

بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنك فلسطين



كلية الهندسة والتكنولوجيا
دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

اسم المشروع

التصميم الإنشائي

فريق العمل

رنا نافذ ناصر الدين

بشائر عبد الفتاح نيروخ

إشراف:

د. هيثم عياد.

شهادة تقييم مشروع التخرج

جامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل – فلسطين



التصميم الإنشائي

فريق العمل

رنا نافذ ناصر الدين

بشائر عبد الفتاح نبروخ

بناءً 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

. خليل كرامة

.....

توقيع مشرف المشروع

. هيثم عياد

.....

أيار -

هداء

إلى كل من يروم أن يغتني بالبحث عن كينونته وسط تراكم معرفي زاخر....

إلى الذين لا يسأمون أن يرفعوا اللبنة فوق اللبنة ليس
! بل لتشييد شرفة
لنظل من عليائها على ماضيها السحيق ونستشر من عليها معالم مستقبلنا....

.....

يهدي إلى....

آبائنا وأمهاتنا....

وشعور الواجب المتدفق نحوهم....

واشتياق الاتصال الدائم بهم....

والحنين المحرق للالتقاء بهم....

.... نا ووحدتنا في هذا البحث

.....

هذا الجيل الصاعد....

الشباب في ربوعه....

إليكم أحببتنا جميعاً نهدي هذا

فريق العمل

الشكر والتقدير

أينعت ففاضت ثمّ

الذي زرعت ألسنتهم الذين حباهم الله بدقة الحس وسلامة
على العلم حلة من الجمال والبهاء في سبيل الوصول به
وبنا نحو درجة الكمال تبعاً لتطور الحياة في هذا العصر، وما دخل عليها من
تغير في النظم والتقاليد :

- جامعة بوليتكنك فلسطين الموقرة وكلية الهندسة والتكنولوجيا
الهندسة المدنية والمعمارية بكافة طاقمها العامل على تخريج الأجيال

- جميع الأساتذة بالجام هيثم عياد،
الجهد النفيس للخروج بهذا العمل بالشكل اللائق.

- مكتبة الجامعة والقائمين عليها لتعاونهم الكامل ومساعدتهم
توفير الكتب الخاصة بالمشروع.

ملخص المشروع

التصميم ا

فريق العمل

رنا نافذ ناصر الدين

بشائر عبد الفتاح نبروخ

م

جامعة بوليتكنك فلسطين-

إشراف:

د. يثم عياد

نجاز مشروع تخرج يشمل كافة الدراسات النظرية والتحليلية والتصميمية، بهدف عمل التصميم ا
نشائية بجميع تفصيلاتها
- الخليل .

وهذا المشروع يتكون من اربع طوابق، بمساحة طابقية تبلغ
بطابق التسوية الذي يضم مطبخ لخدمة العاملين وثلاجات للموتى ومرافق صحية ، صعودا الى
الطابق الارضي والاول المكررين ويضمان غرف للمرضى وغرف للعمليات وممرات
وصالات انتظار، وانتهاءً بالطابق الرابع الذي يضم ادارة المستشفى ، وقد صمم هذا المبنى على
احداث الطرز المعمارية بما يحقق متطلبات الراحة والأمان.

وهذا المشروع يضم معظم العناصر الإنشائية التي تم دراستها سابقاً حيث يضم الجدران
الاستنادية وجدران القص وجسور ذات بحور كبيرة نسبياً بالإضافة إلى وجود بئر بالمشروع
باتجاه واحد واتجاهين

تم تصميم هذا المبنى إنشائياً اعتماداً على الكود الأمريكي، كما تم اعتماد كودات أخرى
. وقد احتوى المشروع في مجمله على التحليل الإنشائي للمبنى، والطرق المتبعة في
التصميم، إضافة إلى المخططات التنفيذية الخاصة بالعناصر الإنشائية المكونة للمبنى.

Abstract

The Structural Design of Hospital

Work Team

Bashaer Nieroukh

Rana Naser Al-deen

Palestine Polytechnic University-2008

Supervisor

Dr. Haitham Ayyad

The purpose of this project is the structural design of a Hospital in Hebron city.

This building consists of four floors and it contains a plenty of activities.

The structural design of the building was carried out according to the ACI318M-05 Code, in addition, some assistant codes were used.

The project composed of analysis & design of the structural parts of the building, and all of the plans needed to complete the construction.

الفهرس

رقم الصفحة

i	صفحة العنوان الرئيسية
ii	صفحة شهادة تقييم مشروع التخرج
iii	صفحة الإهداء
iv	صفحة الشكر والتقدير
v	صفحة الملخص باللغة العربية
vi	صفحة الملخص باللغة الانجليزية
Vii	الفهرس

رقم الصفحة

رقم الصفحة	المق دم	الفصل الأول
	المقدمة	-
	مشكلة المشروع	-
	أهداف المشروع	-
	دوافع اختيار المشروع	-
	ة المشروع	-
	محتويات المشروع	-
	الوصف المعماري للمشروع	الفصل الثاني
	المقدمة	-
	لمحة عامة عن المشروع	-
	موقع المشروع	-
	المقدمة	
	وصف الموقع	
	وصف عام للموقع	
	الشوارع المحيطة بالموقع	
	أهمية الموقع	

النواحي المعمارية

المقدمة . . .

وصف الطوابق . . .

طابق التسوية

الطابق الأرضي

الطابق الأول

الطابق الثاني

الواجهات

المقدمة . . .

وصف عام للواجهات . . .

الواجهة الشمالية

الواجهة الجنوبية

الواجهة الشرقية

الواجهة الغربية

الفصل الرابع الوصف الإنشائي

23	introduction	3.1
24	Analysis and design of structures	3.2
24	Structure Analysis	3.2.1
24	Structure Design	3.2.2
25	Objective Of Structure Design	3.3
26	Why Do We Use Reinforcement?	3.4.4
36	Reinforcement Position	3.4.5
36	Concrete Cover	3.4.6
27	Concrete Reinforcement Bond	3.4.7
28	Loads	3.5
28	Introduction	3.5.1
28	Types of Loads	3.5.2
28	Primary loads	3.5.2.1
38	Structural elements	3.7
38	Introduction	3.7.1
39	Structural elements description	3.7.2
39	Slabs	3.7.2.1
40	Beams	3.7.2.2
41	Columns	3.7.2.3
42	Shear Wall	3.7.2.4
44	Stairs	3.7.2.5
45	Foundation System	3.7.2.6

48	Introduction	4.1
48	Factored Load	4.2
49	Determination of Thicknesses	4.3
59	Determination of Thickness of The One-Way Ribbed Slab	4.3.1
50	Determination of Thickness of The Two-Way Ribbed Slab	4.3.2
52	Load Calculation	4.4
52	One-Way Ribbed Slab	4.4.1
63	Two-way Ribbed Slab	
	Design of Topping	4.5
63	Design of Topping of One-Way Ribbed Slab	4.5.1
63	Design of Moment	4.5.1.1
65	Design of Rib ground floor slab	4.6
66	Introduction	4.6.1
67	Design of Positive Moment of Rib	4.6.2
69	Design of Negative Moment of Rib	4.6.3
71	Design of Shear of Rib	4.6.4
72	Design of Beam (214,215,216) in the ground floor	4.7
72	Introduction	4.7.1
74	Design of Positive moment of Beam	4.7.2
76	Design of Negative moment of Beam	4.7.3
79	Design of Shear of Beam	4.7.4
80	Design of Shear of Beam For The Left Span	4.7.4.1
68	Design of two way ribbed slab	4.8
68	Determination of coefficient	4.8.1
68	Internal Forces and Moment	4.8.2
68	Design Of Bending	4.8.3
67	Design in X-direction	4.8.4
71	Design of Positive Reinforcement in Y-direction	4.8.5
72	Design of Positive Reinforcement in x-direction	4.8.6
73	Design of Shear	4.8.7
74	Design of Shear Reinforcement in Y-direction	4.8.7.1
74	Design of Shear Reinforcement in X- direction	4.8.7.2
75	Design of Long Column	4.9
75	Design of Longitudinal Reinforcement	4.9.1
77	Design of Tie Reinforcement	4.9.2
78	Design of isolated footing	4.10
78	Load Calculation	4.10.1
79	Determination of Footing Area	4.10.2
79	Determination of Footing Depth	4.10.3
79	Design of Footing (Punching)	4.10.3.1
81	Design of Bending Moment	4.10.4
82	Development Length of main Reinforcement	4.10.4.3
83	Development Length of Dowels	4.10.4.5
84	Design of Stairs	4.11
84	Determination of Slab Thickness	4.11.1
85	Load Calculation	4.11.2
86	Design of Shear	4.11.3

87	Design of Moment	4.11.4
90	Design of Basement wall	4.12
90	Load Calculation	4.12.1
91	Design of Shear	4.12.4
92	Design of Bending Moment	4.12.5
94	Design of Shear Wall	4.13
95	Design of Horizontal Reinforcement	4.13.1
96	Design of Vertical Reinforcement	4.13.2
97	Design of Moment	4.13.3

99	النتائج والتوصيات	
100		1.5
101	التوصيات	2.5
102		
103		

فهرس الأشكال

10	(-) تحليل الموقع العام.
11	(-) الشوارع المحيطة بالموقع (بلدية دورا).
13	(-) ثلاثي .
14	(-) المسقط الأفقي لطابق التسوية.
15	(-)
16	(-)
17	(-)
18	(8-) الواجهة الشمالي .
19	(9-) الواجهة الجنوبية .
20	(10-) الواجهة الشرقية.
21	(11-) الواجهة الغربية.

