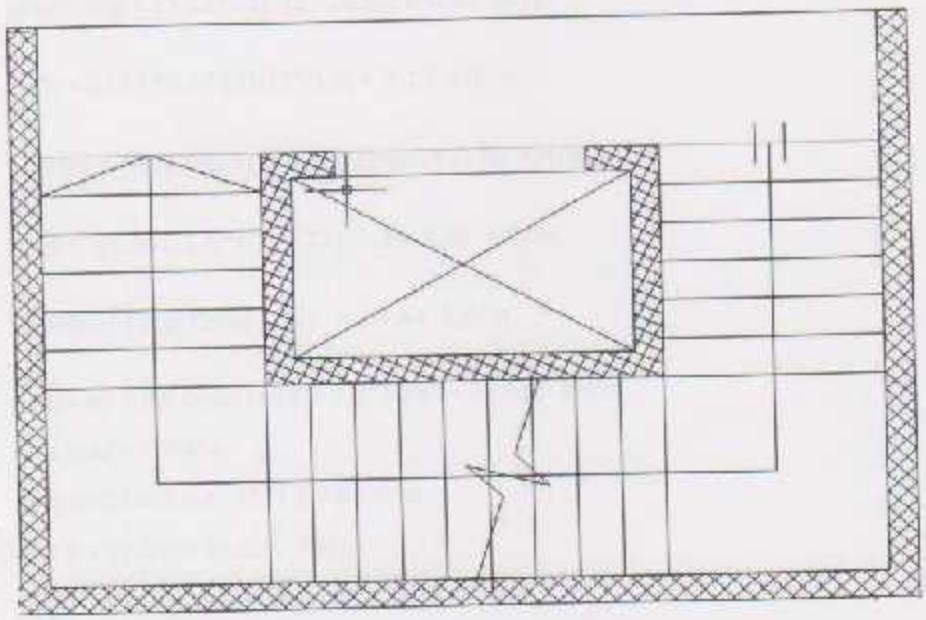
Design of positive moment

$Select \phi 18@15cm \Rightarrow As = \frac{100}{15} * 201 = 1340mm^2 > As_{min} = 900mm^2$

4-11 Design of Stair :

The overall depth of solid slab of stair must satisfy the limitation of deflection required in ACI for one way solid slab :

Min h =(L /20)



Figure(4-19) : Stair

L=plan length of stairs + 0.5 length of landing (or 90 cm whichever is less)

L= 3.8 m

Min h =(3.8 /20) = 0.19 m

Select h=20 cm.

4-11.1 Load Determination .

Dead load calculation of q_1 :

$\alpha = \tan^{-1}(1.75/30) = 30$

concrete = $(25*0.2)*(1/\cos 30) = 5.77$ KN/m

plastering = $(0.02*22)*(1/\cos 30) = 0.51$ KN/m

stair = $(0.17*0.3*25)/(2*0.3) = 2.15$ KN/m

mortar = $((0.17+0.3)*0.02*22)/0.3 = 0.70$ KN/m

tiles = $((0.3+0.17)*0.03*27)/0.3 = 1.35$ KN/m

Nominal Total Dead Load = 10.44 KN/m

Factored Total Dead Load = $1.2*10.44 = 12.533$ KN/m

Live load = 5 KN/m .

Factored live load = $5*1.6 = 8$ KN/m

$q_1 = 8 + 12.533 = 20.533$ KN/m

Dead load calculation of q_2 : (for landing)

Concrete = $(25*0.20) = 5$ KN/m

Plastering = $(0.02*22) = 0.44$ KN/m^2

Mortar = $0.02*22 = 0.44$ KN/m

Tiles = $0.03*22 = 0.66$ KN/m^2

sand = $0.07*16 = 1.12$ KN/m^2

Nominal Total Dead Load = 7.66 KN/m

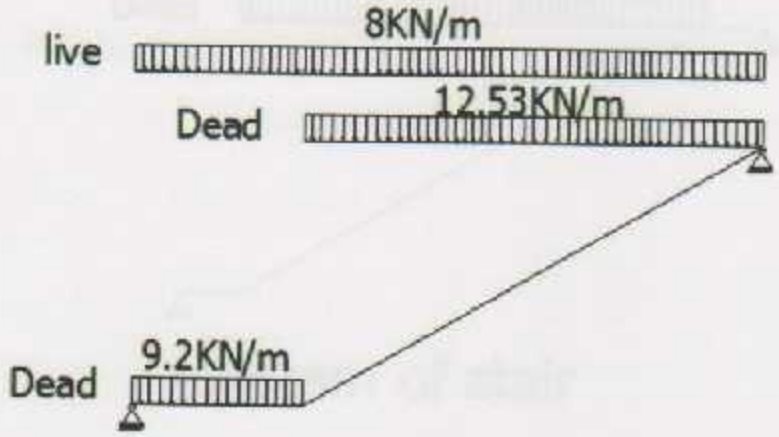
Factored Total Dead Load = $1.2*7.66 = 9.2$ KN/m

Live load = 5 KN/m^2 .