Figure (3-1) Building physical systems.	23
Figure (3-2) Loads on Buildings.	31
Figure (3-3) Dead and live loads.	49
Figure (3-4) Bracing systems.	32

Figure (3-4) Wind loads.	36
Figure (3-5) Snow loads.	38
Figure (3-6) Seismic loads.	39
Figure (3-7) Structural Elements.	47
Figure (3-8) One Way Ribbed Slab.	49
Figure (3-9) Two Way Ribbed Slab.	49
Figure (3-10) Hidden Beam.	50
Figure (3-11) Drop Beam.	50
Figure (3-12) Column.	51
Figure (3-13) Shear Wall.	51
Figure (3-14) Stairs.	53
Figure (3-15) Foundation.	54
Figure (3-16) Retaining Wall.	55

Figure (4-1) Rib.	49
Figure (4-2) Two way Ribbed Slab.	50
Figure (4-3) Details of two way Ribbed Slab	53
Figure (4-4) Design of Topping	54
Figure (4-5) Designed Rib	56
Figure (4-6) shear and moments diagrams for Rib.	56
Figure (4-7) Designed Beam	62
Figure (4-8) shear and moments diagrams for Beam.	62
Figure (4-9) Two Way Ribbed Design	68
Figure (4-10) Long Column Reinforcement.	76
Figure (4-11) Geometry of Footing.	81
Figure (4-12) Structure system of stair.	84
Figure (4-13) Shear Diagram of stair.	86
Figure (4-14) Moment diagram of Stair 1.	87
Figure (4-15) Reinforcement of Stair 1.	89
Figure (4-16) Geometry Of Basement Wall .	90
Figure (4-17) Geometry Of Shear Wall .	94
Figure (4-18) Shear Wall Design .	95
Figure (4-19) Shear Wall Design .	97

Figure (4-17) Basement Wall Detail .	94
Figure (4-21) Shear Wall Detail.	100

مهرس الجداول

Table (3-1) materials Densities.	33
Table (3-2) Live load Values.	34
Table (3-4) Load Combinations.	44

List of Abbreviations

- **A_c** = area of concrete section resisting shear transfer.
- **A_s** = area of non-prestressed tension 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.
- **DL** = dead loads.
- **d** = distance from extreme compression fiber to centroid of tension reinforcement.
- **E_c** = modulus of elasticity of concrete.
- **F_y** = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- **h** = overall thickness of member.
- **I** = moment of inertia of section resisting externally applied factored loads.
- **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.
- **M** = bending moment.
- **M_u** = factored moment at section.
- **M_n** = nominal moment.
- **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. (kN/m³).
- **W** = width of beam or rib.
- **W_u** = factored load per unit area.
- **φ** = strength reduction factor.

يعد المبنى أحد أهم الاحتياجات الإنسانية على مر الزمن، ويتشكل المبنى بناءً على تنوع طرق المعيشة والمتطلبات الحياتية، والتطورات التقنية التي ظهرت عبر السنوات. لكن هذا التطور في العصور المتقدمة استدعى أوقاتاً طويلة للانتقال من مطلب حياتي إلى آخر أو من تقنية إلى أخرى، فقد استدعى انتقال الإنسان إلى الكهف ومنه إلى الكوخ مئات السنين.

ونتيجة للتطور الكبير في أنظمة وتقنيات البناء بعد استخدام مواد البناء الحديثة سمنت، والألمنيوم، والبلاستيك وغيرها، أصبحت المدن مزدهمة بالمباني المختلفة وظائف والهيئات والارتفاعات، مما قلص الفترات الزمنية المطلوبة لإحداث التطور. كما ساهم تطور الأنظمة الهندسية والخدمات مثل أنظمة الكهرباء والهاتف، وشبكات المياه في تغيير شكل المباني والمدن على حدٍ سواء.

وشهدت الحقبة الأخيرة من القرن العشرين ثورة في تقنيات الحاسوب وأنظمة المعلومات والاتصالات، أثرت في الأنشطة الحياتية للإنسان، وارتبط الكثير من نشاط الإنسان اليومي بهذه التقنيات الإلكترونية بصورة أو بأخرى، ظهر تأثيرها على تصميم " "، وظهر جيل جديد من المباني يستخدم هذه التقنيات وبمساعدة الحاسوب، ليس فقط لتنظيم العلاقة بين الأنظمة المختلفة المستخدمة في المبنى، وزيادة الرفاهية والترفيه للحضارة المدنية، ولكن لتقليل استهلاك الطاقة التي أصبحت تشكل خطراً قادمًا بالمقارنة بين الطاقة المستهلكة والمنتجة.

علمي يشمل الدراسات النظرية والتحليلية،
والتصميمية لموضوع مشروع التخرج الذي يهدف إلى معالجة حقيقية وعملية في مجال
الهندسة المدنية " هندسة المباني " .

حيث سيتم تطبيق هذه الدراسات بغرض إعداد التصميم الإنشائي الكامل لمبنى
المشروع، بدءاً بتصميم كل عنصر إنشائي على حدة (....)
وانتهاءً بالتصميم الإنشائي الكامل للمبنى، مع مراعاة المحافظة على الشكل المعماري
ظة على جمالية هذا المبنى.

. أهداف المشروع:

تتلخص أهداف المشروع فيما يلي:

- التصميم الإنشائي لكافة العناصر الإنشائية في المبنى، للخروج بمخططات تنفيذية كاملة وقابلة لتنفيذها على أرض الواقع بأسهل الطرق وأقل التكاليف، بما يحقق الوظيفة التي صمم من أجلها المبنى.
- مواءمة التصميم الإنشائي للتصميم المعماري قدر الإمكان، بما يظهر القدرة الإنشائية للتعامل مع مختلف الأفكار والعناصر المعمارية في المبنى، وإخراج المبنى بصورة مميزة شريطة عدم التأثير على قدرة المبنى ومتانته.
- تجسيد المعلومات والأفكار التي توافرت من خلال المساقات التي تمت دراستها، واستخدامها بغية تحقيق التصميم المنشود.

. دوافع اختيار المشروع:

- اكتساب المهارة في التصميم الإنشائي، وتطوير الحس الإنشائي اللازم لخوض ميدان العمل بكل جدارة واقتدار، باختلاف الطرز المعمارية.

- غياب التصميم الإنشائي لهذا المبنى، حيث تم تصميم هذا المبنى معمارياً دون التصميم له .

- الخروج عن المعنى الضيق لمهندس المباني، فقد انحصرت هذه المعرفة التقليدية على معنى المهندس المختص بأمور التنفيذ دون التصميم.

. منهجية المشروع:

تعتبر الدراسات التحليلية والتصميمية والتنفيذية الحديثة لأي مشروع، الضمان الرئيسي للوصول إلى عمل هندسي متكامل وناجح، وفيما يلي خطوات تبين تسلسل أعمال :

- دراسة المخططات المعمارية الخاصة بالمشروع، والتأكد من تطابقها في أجزائها .

- إجراء التعديلات المعمارية اللازمة - إن وجدت - ومن ثم مراجعتها بشكلها النهائي.

- الدراسة الإنشائية للمبنى من حيث العناصر الإنشائية المكونة للمبنى، وتحديد النظام .

- تحديد الأحمال التي يتعرض لها المبنى سواء أكانت استاتيكية أم ديناميكية " الميئة، الأحمال حية " .

- عمل الدراسات التحليلية المحوسبة للعناصر الإنشائية في المبنى .

- مراجعة نتائج الدراسات التحليلية المحوسبة يدوياً، والتأكد من تطابق النتائج.

- عمل التصميم الإنشائي المحوسب للعناصر المختلفة، اعتماداً على الدراسات التحليلية والنتائج التي أوجدتها هذه الدراسات.

- مراجعة التصميم الإنشائي المحوسب يدوياً.

- ترجمة كافة النتائج التي تم الحصول عليها سابقاً على شكل مخططات تفصيلية نهائية وقابلة للتنفيذ.

- عرض المشروع ومناقشته أمام لجنة هندسية مختصة، من أجل إدخال التعديلات اللازمة - إن وجدت - واعتماد المخططات بصورتها النهائية.

:

. محتويات المشروع:

:

تناول هذا الفصل مقدمة عامة عن المشروع بكامل تفصيلاتها بالإضافة إلى المخطط .

:

يستعرض هذا الفصل الوصف المعماري الخاص بالمشروع والمزايا المعمارية المميزة لعناصر المشروع.

:

يتناول تعريف عام بالمفاهيم اللازمة لعمليتي التحليل الإنشائي والتصميم الإنشائي، كما يظهر الوصف العام للعناصر الإنشائية المختلفة المستخدمة في المبنى.