Factored live load = $5.0*1.6 = 8$ KN/m^2

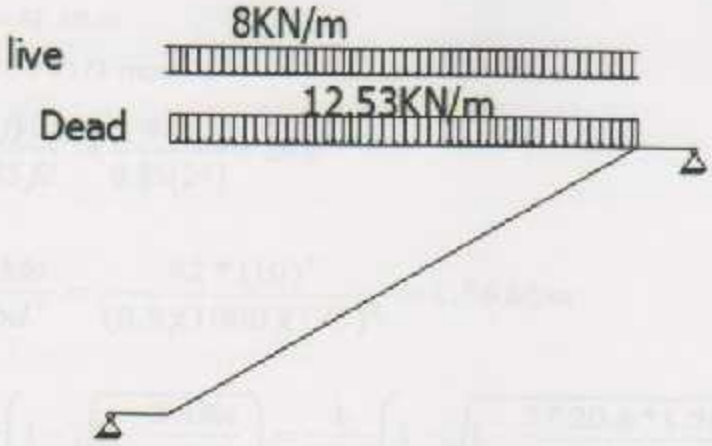
$q_2 = 8 + 9.2 = 17.2$ KN/m^2

4-11.2 Stair reinforcement Design of one meter strip :



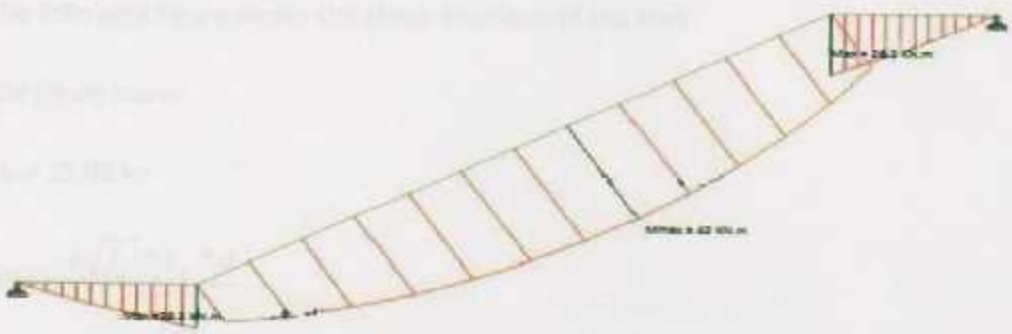
system of stair

shear diagram of stair



system of stair

shear diagram of stair



Figure(4-20) : Moment for Stair .

Mu max = 42 KN.m

d = 200-20-7 = 173 mm

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

$$kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{42*(10)^6}{(0.9)(1000)(173)^2} = 1.56Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.6*1.56}{420}}\right) = 0.00387$$

As = 0.00387*(1000)* (173) = 670 mm^2

Use Φ 12 @ 17.5 cm c/c with As =678 mm^2 > 670 mm^2

4-11.3 Min reinforcement :

$As\ min$ = 0.0018 * 1000 * 200 = 360 mm^2 **Use Φ 12 @ 20 cm c/c**

As = 850 > 360 cm^2

4-7-4- Design of Shear:-

The following figure shows the shear Envelope of the stair.

See figure above

Vu = 35.06 kn

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

$$\phi Vc = \frac{0.75*\sqrt{24}*1000*173}{6}\left(\frac{1}{1000}\right) = 106\ kn$$

Vu = 35.06 < 0.5* Ø*Vc* = 0.5*106 = 53 Ton.

According to category (1)

$V_u \leq (0.5\Phi V_c)$

⇒ *No shear Reinforcement is required. So the Depth of the stair is..... OK.*

4.12 Design of solid slab of the stair roof.

4.12.1 Determination of loads :

q_u= 17.2 KN/m^2

The overall depth of solid slab must satisfy the limitation of deflection required in ACI for one way solid slab :

Min h =(L /20) = 120 /20 = 0.06 m

Select h=20 cm.

h= 20 cm

d = h-2-1 = 20-2-1= 17cm

Mu= 26.2 KN.m

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

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{26.2*(10)^{-3}}{(0.9)(1)(0.17)^2} = 1\ Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.6*1}{420}}\right) = 0.00246$$

As = 0.00246*(1000)* (170) = 418.3 cm^2

4.12.2 Min reinforcement :

As min =0.0018*b*h = 0.0018*1000*200 = 360 mm^2

Use Φ12 @ 25 cm c/c with As =452 mm^2> 418.3 mm^2

4.12.3 Top reinforcement :

According to shrinkage & temperature :

Use Φ 12@ 25 cm with As =452 mm^2 >$A_{s\ shrinkage}$= 360 mm^2..... See figure (4-12)

4.12.4 Design of shear reinforcement :

Vu max =26.48 KN/m

Φ Vc ≥ Vu max

$$\Phi Vc = \frac{0.75\sqrt{fc'}}{6}(bw)(d)$$

= 106 > 26.48 KN/m

No Shear reinforcement is required .

4.13 Design of truss:

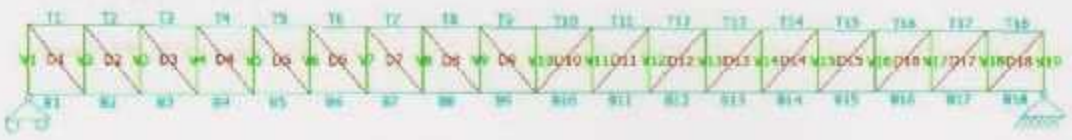


Figure () : Frame Geometry

Space between truss and anther = 6 m

L =18.9m

B = 1.05m

H1 = 1.4 m H2=1.2

4.13.1 Load Calculations:

1. Dead load :

dead load of corrugate sheets = 0.3 KN/m^2*1.05 = 0.315 KN/m

dead load of purlins = 0.25 KN/m.

dead load of installation = 0.25 KN/m^2*1.05 = 0.525 KN/m

dead load of insulation = 0.25 KN/m^2*1.05 = 0.525 KN/m

dead load of truss = 1.0 KN/m.

D.L = 1.09+1=1.775 KN/m

D.L = 1.775 *0.06852 * 10^3 =121.623 lb/ft.

2. Wind load :

W.L = C_e *C_q * q_s * I_w

winword

W.L = 0.8*1.6*1.4 = 10.752 KN/m

Leeword

W.L= 0.5*1.6*6*1.2 = 5.76 KN/m

3. Snow load :

S.L = 1.0 KN/m^2 *1.05 = 1.05 KN/m.

S.L =22 *6 * 3.281=433.1 lb/ft.

U= 1.2 D.L + 1.6 S

U= 1.2*1.09 +1.6*1.05 = 3

U=0.9 D.L+1.6W

U= 0.9* 1.09 +1.6*-0.525 = 0.141

4.13.2 Analysis:

D =185.36 KN

V = -164.565 KN

T = -529 KN

B = 508.13 KN

4.13.3 Design:

The Diagonal and vertical member the same section .

The top and bottom member the same section .

Use A_{36} steel.

4.13.3.1 Design of Diagonal member:

- D_1 =185.36 KN =41.38Kip

Yielding limit state :

$\phi Tn \geq Tu$

$\phi * Fy * Ag \geq Tu$

$0.9 * 36 * Ag \geq 41$

$Ag_{req} = 1.265\ in^2$

Stiffens limit state :

$\frac{L}{r} \leq 300$ L =1.75m =5.78ft

$\frac{5.78 * 12}{r} \leq 300$

$r \geq 0.2312in$

From Ag_{req} =1.265 in^2 and r =0.2336in

Select tube $2x2x\frac{3}{16}$

Ag = 1.27 in^2 r = 0.726 in

4.13.3.2 Design of Vertical member:

V_u = -164.565 KN = 36.7 Kip

Effective length :

For buckling about x-x & y-y

Kx = Ky =1

Lx=Ly=1.4*3.281*12=55.121 in

Critical stress F_{cr}

Assume a middle value of $\frac{Kx * Lx}{rx} = 100$

From curve of A36 steel F_{cr} = 22Ksi

Required Ag

$\varphi c * Pcr \geq Pu$

$\varphi c * Fcr * Ag \geq Pu$

$0.85 * 22 * Ag \geq 36.7$

Ag_{req}=1.96 in^2

Select tube $2.5x2.5x\frac{1}{4}$

Ag = 1.97 in^2 r = 0.908 in

Effective length ratio :

$$\frac{Kx * Lx}{rx} = \frac{Ky * Ly}{ry} = \frac{55.121}{1.1} = 50.11$$

From curve of A36 steel F_{cr} = 45Ksi

Design strength:

$\varphi c * Pcr \geq Pu$

$\varphi c * Fcr * Ag \geq Pu$

$0.85 * 45 * 1.97 \geq 36.7$

$77.1 \geq 36.7$

$\Rightarrow$ Ok

Select tube $2.5x2.5x\frac{1}{2}$ for the vertical member.