:

يبين طريقة التحليل الإنشائي المطبقة على عينة مختارة لبعض العناصر المكونة للمشروع مع تحديد الأحمال التي تتعرض لها ومن ثم تسليحها.

:

يناقش أهم النتائج التي تم التوصل إليها، والتوصيات التي من شأنها تحسين تنفيذ .

. المقدمة

. مشكلة المشروع

. أهداف المشروع

. :نوافع اختيار المشروع

. منهجية المشروع

. محتويات المشروع

. المقدمة

. لمحة عامة عن المشروع

. موقع المشروع

. النواحي المعمارية

. الواجهات

3.1 Introduction

3.2 Analysis and Design of Structures

3.3 Objectives of Structural Design

3.4 Materials

3.5 Loads

3.6 Structural elements

3.7 Computer Programs

التحليل الإنشائي

- 4.1 Introduction**
- 4.2 Factored Load**
- 4.3 Determination of Thicknesses**
- 4.4 Load Calculation**
- 4.5 Design of Topping**
- 4.6 Design of Rib in the ground floor slab.**
- 4.7 Design of Beam in the ground floor slab.**
- 4.8 Design of Two Way Ribbed Slab**
- 4.9 Design of Long Column:**
- 4.10 Design of Isolated Footing**
- 4.11 Design of stairs**
- 4.12 Design of Basement wall**
- 4.13 Design of Shear Wall**

النتائج والتوصيات

. النتائج

. التوصيات

- . يجب على كل طالب أو مصمم إنشائي أن يكون قادراً على التصميم بشكل يدوي حتى يستطيع امتلاك الخبرة والمعرفة في استخدام البرامج التصميمية المحوسبة.
- . من العوامل التي يجب أخذها بعين الاعتبار، العوامل الطبيعية المحيطة بالمبنى وطبيعة الموقع وتأثير القوى الطبيعية على الموقع.
- . 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.
- . القيمة الخاصة بقوة تحمل التربة هي . / .
- . (Tow-Way Ribbed Slab) في جميع العقدات نظراً لطبيعة وشكل .
- . (One-Way Ribbed Slab) في اجزاء معينة من الطوابق، .
- . (Solid Slab) لبيوت الدرج والمصاعد، نظراً لكونها أكثر فاعلية من عقدات الأعصاب في تحمل ومقاومة الأحمال المركزة.
- . أما بالنسبة لبرامج الحاسوب المستخدمة، فقد تم استخدام برنامج (Atir) في التصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية، ومقارنة التسليح بتسليح كافة العناصر بعد أن تم حساب تسليحها يدوياً وقد كانت النتائج متطابقة في كلتا الحالتين.
- . الأحمال الحية المستخدمة في هذا المشروع كانت من كود الأحمال الأردني.
- . 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.

2.5 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 .

ففي البداية، يجب أن يتم تنسيق وتجهيز كافة المخططات المعمارية، بحيث يتم إختيار مواد البناء مع تحديد . 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.

4.1 Introduction

This chapter shows the steps of the analysis and the design for some of the structural members of the building, they would be analyzed and designed, by using the finite element method of design, depending on the computer aided analysis & design, such as ATIR- Software; to find the internal forces and the deflection of the one way ribbed slabs, then other steps of calculations would be made; to find the required reinforcement for the all members.

4.2 Factored Load

For the project structural member's analysis and design, the factored load can be obtained as follows:

$$q_u = 1.2 \times D + 1.6 \times L \text{ (ACI318M-05, Sec. 9.2, Eq. 9.1)}$$

4.3 Determination of Thicknesses

4.3.1 Determination of Thickness of the One-Way Ribbed Slab

The structure may be exposed to different loads such as dead loads and live loads. The values of these loads depend on the structure type and the intended use.

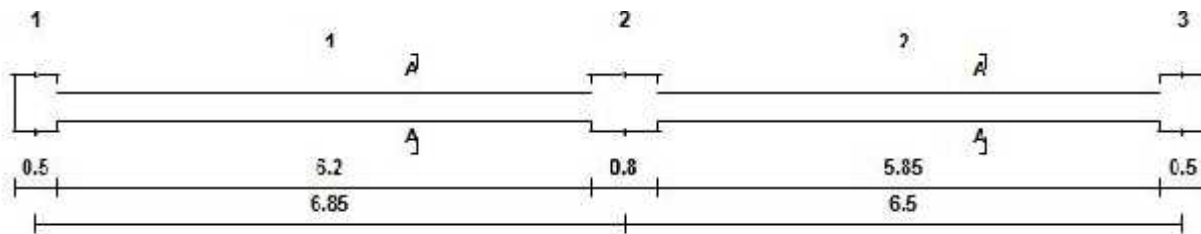


Figure (4-1) Rib .

The overall depth can be obtained according to the minimum thicknesses of non pre-stressed beams or one way slabs given in the ACI318M-05 (Sec. 9.5.2.1- table 9.5.a), as follows:

$$h > \frac{Ln}{18.5} = \frac{6.2}{18.5} = 0.335 \text{ m}$$

Select $h = 35 \text{ cm}$

4.3.2 Determination of Thickness of The Two-Way Ribbed Slab



Figure (4-2) Two way Ribbed Slab.

$$\frac{I_{rib}}{b} = \frac{\sum AY}{A}$$

$$\frac{I_{rib}}{b} = \frac{\sum AY}{A} = \frac{40 \times 8 \times 4 + 32 \times 12 \times 16}{40 \times 8 + 32 \times 12} = 10.5 \text{ cm}$$

$$I_{Rib} = \frac{0.52(0.105)^3}{3} - \frac{0.4 \times (0.025)^3}{3} + \frac{0.12 \times (0.125)^3}{3} = 0.27 \times 10^{-3} \text{ m}^4/b$$

$$I_{slab} = \frac{0.27 \times 10^{-3}}{0.52} (7) = 3.6 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$I_{b1} = \frac{1}{12} bh^3 = \frac{1}{12} \times 0.5 \times 0.35^3 = 1.78 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$\alpha_1 = \frac{I_{b1}}{I_{slab}} = \frac{1.78 \times 10^{-3}}{3.6 \times 10^{-3}} = 0.49$$

For the other direction:

$$I_{stab} = \frac{0.27 \times 10^{-3}}{0.52} \cdot 6.35 = 3.29 \times 10^{-3} m^4$$

$$\alpha_2 = \frac{I_{b1}}{I_{stab}} = \frac{1.78 \times 10^{-3}}{3.29 \times 10^{-3}} = 0.54$$

$$\alpha_{fm} = \frac{2\alpha_1 + 2\alpha_2}{4} = \frac{0.49 + 0.54}{2} = 0.515$$

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

According to the ACI318M-05(Section 9.5.3.3, Eq. 9.12),

$$h_m = \frac{l_n(0.8 + f_y \setminus 1500)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.2)} \text{ \& Not Less Than 125 mm}$$

$$\beta = \frac{\text{large clear span}}{\text{short clear span}}$$

$$\beta = \frac{13}{11.7} = 1.1$$

$$h_m = \frac{13(0.8 + 420 \setminus 1500)}{36 + 5 \cdot 1.1 (0.6 - 0.2)} = 0.33 \text{ cm}$$

\Rightarrow Select $h = 35 \text{ cm}$

4.4 Load Calculation

4.4.1 One-Way Ribbed Slab

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

Nominal Dead Loads and Factored Dead Loads of one Rib

$$\text{Topping} = 0.52 \times 1 \times 0.08 \times 24.5 = 1.0192$$

$$\text{Tiles} = 0.52 \times 1 \times 0.03 \times 23 = 0.3588$$

$$\text{Mortar} = 0.52 \times 1 \times 0.02 \times 22 = 0.2288$$

$$\text{Sand} = 0.52 \times 1 \times 0.07 \times 16 = 0.5824$$

$$\text{Concrete} = 0.27 \times 1 \times 0.12 \times 24.5 = 0.7938$$

$$\text{Partions} = 0.52 \times 1 \times 1 = 0.52$$

$$\text{Block} = 0.4 \times 1 \times 0.27 \times 9 = 0.972$$

$$\text{Plaster} = 0.52 \times 1 \times 0.02 \times 22 = 0.2288$$

$$\text{Total Dead Load} = 4.7 \text{ kN/m/rib}$$

$$\text{Factored Total Dead Load} \Rightarrow 1.2 \times 4.7 = 5.64 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Live Load} = 5 \times 0.52 = 2.6 \text{ kN/m/rib}$$

$$\text{Factored Total Live Load} \Rightarrow 1.6 \times 5 = 8 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Total Factored Load} = 5.64 + 8 = 13.64 \text{ KN/m}^2$$

Nominal Dead Loads and Factored Dead Loads of Topping

$$\text{Tiles} = 0.03 \times 1 \times 1 \times 23 = 0.69$$

$$\text{Mortar} = 0.02 \times 1 \times 1 \times 22 = 0.69$$

$$\text{Sand} = 0.07 \times 1 \times 1 \times 16 = 0.12$$

$$\text{Concrete} = 0.08 \times 1 \times 1 \times 24.5 = 1.96$$

$$\text{Partions} = 1 \times 1 \times 1 = 1$$

Total Dead Load = 5.12 kN/m²

Factored Total Dead Load $\Rightarrow \Rightarrow 1.2 \times 5.12 = 6.144 \text{ KN/m}^2$