Check of local plate Buckling

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = 9.9 < \lambda_{pw} = 10.7$$

$$\lambda_p = \frac{h_p}{2t_f} = 4.5 < \lambda_{pf} = 10.8$$

4.13.3.3 Design of Top member:

$T_3 = -529$ KN $= 118.1$ Kip

Effective length :

For buckling about x-x & y-y

$Kx = Ky = 1$

$Lx = Ly = 1.05 * 3.281 * 12 = 41.34$ in

Critical stress F_{cr}

Assume a middle value of $\frac{Kx * Lx}{rx} = 100$

From curve of A36 steel $F_{cr} = 22$Ksi

Required Ag

$\varphi c * Pcr \geq Pu$

$\varphi c * Fcr * Ag \geq Pu$

$0.85 * 22 * Ag \geq 118.1$

$Ag_{req} = 6.3$ in^2

Select tube $5x5x\frac{3}{8}$

$Ag = 6.88\ in^2$ $r = 1.87\ in$

Effective length ratio :

$$\frac{Kx * Lx}{rx} = \frac{Ky * Ly}{ry} = \frac{41.34}{1.87} = 22.1$$

From curve of A36 steel $F_{cr} = 35Ksi$

Design strength:

$\varphi c * Pcr \geq Pu$

$\varphi c * Fcr * Ag \geq Pu$

$0.85 * 35 * 6.88 \geq 82.15$

$204.68 > 118.1$

Smaller profile must be select

Select tube $4x4x\frac{1}{2}$

$Ag = 6.02\ in^2$ $r = 1.41\ in$

Effective length ratio :

$$\frac{Kx * Lx}{rx} = \frac{Ky * Ly}{ry} = \frac{41.34}{1.41} = 29.32$$

From curve of A36 steel $F_{cr} = 34.8Ksi$

Design strength:

$\varphi c * Pcr \geq Pu$

$\varphi c * Fcr * Ag \geq Pu$

$0.85 * 34.8 * 6.02 \geq 118.1$

$178.1 \geq 118.1$ OK

4.13.3.4 Design of bottom member:

- $B_s = 508.9\ KN = 113.8Kip$

Yielding limit state :

$\varphi Tn \geq Tu$

$\varphi * Fy * Ag \geq Tu$

$0.9 * 36 * Ag > 113.8$

$Ag_{req} = 3.51\ in^2$

Stiffens limit state :

$\frac{L}{r} \leq 300$ L =1.05m =3.444ft

$\frac{3.444 * 12}{r} \leq 300$

$r \geq 0.138in$

From $Ag_{req} = 3.51\ in^2$ and r = 0.138 in

Select tube $4x4x\frac{1}{4}$

$Ag = 3.59\ in^2$ r = 1.51 in

4.13.4 Design of fillet welded :

Use (SMAW) ..... Fu= 60 Ksi

Tu =508.9 KN = 113.8 Kip

$a_{min} = \frac{t}{8}$ from table 5.11.1

$a_{max} = \frac{3"}{16}$ ..... select $a = \frac{3"}{16}$

$a = \frac{3"}{16} \leq \frac{3"}{8}$ so $t_e = a = \frac{3"}{16}$

Shear fracture of base metal :

$\varphi R_{nw} \geq Ru$

$0.75 * t * 0.6 * Fu \geq Ru$

$0.75*\frac{3}{16}*0.6*58 = 4.894$ Kip/in .....Control

Shear fracture of weld metal :

$\varphi R_{nw} \geq Ru$

$0.75*t_e*0.6*F_{uw} \geq Ru$

$0.75*\frac{3}{16}*0.6*60 = 5.06$ Kip/in

$Lw_{req} = \frac{Tu}{\varphi R_{nw}} = \frac{113.8}{4.894} = 23.25$ in

$Lw_{min} = 4*a = 0.75$ in

Use L = 4*2 = 8 in > 7.33 in

4.13.5 Design of purlins :

$q_u = 2.67 - 0.12 = 2.55$ KN/m .

$Mu_{max} = 11.48$KN.m = 8.47 Kip. Ft = 101.6 Kip. in

$Vu_{max} = 7.65$KN = 1.71 Kip

Design of bending moment :

$\varphi * Mn \geq Mu$

$0.9 * Fy * Zx_{req} \geq Mu$

$Zx_{req} = \frac{101.6}{0.9*36} = 3.136 in^3$

Select tube $3x3x\frac{3}{8}$

$Zx = 3.25\ in^3 > Zx_{req}$ OK

Design of shear force :

$\varphi.V_n \geq V_u$

$0.9 * Fy * t_w * d * 0.6 \geq V_u$

$0.9*36*0.1875*3*0.6 \geq V_u$

$11 \geq 1.71$ Ok

4 .14 Design of shear wall.

Fig.(4.0) Shear and Moment Diagrams

Fc = 28 MPa

Fy = 420 MPa

t=20 cm .shear wall thickness

Lw = 10 m .shear wall width

Hw for one wall = 3.7 m story height

4.14.1: Design of the Horizontal reinforcement:

Internal forces & moments:

$$\sum Fx = Vu = 2745.6KN$$

4.14.2: Design of shear

$$\frac{lw}{2} = \frac{10}{2} = 5m \ldots\ldots \quad control$$

$$\frac{hw}{2} = \frac{20.25}{2} = 10.125m$$

$$d = 0.8 \times hw = 0.8 \times 10 = 8m$$

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

$$V_{c1}=\frac{\sqrt{28}}{6}\times 0.2\times 8*10^{3}=1411\,KN(control)$$

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

$$\left(\frac{M_u}{V_u}-\frac{l_w}{2}\right)=14.5>0$$

Assume $N_u=0$

$\therefore V_{c3}=Will\ \ apply$

$$V_{c2}=\frac{\sqrt{28}\times 0.2\times 8*10^{3}}{4}+\frac{0\times 8}{4\times 10}=2116.6KN$$

$$V_{c3}=\left[\frac{\sqrt{28}}{2}+\frac{6\left(\sqrt{28}+0\right)}{9.5}\right]\times\frac{0.2\times 8}{10}\times 10^{3}=958.72KN$$

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

$Vs=Vn-Vc1$

$\therefore=(2745.6/0.75)-1411=2250KN$

$$\left(\frac{Av}{S2}\right)=\frac{Vs}{Fy*d}=\frac{2.25}{420*8}=0.00067m$$

$$\left(\frac{Avh}{S2}\right)\min=0.0025*h=0.0025*200=0.5m$$

$$S2=\frac{Lw}{5}=10000/5=2000mm$$

$S2=3*h=3*200=600mm$

$select\longrightarrow 2\phi 10\longrightarrow As=158mm2$

$$\frac{Av}{S2}=2.2mm>0.5$$

$$\frac{158}{S2}=2.2\rightarrow S2=75mm$$

$Select\longrightarrow S2=25cm<Sreq=25.2cm$

$S2selected=25cm<60cm<200cm$

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

select 2Φ 10 / 7.5cm in tow layer

$\therefore Use\phi 10@7.5cm\quad c/c$ For the reinforcem ent in two layers (*horizental*)

4.14.3: Design of the Vertical reinforcement:-

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

$$\frac{h_w}{L_w} = \frac{20.5}{10} = 2.05 < 2.5$$

$$Avn = 0.0025 \times S_1 \times h_1$$

$$S_1 = \frac{1}{3} L_w = \frac{1}{3} \times 10000 = 3333.3mm$$

$$S_1 = 3 \times h = 3 \times 200 = 600mm$$

$$Select \quad 2\phi 10 \quad With \quad area \quad As = 158mm^2$$

$$158 = 0.0025 \times S_1 \times 200$$

$$\therefore S_1 = 316mm$$

$$Select \; S_1 = 25cm < 31.6cm$$

$$S = 25cm < 60cm < 333.3cm$$

$$\longrightarrow Select \quad 2\phi 10/25 \quad cm \quad c/c$$

Select 2Φ 10 / 25cm. In tow layer

4.14.4: Design of bending moment:

$$C > \left(\frac{Lw}{0.007 * 600} \right) = \frac{10}{4.2} = 2.381m$$

$$C = C - 0.1 \times L_w$$

$$C = 2.38 - 0.1 \times 10 = 1.38m$$

$$C_w = \frac{C}{2.0} = \frac{1.38}{2.0} = 0.69$$

$$Select \; The \; boundary \; element \; = 85cm$$

$$\text{Avs=} As_v = \frac{Lw}{sl} \times As_v \longrightarrow = \frac{10}{0.06} \times 158 = 26333mm^2$$

$$\frac{Z}{Lw} = \frac{1}{2 + 0.85 * \beta * fc * Lw * h/(As * Fy)}$$

$$\frac{Z}{Lw} = \frac{1}{2 + 0.85 \times 0.85 \times 28 \times 10 \times 0.2/(26333 \times 10^{-6} \times 420)} = 0.1767$$