Live Load = 5 kN/m²

Factored Total Live Load $\Rightarrow \Rightarrow 1.6 \times 5 = 8 \text{ KN/m}^2$

Total Factored Load = 6.144 + 8 = 14.144 KN/m²

For 1m strip of topping:

Factored Total Live Load $\Rightarrow \Rightarrow 1 \times 14.14 = 14.14 \text{ KN/m}$

4.4.2 Two-way Ribbed Slab

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

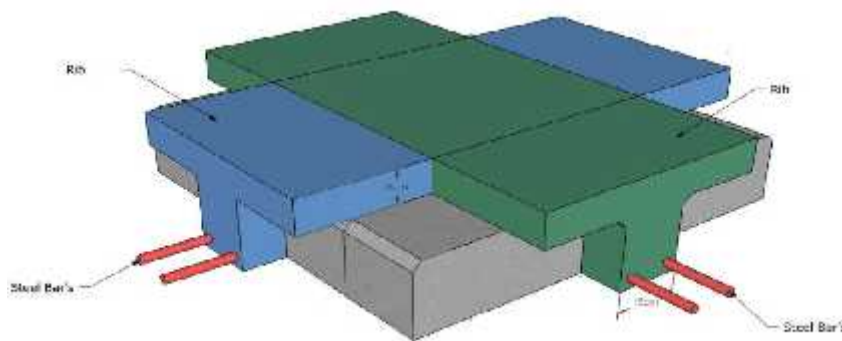


Figure (4-3) Details of Two way Ribbed Slab.

Nominal Dead Loads and Factored Dead Loads of Two-way Ribbed Slab

Topping = $0.08 \times .7 \times 0.6 \times 25 = 0.84$

Tiles = $0.03 \times 0.7 \times 0.6 \times 23 = 0.2898$

Mortar = $0.02 \times 0.7 \times 0.6 \times 22 = 0.1848$

Sand = $0.07 \times 0.7 \times 0.6 \times 16 = 0.4704$

Concrete = $(0.7+0.4) \times 0.2 \times 0.25 \times 25 = 1.375$

Partions = $1.52 \times 0.7 \times 0.6 = 0.63$

Block = $0.5 \times 0.4 \times 0.25 \times 9 = 0.45$

Plaster = $0.7 \times 0.6 \times 0.02 \times 22 = 0.1848$

Total Dead Load = 4.42 kN/m²

Factored Total Dead Load $\Rightarrow \Rightarrow 1.2 \times 4.42 = 5.3 \text{ KN/m}^2$

Live Load = 5 kN/m²

Factored Total Live Load $\Rightarrow \Rightarrow 1.6 \times 5 = 8 \text{ KN/m}^2$

Total Factored Load = 5.3 + 8 = 13.3 KN/m²

4.5 Design of Topping

4.5.1 Design of Topping of One-Way Ribbed Slab

4.5.1.1 Design of Moment

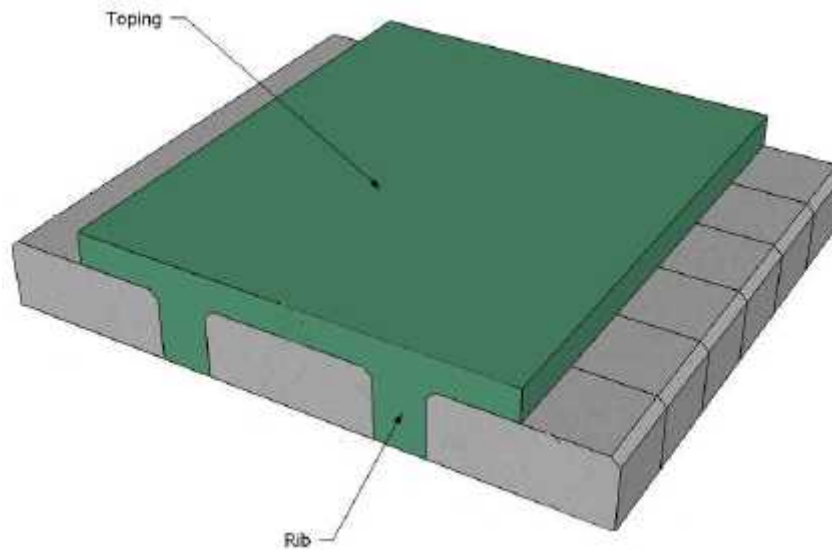


Figure (4-4) Design of Topping.

$$M_{u_{max}} = \frac{W_u \times l^2}{12} \quad (\text{Sec. 14.8.8. , Eq. 14 - 3})$$

$$M_{u_{max}} = \frac{14.144 \times (0.4)^2}{12} = 0.189 \text{ KN/m}^2$$

$M_n > M_u$ ACI318M-05 (Sec. 14.8.3. Eq.14-3)

$$M_n = \alpha \times 0.42 \times \frac{f_c'}{24} \times \frac{bh^2}{6}$$

$$M_n = 0.55 \times 0.42 \times \frac{1}{24} \times \frac{(0.08)^2 \times 1 \times 10^3}{6} = 1.21 \text{ kN}$$

$M_n > M_u \Rightarrow$ No structural reinforcement is required.

Use shear shrinkage and temperature reinforcement

According to the ACI318M-05 (Sec. 7.12.2.1, Eq. b)

$$\Rightarrow A_s = 0.0018 \times b \times d$$

$$A_s = 0.0018 \times 1000 \times 80 = 144 \text{ mm}^2$$

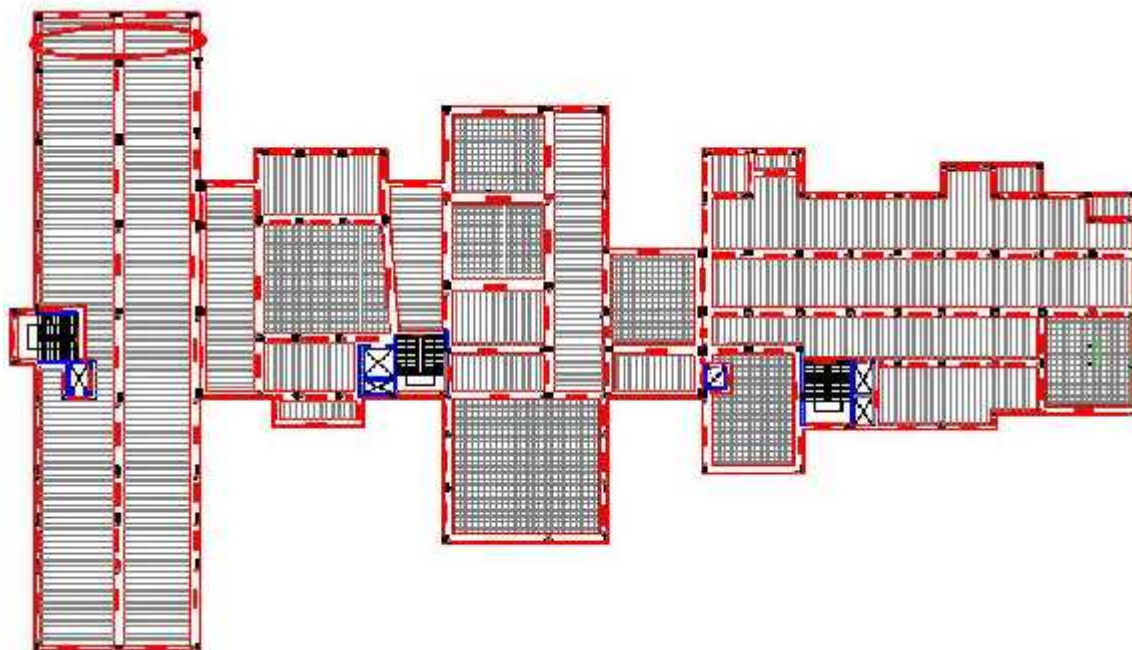
Use $\Phi 8$ at 25cm c/c (A_s for 8 = 50) in both direction.

4.5.2 Design of Topping of Two-Way Ribbed Slab

The topping of the two-way ribbed slab is stronger than the topping for the one-way ribbed slabs. Therefore, only minimum reinforcement due to shrinkage and temperature is required as same as the one-way ribbed slab.

Use $1\Phi 8/25\text{cm} \Rightarrow (4\Phi 8/1\text{m})$ with $A_s = 2\text{cm}^2/1\text{m} > 1.442\text{cm}^2/1\text{m}$ in both directions.