$$Mu = 0.9 \times Fy \times 0.5 \times As \times Lw \times \left(1 - \left(\frac{Z}{Lw}/2\right)\right)$$

$$= Mu = 0.9 * 420 * 0.5 * 26333 \times 10^{-6} \times 10 * (1 - \frac{0.1767}{2}) = 45372\ knm$$

$$Mu_{Distion} = 45372 - 12245.38 = 33126.6\ knm$$

$$Asl = \frac{Mu/\phi}{fy \times (Lw - Cw)} = \frac{33126.6 \times 10^6 / 0.9}{420 \times (6000 - 850)} = 9413 mm^2$$

$$As = 9413 + (6 \times 79) = 9887 mm^2$$

$$\therefore Use \phi 25 \longrightarrow Select\ 20\phi 25$$

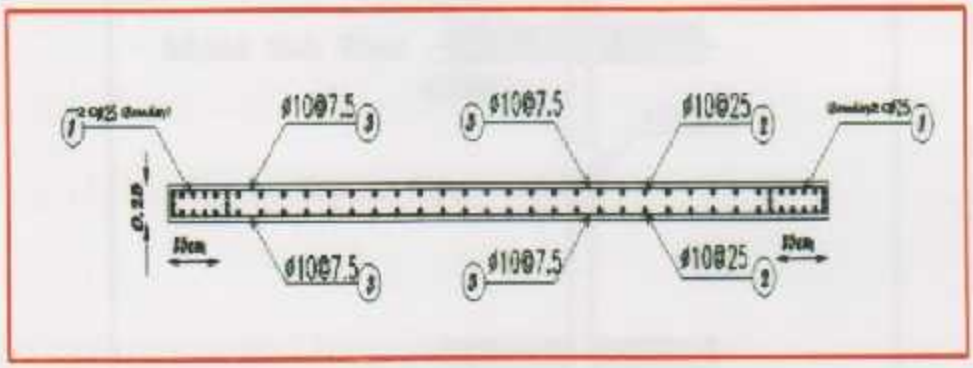


Fig.(4.14): horizontal Section in shear wall

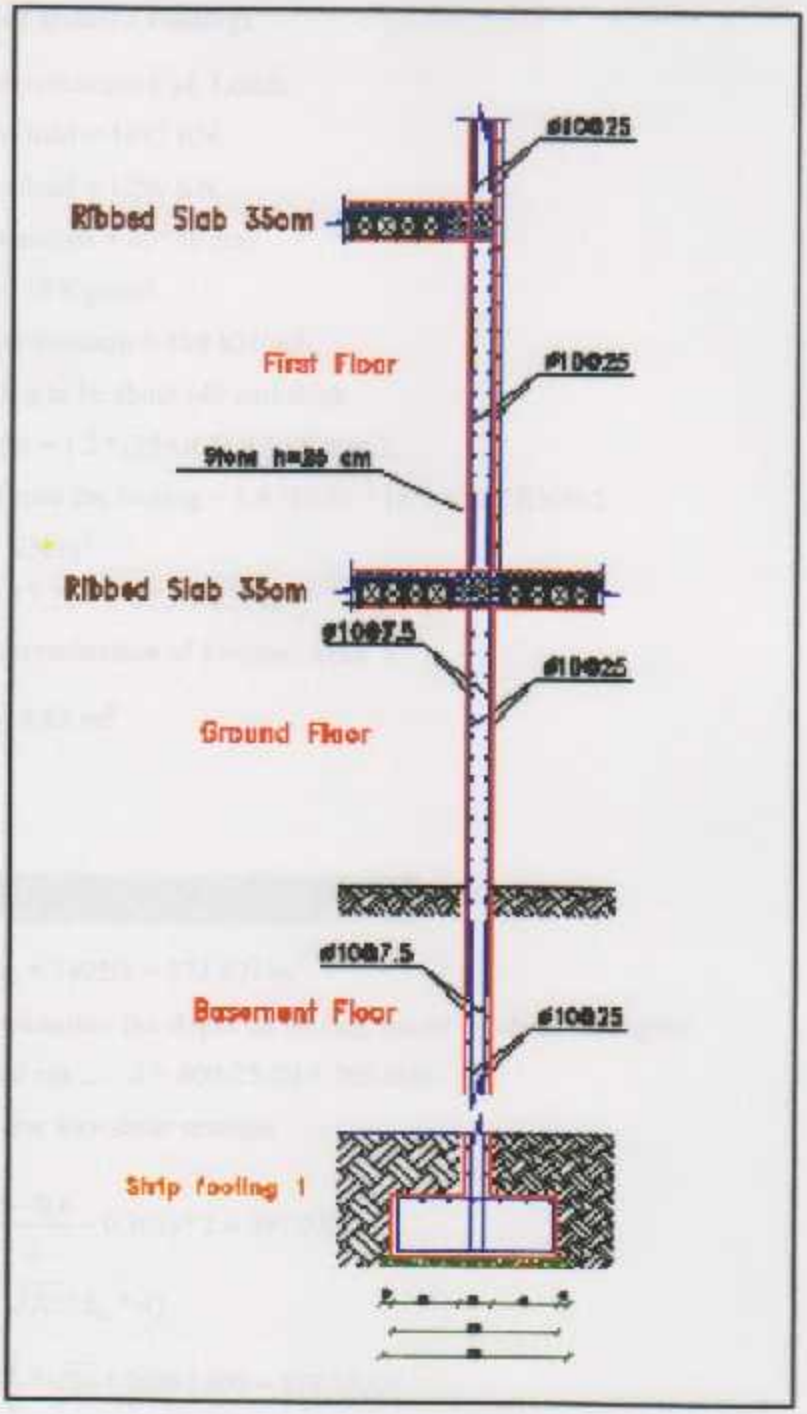


Fig.(4.15): long section of shear wall

4.15 Design of Isolated Footing:

4.15.1 Determination of Loads:

Total factored load = 1495 KN.

Total services load = 1290 KN

Column Dimensions = 60*30 cm.

Soil density = 18 Kg/cm3.

Allowable soil Pressure = 400 KN/m2.

Assume footing to be about (40 cm) thick.

Footing weight = $1.2 \times (25 \times 0.4) = 12$ KN/m2.

Soil weight above the footing = $1.6 \times (0.6) \times 18 = 17.28$ KN/m2.

live load =5 KN/m^2

q_{allow} =400-5-17.28-12=365.7 KN/m^2

4.15.2 Determination of Footing Area :

$$A = \frac{1290}{365.7} = 3.53\ m^2$$

** L= 1.9 m

Try 2 * 2 m with area = 4 m^2 > A_{req} = 3.53 m^2

determinate q_u = 1495/4 = 374 KN/m^2

4.15.3 Determination the depth of footing based on shear strength:

Assume h = 40 cm ..... d = 400-75-20 = 305 mm

**Check for one way shear strength

$$Vu = 374 * (\frac{2-0.6}{2} - 0.305) * 2 = 295.5KN$$

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

$$\phi Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 2000 * 305 = 373.55KN$$

$\phi Vc = 373.55KN > Vu = 295.5KN$

$\therefore$ *Safe*

4.15.4 Check for two way shear action (punching)

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

$$\phi V_c = \phi.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{\beta_c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d$$

$$\phi V_c = \phi.\frac{1}{12}\left(\frac{\alpha_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d$$

$$\phi V_c = \phi.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d$$

Where:-

$$\beta_c = \frac{Column\ Length\ (a)}{Column\ Width\ (b)} = \frac{60}{30} = 2$$

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

$$b_o = 2(d+a1)+2(d+a2) = 2(600+305)+2(300+305) = 3020mm$$

$\alpha_s = 40$ for interior column

$$\phi V_c = \phi.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{\beta_c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{6}*\left(1+\frac{2}{2}\right)*\sqrt{24}*3020*305 = 1128.1KN$$

$$\phi V_c = \phi.\frac{1}{12}\left(\frac{\alpha_s * d}{b_o}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{12}*\left(\frac{40*0.305}{3.02}+2\right)*\sqrt{24}*3020*305 = 1703.4KN$$

$$\phi V_c = \phi.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{3}*\sqrt{24}*3020*305 = 1128.1KN$$

$\phi V_c = 1128.1KN$ .... *Control*

$Vu = 374*\{(2*2)-(0.6+0.305)*(0.3+0.305)\} = 1119KN$

$\phi Vc = 1128.1KN > Vu_c = 1119KN$..... *satisfied*

4.15.5 Design of Bending Moment:

$Mu = 374**0.85^2/2 = 144.6kN.m$

Mu =144.6 KN.m

$$\text{Kn} = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{0.1446/0.9}{2\times 0.305^2} = 0.863Mpa$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 0.863}{420}}\right) = 0.0021$$

$As_{Req.} = \rho * b * d = 0.0021 * 2000 * 305 = 1281 \ mm^2$

$As_{Shrinkage} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 2000 * 400 = 1440 mm^2$