4.6 Design of Rib in the ground floor slab:



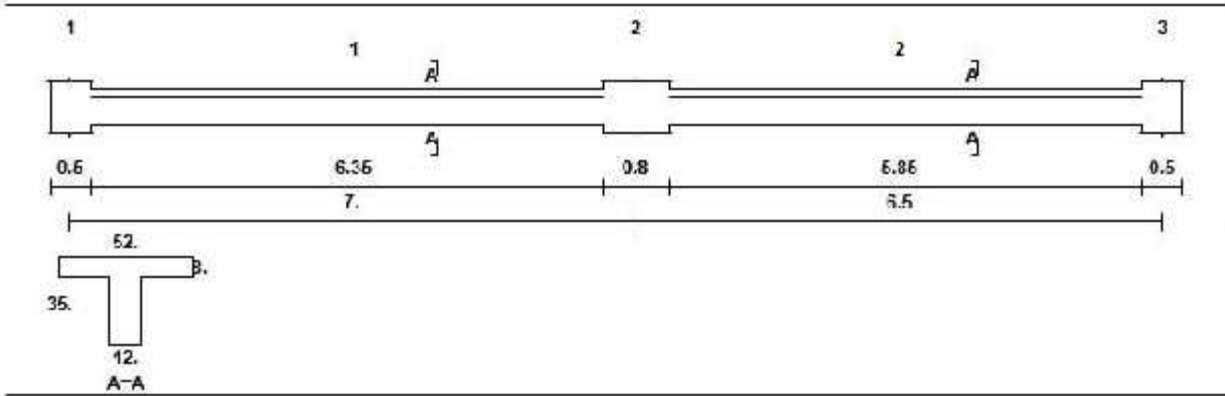


Figure (4-5) Designed Rib.

4.6.1 Introduction

The envelope for both shear and moment diagrams drawn using ATIR program as shown below:

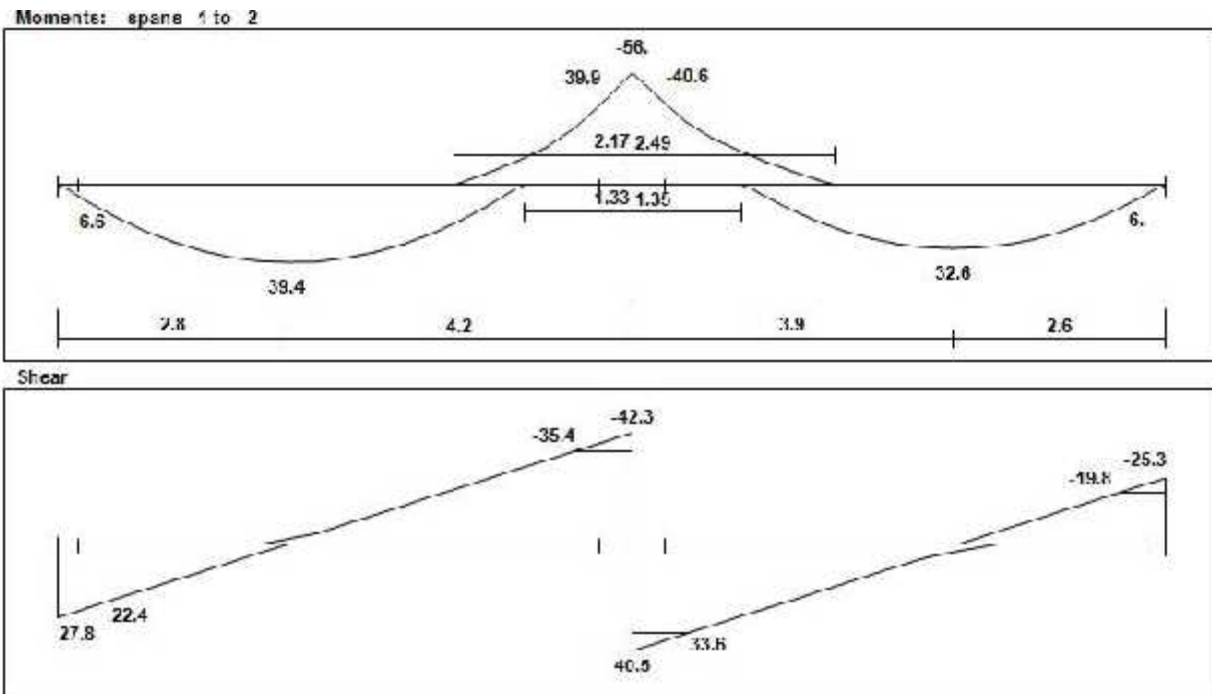


Figure (4-6) shear and moments diagrams for Rib.

4.6.2 Design of Positive Moment of Rib

$$d = 350 - 20 - 8 - 6 = 316 \text{ mm}$$

$$d = 316 \text{ mm}$$

$$f_c' \leq 28 \rightarrow \beta = 0.85$$

Design of $+MU_{MAX} = 39.4 \text{ KN.m}$

$$Rn = \frac{M_u / \Phi}{b \times d^2}$$

$$Rn = \frac{39.4 \times 10^{-3} / 0.9}{0.52 \times 0.3164^2} = 0.84 \text{ MPa}$$

$$\rho_{req} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{f_y}} \right)$$

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

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

$$\rho_{req} = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 0.84}{420}} \right) = 0.00204$$

$$A_{s_{req}} = \rho \times b \times d$$

$$A_{s_{req}} = 0.00204 \times 520 \times 316 = 336 \text{ mm}^2$$

Check for $A_{s_{min}}$

$$A_{s_{min}} = 0.25 \frac{f_c' \times b_w \times d}{f_y}$$

$$A_{s_{min}} = 0.25 \frac{24 \times 120 \times 316}{420} = 110.58 \text{ mm}^2$$

Not less than

$$A_{s_{min}} = \frac{1.4 \times 120 \times 316}{420} = 126.4 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{Controls}$$

$$A_{s_{req}} = 336 \text{ mm}^2 > A_{s_{min}} = 126.4 \text{ mm}^2$$

$$\text{select } A_s 2 \ 16 = 402 \text{ mm}^2 > A_{s_{req}} = 353.28 \text{ mm}^2$$

According to Atir Program the limitation of deflection is satisfied and so, no additional reinforcement is required.

-Check of Strain

Tension=Compression

T=C

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

$$420 \times 402 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a$$

$$a = 15.92 \text{ mm}$$

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

$$\frac{\epsilon_s}{d - c} = \frac{0.003}{c}$$

$$\epsilon_s = \frac{316 - 18.73}{18.73} \times 0.003$$

$$\epsilon_s = 0.05 > 0.005$$

Design of + Mu = 32.6 kN.m

$$\text{select } 2\phi 14 \text{ with } A_s = 307.8 \text{ mm}^2 > A_s = 277 \text{ mm}^2$$

4.6.3 Design of Negative Moment of Rib

The design of the negative moment for the T-section is made as a rectangular section with $b = b_w$.

Design of $-MU_{MAX} = 40.6 \text{ KN.m}$

$$Rn = \frac{M_u / \Phi}{b \times d^2}$$

$$Rn = \frac{40.6 \times 10^{-3} / 0.9}{0.12 \times (0.3164)^2} = 3.75 \text{ MPa}$$

$$\rho_{req} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{f_y}} \right)$$

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

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

$$\rho_{req} = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 3.75}{420}} \right) = 0.01$$

$$A_{s_{req}} = \rho \times b \times d$$

$$A_{s_{req}} = 0.01 \times 120 \times 316 = 379.2 \text{ mm}^2$$

Check for $A_{s_{min}}$

$$A_{s_{min}} = 0.25 \frac{f_c' \times b_w \times d}{f_y}$$

$$A_{s_{min}} = 0.25 \frac{24 \times 120 \times 316}{420} = 110.58 \text{ mm}^2$$

Not less than

$$A_{s_{min}} = \frac{1.4 \times 120 \times 316}{420} = 126.4 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{Controls}$$

$$A_{s_{req}} = 377.8 \text{ mm}^2 > A_{s_{min}} = 126.4 \text{ mm}^2$$

$$\text{select } A_s = 2 \times 16 = 402 \text{ mm}^2 > A_{s_{req}} = 377.8 \text{ mm}^2$$

According to Atir Program the limitation of deflection is satisfied and so, no additional reinforcement is required.

-Check of Strain

Tension=Compression

T=C

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

$$420 \times 402 = 0.85 \times 24 \times 120 \times a$$

$$a = 69 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{0.85} = 81.1 \text{ mm}$$

$$\frac{\epsilon_s}{d - c} = \frac{0.003}{c}$$

$$\epsilon_s = \frac{316 - 81.1}{81.1} \times 0.003$$

$$\epsilon_s = 0.0087 > 0.005$$

4.6.4 Design of Shear of Rib

Design of Shear of Rib for the Left Span

$$V_{u \max} = 35.4 \text{ kN. (For the Left span)}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \overline{f_c'} bw \times d$$

$$V_c = \frac{0.75}{6} \times \overline{24} \times 120 \times 316 = 23.22 \text{ kN}$$

$$V_{s_{min}} = \frac{1}{3} \times bw \times d$$

$$V_{s_{min}} = 0.75 \times \frac{1}{3} \times 120 \times 316 = 9.48 \text{ kN} \Rightarrow \Rightarrow \text{Control}$$

$$V_{s_{min}} = \frac{1}{16} \overline{24} \times 120 \times 316 = 8.7 \text{ kN}$$

$$V_c + V_{s_{min}} < V_u < \phi V_c + \frac{1}{3} \overline{f_c'} bw \times d$$

$$23.22 + 9.48 < 34.5 < 23.22 + \frac{0.75}{3} \overline{24} \times 120 \times 316$$

$$32.7 < 35.4 < 46.66$$

Category No 4 Is Satisfied

$$V_s = \frac{V_u}{0.75} - V_c$$

$$V_s = \frac{35.4}{0.75} - 30.96 = 16.2 \text{ kN}$$

$$\frac{A_v}{s} \geq \frac{b_w}{3 \times f_y} = \frac{120}{3 \times 420} = 0.095 \times 10^{-3}$$

$$\geq \frac{b_w \times \overline{f_c'}}{16 \times f_y} = \frac{120 \times \overline{24}}{16 \times 420} = 0.087 \times 10^{-3}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{d \times f_y} = \frac{0.0162}{420 \times 0.316} = 1.22 \times 10^{-4}$$

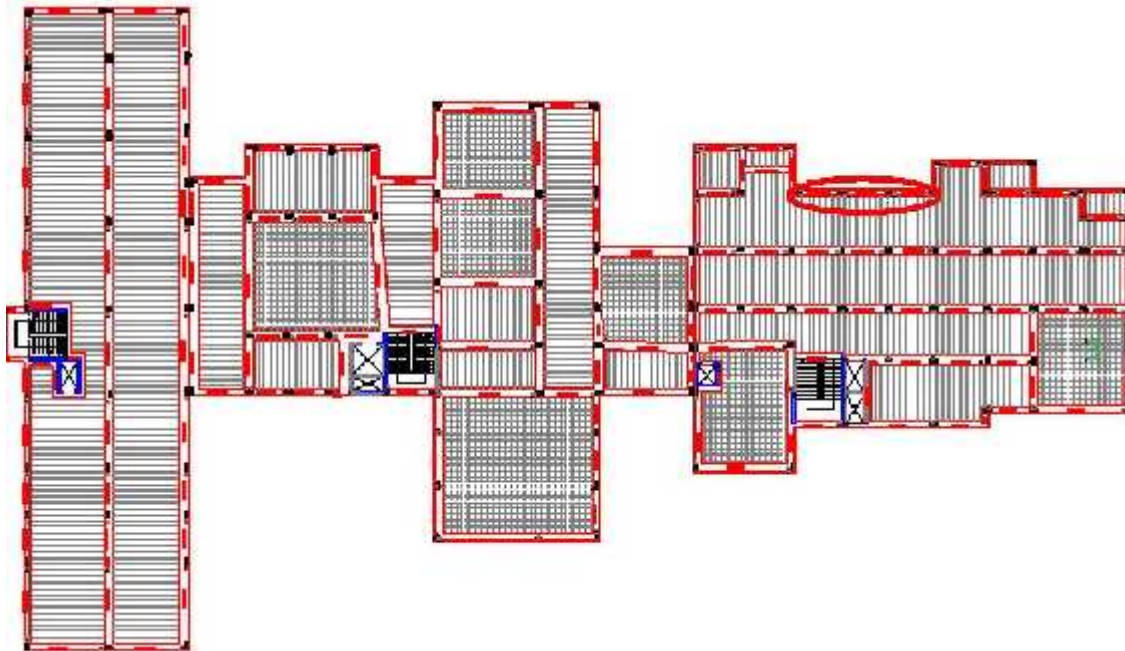
$$\frac{A_v}{s} = \frac{2 \times 50 \times 10^{-6}}{s} = 1.22 \times 10^{-4}$$

$$s = 82 \text{ cm}$$

$$s \leq \frac{d}{2} = \frac{316}{2} = 158 \text{ cm}$$

$s \leq 60 \text{ cm}$, select $s = 15 \text{ cm} \Rightarrow$ Use 8 – Stirrup at 15cm

4.7 Design of Beam (B 119,120,121) in the ground floor slab:



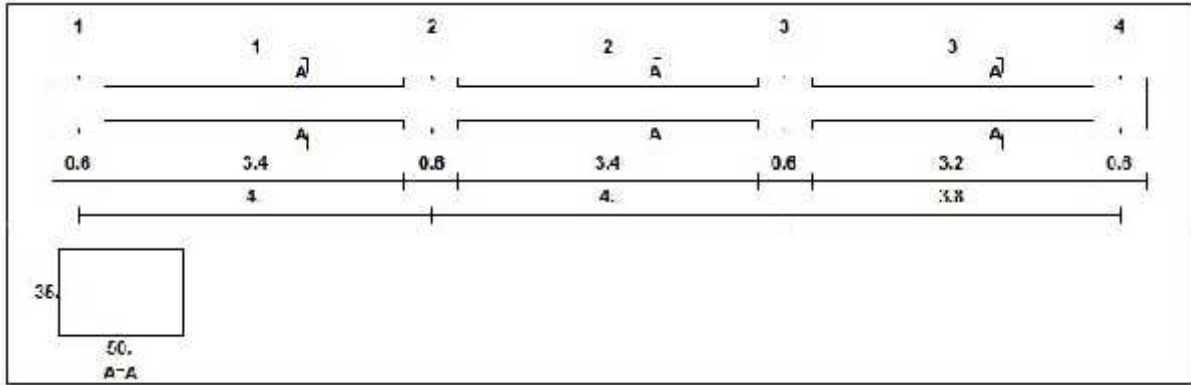


Figure (4-7) Designed Beam.

4.7.1 Introduction

The envelope for both shear and moment diagrams drawn using ATIR program as shown below:

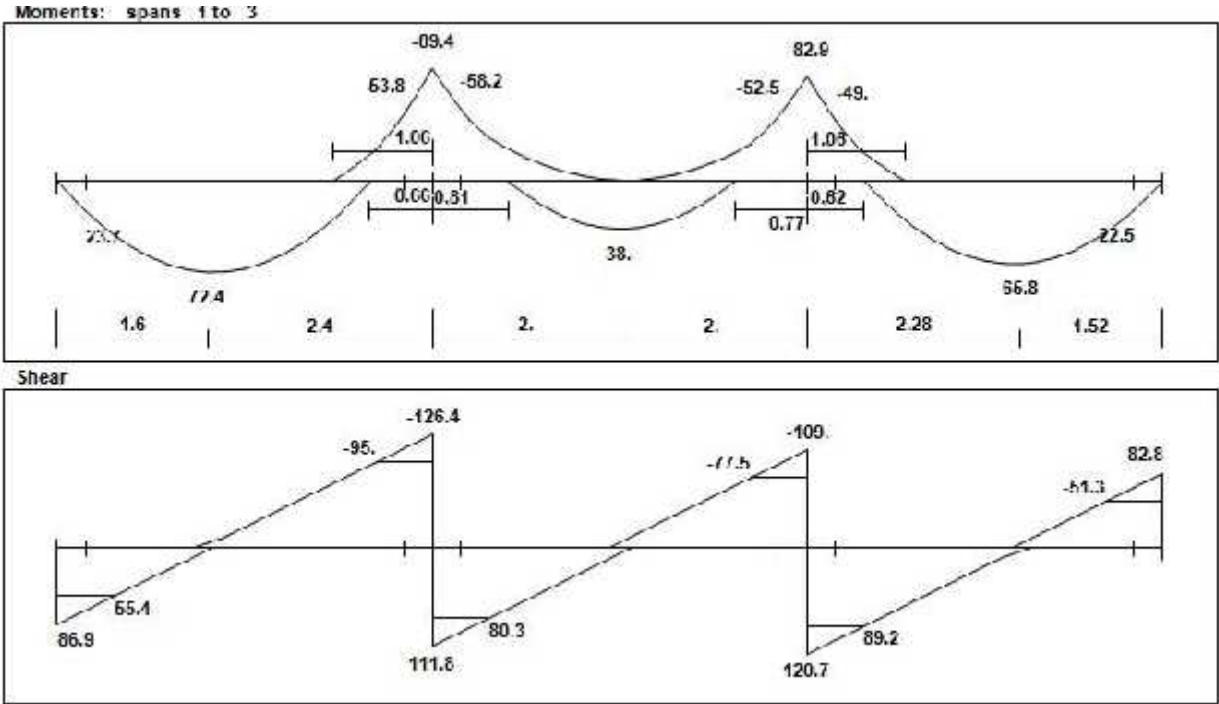


Figure (4-8) shear and moments diagrams for Beam.