$useAs = 1440 mm^2$

Select $\phi 14$

$\frac{1440}{154} = 9.4 \rightarrow use 10 bars.$

$....As_{provided} = 1540 mm^2 > 1440 mm^2 .....ok$

***Check for strain :-*

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

$$1540 * 420 = 0.85 * 24 * 2000 * a$$

$$a = 15.86 mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{15.86}{0.85} = 18.66 mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{305 - 18.66}{18.66} * 0.003 = 0.046$$

$$\varepsilon_s = 0.046 > 0.005 \longrightarrow ok$$

4.15.6 Development Length of main Reinforcement for M_u :

$Ld_{(1)req} = \frac{0.24 fy}{\sqrt{fc}} db = \frac{0.24 * 420}{\sqrt{24}} 1.6 = 32.9 cm$.

$Ld_{(2)req} = 0.044 \times fy \times db = 0.044 \times 420 \times 1.4 = 25.87 cm$

$Ld_{(2)req} = 29.56 cm < Ld_{(1)req} = 32.9 cm \rightarrow$ control

Available Ld = (400 – 75 – 2 * 14) = 297 mm.

Using hook $\geq 16 * \phi$

Required length of hook ≥ 16* ϕ ≥ 16*1.6 = 25.6 cm use 30 cm

Total Length = 59.56.... use 60cm > $l.d_{req}$ = 32.9 cm ... ok

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

$$ld_{req} = \frac{9}{10} * \frac{420}{1*\sqrt{24}} * \frac{1*1*0.8}{2.5} * 14 = 345.67\ mm$$

Ld $_{available}$ = 700-75= 625mm

Ld $_{available}$= 625 mm > $ld_{req} = 345.67mm$

4.15.7 Check transfer of load at base of column:

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

$\phi.Pn = 0.65*[0.85*24*(600*300)]/1000 = 2246.4KN$

But $Pu = 1495 < \phi.Pn = 2246.4KN$

... Dowels are not required for load transfer.

But use the minimum reinforcement of dowels:

$As_{min} = 0.005*Ag = 0.005*600*300 = 900cm^2$

Use the column bars as a dowels

Select 8Φ12

$As_{Provided}$ = 904 mm^2 > $As_{Req.}$ = 900 mm^2

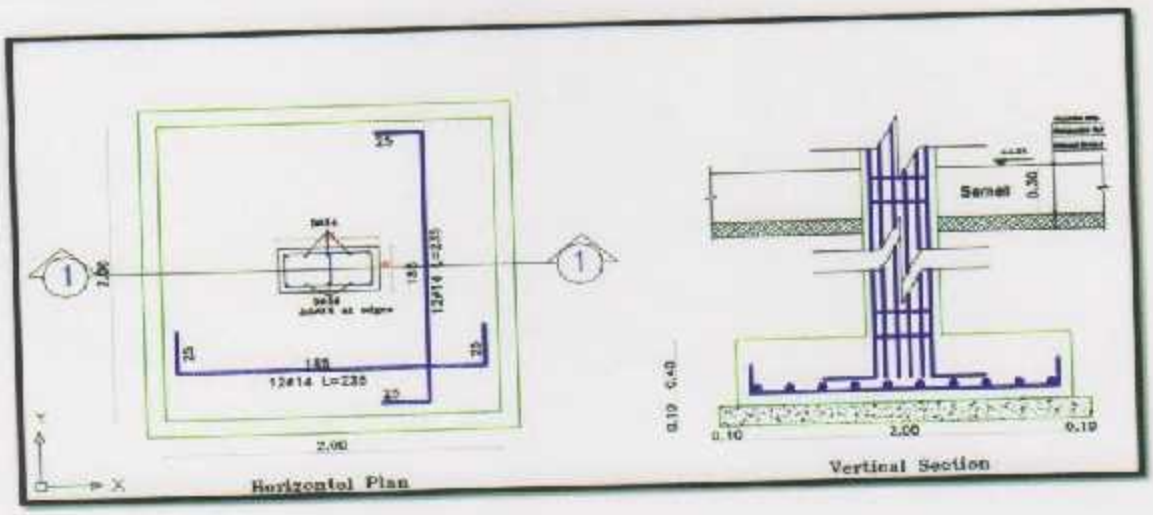


Figure (4-36): Isolated Footing detail

الفصل الخامس

5

النتائج و التوصيات

من خلال هذا التجوال في هذا البحث, و التعرف على معطياته و جوانبه , تم الخروج بزبدة هذا البحث من خلال نتائج تتمثل فيما يلي :-

1- تم في هذا القسم من العمل على المشروع وضع حلول أولية ستخضع لمزيد من الدراسة , وهي قابلة للتغيير.

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

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