$$d = 350 - 40 - 10 - \frac{20}{2} = 290$$

$$d = 290 \text{ mm}$$

$$C_{MAX} = \frac{3}{7} d$$

$$C_{MAX} = 124.28 \text{ mm}$$

$$f_c' \leq 28 \rightarrow \beta = 0.85$$

4.7.2 Design of Positive moment of Beam

Design of $+MU_{MAX} = 72.4 \text{ KN.m}$

Check if the section can be designed as a singly reinforced section or must be as a doubly reinforced section

$$Mn_{MAX} = 0.85 \times f_c' \times b \times a \times (d - a/2)$$

$$Mn_{MAX} = 0.85 \times 24 \times 0.5 \times 0.105 \times (0.29 - 0.105/2)$$

$$Mn_{MAX} = 254.36 \text{ kN.m}$$

$$= 0.65 + (\epsilon_s - 0.002) \frac{250}{3}$$

$$= 0.65 + (0.004 - 0.002) \frac{250}{3} = 0.82$$

$$Mn_{MAX} = \frac{M_u}{\phi}$$

$$Mn_{MAX} = 0.82 \times 254.36 = 208.6 \text{ kN.m} > MU$$

Design the section as a singly reinforced section

$$Rn = \frac{M_u / \phi}{b \times d^2}$$

$$Rn = \frac{72.4 \times 10^{-3} / 0.9}{0.5 \times (0.29)^2} = 2 \text{ MPa}$$

$$f_{req} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{f_y}} \right)$$

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

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

$$f_{req} = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 4.90}{420}} \right) = 0.005$$

$$A_{s_{req}} = \rho \times b_E \times d$$

$$A_{s_{req}} = 0.005 \times 500 \times 290 = 725 \text{ mm}^2$$

Check for $A_{s_{min}}$

$$A_{s_{min}} = 0.25 \frac{f_c' \times b_w \times d}{f_y}$$

$$A_{s_{min}} = 0.25 \frac{24 \times 500 \times 290}{420} = 422.82 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{Controls}$$

Not less than

$$A_{s_{min}} = \frac{1.4 \times 500 \times 290}{420} = 483.4 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{req}} = 725 \text{ mm}^2 > A_{s_{min}} = 422.8 \text{ mm}^2$$

$$\text{select } A_s \text{ 4 } 14 = 615.44 \text{ mm}^2 > A_{s_{req}} = 725 \text{ mm}^2$$

According to Atir Program the limitation of deflection is satisfied and so, no additional reinforcement is required.

-Check of Strain

Tension=Compression

T=C

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

$$420 \times 615 = 0.85 \times 24 \times 500 \times a$$

$$a = 33 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{0.85} = 39 \text{ mm}$$

$$\frac{\epsilon_s}{d - c} = \frac{0.003}{c}$$

$$\epsilon_s = \frac{290 - 39}{39} \times 0.003$$

$$\epsilon_s = 0.019 > 0.005$$

Design of + Mu = 65.8 kN.m

select 4 ϕ 14 with $A_s = 615.4 \text{ mm}^2 > A_s = 600 \text{ mm}^2$

4.7.3 Design of Negative moment of Beam

Design of $-MU_{MAX} = 58.2$

$$Rn = \frac{M_u / \Phi}{b \times d^2}$$

$$Rn = \frac{58.2 \times 10^{-3} / 0.9}{0.5 \times (0.29)^2} = 1.53 \text{ MPa}$$

$$f_{req} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{f_y}} \right)$$

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

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

$$f_{req} = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 1.53}{420}} \right) = 0.0038$$

$$A_{s_{req}} = \rho \times b_E \times d$$

$$A_{s_{req}} = 0.0038 \times 500 \times 290 = 552.6 \text{ mm}^2$$

Check for $A_{s_{min}}$

$$A_{s_{min}} = 0.25 \frac{f_c' \times b_w \times d}{f_y}$$

$$A_{s_{min}} = 0.25 \frac{24 \times 500 \times 290}{420} = 483 \text{ mm}^2$$

Not less than

$$A_{s_{min}} = \frac{1.4 \times 700 \times 540}{420} = 422.3 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{Controls}$$

$$A_{s_{req}} = 552.6 \text{ mm}^2 > A_{s_{min}} = 422.3 \text{ mm}^2$$

$$\text{select } A_s 4 \quad 14 = 615 \text{ mm}^2$$

According to Atir Program the limitation of deflection is satisfied and so, no additional reinforcement is required.

-Check of Strain

Tension=Compression

T=C

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

$$420 \times 615 = 0.85 \times 24 \times 500 \times a$$

$$a = 25.32 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{0.85} = 30 \text{ mm}$$

$$\frac{\epsilon_s}{d - c} = \frac{0.003}{c}$$

$$\epsilon_s = \frac{290 - 30}{30} \times 0.003$$

$$\epsilon_s = 0.026 > 0.005$$

4.7.4 Design of Shear of Beam

4.7.4.1 Design of Shear of Beam for the Left Span

$V_u_{max} = 95 \text{ kN}$. (For the right span)

$$V_c = \frac{1}{6} \times \overline{fc'} \times bw \times d$$

$$V_c = \frac{0.75}{6} \times \overline{24} \times 500 \times 290 = 88.8 \text{ kN}$$

$$V_{s_{min}} = \frac{1}{3} \times bw \times d$$

$$V_{s_{min}} = 0.75 \times \frac{1}{3} \times 500 \times 290 = 36.25 \text{ kN}$$

$$V_{s_{min}} = \frac{1}{16} \times \overline{fc'} \times bw \times d$$

$$V_{s_{min}} = \frac{1}{16} \times \overline{24} \times 500 \times 290 = 33.29 \text{ kN} \Rightarrow \Rightarrow \text{Control}$$

$$V_c < V_u < \phi V_c + V_{s_{min}}$$

$$88.8 < 95 < 88.8 + 33.26$$

$$88.8 < 95 < 122$$

Category No 3 Is Satisfied

$$V_s = \frac{V_u}{0.75} - V_c$$

$$V_s = \frac{483.1}{0.75} - 308.6 = 335.5 \text{ kN}$$

$$\frac{A_v}{s}_{min} = \frac{bw}{3 \times f_y} = \frac{500}{3 \times 420} = 0.4 \times 10^{-3} \Rightarrow \Rightarrow \text{Control}$$

$$\geq \frac{bw \times \overline{fc'}}{16 \times f_y} = \frac{500 \times \overline{24}}{16 \times 420} = 0.36 \times 10^{-3}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{4 \times 79 \times 10^{-6}}{s} = 0.4 \times 10^{-3}$$

$$s = 10 \text{ cm}$$

$$s \leq \frac{d}{2} = \frac{29}{2} = 14.5 \text{ cm}$$

$s \leq 60 \text{ cm}$, select $s = 20 \text{ cm} \Rightarrow$ Use 10 – Stirrup at 20cm

4.8 Design of Two Way Ribbed Slab

4.8.1 Determination of coefficients

l_a is the Shortest side & l_b is the Longest side

$$\frac{l_a}{l_b} = \frac{12.7}{14} = 0.9$$

$$C_{all} = 0.042$$

$$C_{bll} = 0.025$$

$$C_{aneg} = 0.079$$

$$C_{adl} = 0.039$$

$$C_{adl} = 0.039$$

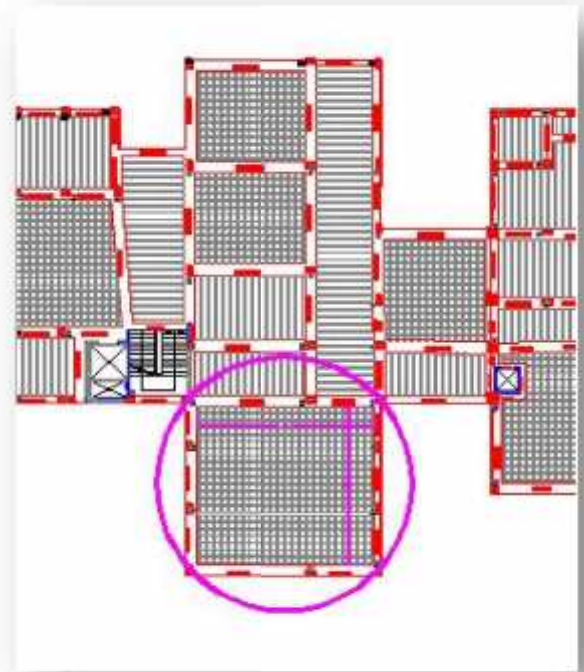


Figure (4-9) two way Ribbed design.

4.8.2 Internal Forces and Moments

$$\text{Total Dead Load} = 4.42 \text{ kN/m}^2/\text{rib}$$

$$\text{Total dead load} = \frac{4.42}{0.6 \times 0.7} = 10.53 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Factored Total Live Load} = 1.6 \times 5 = 8 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Factored Total dead load} = 1.2 \times 10.53 = 12.64 \text{ KN/m}^2$$

4.8.3 Design of Bending:

In x- direction

$$M_{aneg} = C_{aneg} \times w_u \times L_a^2 = 0.079 \times (12.64 + 8) \times 12.7^2 \times 0.6$$

$$= 173.08 \text{ KN.m}$$

$$M_{a+} = C_{adl} \times w_{ud} \times L_a^2 + C_{all} \times w_{ul} \times L_a^2$$

$$= 0.039 \times 12.64 \times 12.7^2 + 0.042 \times 8 \times 12.7^2 \times 0.6 = 88.3 \text{ KN.m}$$

$$M_{b+} = C_{bdl} \times w_{ud} \times L_b^2 + C_{bll} \times w_{ul} \times L_b^2$$

$$= 0.021 \times 12.64 \times 14^2 + 0.025 \times 8 \times 14^2 \times 0.7 = 70.7 \text{ KN.m}$$

4.8.4 Design in x -direction

$$d = 600 - 20 - 8 - 6 = 566 \text{ mm}$$

$$d = 566 \text{ mm}$$

$$f_c' \leq 28 \rightarrow \beta = 0.85$$

Design of $-M_{U_{MAX}} = 235.38 \text{ KN.m}$

$$Rn = \frac{M_u / \phi}{b \times d^2}$$

$$Rn = \frac{173.08 \times 10^{-3} / 0.9}{0.2 \times (0.566)^2} = 3 \text{ MPa}$$

$$f_{req} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{f_y}} \right)$$

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

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

$$f_{req} = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 3}{420}} \right) = 0.007$$

$$A_{s_{req}} = \rho \times b \times d$$

$$A_{s_{req}} = 0.007 \times 200 \times 566 = 878.84 \text{ mm}^2$$

Check for $A_{s_{min}}$

$$A_{s_{min}} = 0.25 \frac{f_c' \times b_w \times d}{f_y}$$

$$A_{s_{min}} = 0.25 \frac{24 \times 200 \times 566}{420} = 330 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{Controls}$$

Not less than

$$A_{s_{min}} = \frac{1.4 \times 200 \times 173.08}{420} = 115.3 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{req}} = 878.84 \text{ mm}^2 > A_{s_{min}} = 330 \text{ mm}^2$$

$$\text{select } A_s 2 \text{ } 25 = 981 \text{ mm}^2 > A_{s_{req}} = 878.84 \text{ mm}^2$$

-Check of Strain

Tension= Compression

T= C

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

$$420 \times 981 = 0.85 \times 24 \times 700 \times a$$

$$a = 28.85 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{0.85} = 34 \text{ mm}$$

$$\frac{\epsilon_s}{d-c} = \frac{0.003}{c}$$

$$\epsilon_s = \frac{566 - 34}{34} \times 0.003$$

$$\epsilon_s = 0.046 > 0.005$$

4.8.5 Design of Positive Reinforcement in y -direction

Design of $-MU_{MAX} = 80.3 \text{ KN.m}$

$$Rn = \frac{M_u / \Phi}{b \times d^2}$$

$$Rn = \frac{80.3 \times 10^{-3} / 0.9}{0.6 \times (0.566)^2} = 0.46 \text{ MPa}$$

$$f_{req} = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{f_y}} \right]$$

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

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

$$f_{req} = \frac{1}{20.6} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 0.46}{420}} \right] = 0.001$$

$$A_{s_{req}} = \rho \times b \times d$$

$$A_{s_{req}} = 0.001 \times 600 \times 566 = 376.23 \text{ mm}^2$$

Check for $A_{s_{min}}$

$$A_{s_{min}} = 0.25 \frac{f_c' \times b_w \times d}{f_y}$$

$$A_{s_{min}} = 0.25 \frac{24 \times 200 \times 566}{420} = 330 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{Controls}$$

Not less than

$$A_{s_{min}} = \frac{1.4 \times 200 \times 80.3}{420} = 53.53 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{req}} = 376.23 \text{ mm}^2 > A_{s_{min}} = 330 \text{ mm}^2$$

$$\text{select } A_s = 2 \text{ } 16 = 402 \text{ mm}^2 > A_{s_{req}} = 376.23 \text{ mm}^2$$

-Check of Strain

Tension= Compression

T= C

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

$$420 \times 402 = 0.85 \times 24 \times 600 \times a$$

$$a = 13.79 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{0.85} = 16.2 \text{ mm}$$

$$\frac{\epsilon_s}{d - c} = \frac{0.003}{c}$$

$$\epsilon_s = \frac{566 - 16.2}{16.2} \times 0.003$$

$$\epsilon_s = 0.10 > 0.005 \dots \text{ok}$$

4.8.6 Design of Positive Reinforcement in x-direction

Design of $-M U_{MAX} = 70.7 \text{ kN.m}$

$$Rn = \frac{M_u / \phi}{b \times d^2}$$

$$Rn = \frac{70.7 \times 10^{-3} / 0.9}{0.7 \times (0.566)^2} = 0.35 \text{ MPa}$$

$$f_{req} = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{f_y}} \right]$$

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

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

$$f_{req} = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 0.35}{420}} \right) = 0.00084$$

$$A_{s_{req}} = \rho \times b \times d$$

$$A_{s_{req}} = 0.00084 \times 700 \times 566 = 333.34 \text{ mm}^2$$

Check for $A_{s_{min}}$

$$A_{s_{min}} = 0.25 \frac{f_c' \times b_w \times d}{f_y}$$

$$A_{s_{min}} = 0.25 \frac{24 \times 200 \times 566}{420} = 330 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{Controls}$$

Not less than

$$A_{s_{min}} = \frac{1.4 \times 200 \times 70.7}{420} = 47.13 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{req}} = 333.34 \text{ mm}^2 > A_{s_{min}} = 330 \text{ mm}^2$$

$$\text{select } A_s \text{ 2 } 16 = 402 \text{ mm}^2 > A_{s_{req}} = 333.34 \text{ mm}^2$$

-Check of Strain

Tension= Compression

$$T = C$$

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

$$420 \times 402 = 0.85 \times 24 \times 600 \times a$$

$$a = 13.79 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{0.85} = 16.2 \text{ mm}$$

$$\frac{\epsilon_s}{d - c} = \frac{0.003}{c}$$

$$\epsilon_s = \frac{566 - 16.2}{16.2} \times 0.003$$

$$\epsilon_s = 0.10 > 0.005 \dots \text{ok}$$

4.8.7 Design of Shear

$$V_{u_a} = \frac{10+12.64 \times 14 \times 12.7 \times 0.6 \times 0.79}{2 \times 14} = 68.14 \text{ kN}$$

$$V_{u_b} = \frac{10+12.64 \times 14 \times 12.7 \times 0.7 \times 0.2}{2 \times 12.7} = 22.18 \text{ kN}$$

4.8.7.1 Design of Shear Reinforcement in y-direction

$$\frac{1}{2} V_c = \frac{1}{12} \overline{f_c} bw \times d$$

$$\frac{1}{2} V_c = \frac{0.75}{12} \times \overline{24} \times 200 \times 566 = 34.5 \text{ kN}$$

In case of $\frac{1}{2} V_c < V_u \implies \implies$ shear reinforcement is required

$$\frac{1}{2} V_c < V_u < \Phi V_c$$

$$34.5 < 68.14 < 69$$

Category No 2 Is Satisfied

$$V_{s_{min}} = \frac{1}{3} \times bw \times d$$

$$V_{s_{min}} = 0.75 \times \frac{1}{3} \times 200 \times 566 = 28.3 \text{ kN} \implies \implies \text{Control}$$

$$V_{s_{min}} = \frac{1}{16} \overline{24} \times 200 \times 566 = 26 \text{ kN}$$

$$V_s = V_{s_{min}} = \frac{0.85 \times \text{area of stirrups} \times \text{legs} \times f_y \times d}{\text{Spacing}}$$

Assume 2 stirrups of 10 & spacing = 15cm.

$$V_{s_{min}} = \frac{0.85 \times 0.79 \times 4 \times 420 \times 56.6}{15} = 42.5 \text{ kN}$$

$$V_c + V_s > V_u$$

Use 2 10 @ 15cm

4.8.7.2 Design of Shear Reinforcement in x-direction

$$\frac{1}{2} V_c = \frac{1}{12} \overline{f_c} bw \times d$$

$$\frac{1}{2} V_c = \frac{0.75}{12} \times 24 \times 200 \times 566 = 34.5 \text{ kN}$$

In case of $\frac{1}{2} V_c > V_u \implies \implies$ no shear reinforcement is required

Use 8 @ 20 cm

4.9 Design of Long Column:

The column as an internal NO. 90

4.9.1 Design Of Longitudinal Reinforcement

$$p_u = 3121.68$$

$$p_n = \frac{p_u}{\phi} = \frac{3121.68}{0.65} = 4802.5 \text{ kN}$$

$$k = 1$$

$$l_u = 3.6 \text{ m}$$

$$r = 0.3 \times h = 0.3 \times 0.3 = 0.09$$

$$\frac{M_1}{M_2} = 1$$

$$\frac{k \times l_u}{r} \leq 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \leq 40$$

$$\frac{1 \times 3.6}{0.09} > 22 \leq 40$$

\implies Long column In 600 direction

$$k = 1$$

$$l_u = 3.6 \text{ m}$$

$$r = 0.3 \times h = 0.3 \times 0.6 = 0.21$$

$$\frac{M_1}{M_2} = 1$$

$$\frac{k \times l_u}{r} \leq 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \leq 40$$

$$\frac{1 \times 3.6}{0.21} < 22 \leq 40 \implies \text{Short Column}$$

Slenderness effect must be considered

$$EI = 0.4 \frac{E_c \times I_g}{1 + \beta_d} \dots \dots \dots \text{ACI -318-02(10.12.2)}$$

$$E_c = 4750 \sqrt{f_c'} = 4750 \times \sqrt{24} = 23270.15 \text{ MPa}$$

$$\beta_d = \frac{1.2 \times DL}{P_u} = \frac{1820.88}{3121.68} = 0.58$$

$$I_g = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0.6 \times (0.3)^3}{12} = .00135 \text{ m}^4$$

$$EI = 0.4 \frac{23270.15 \times 0.00135}{1 + 0.58} = 7.95 \text{ MN.m}^2$$

$$P_c = \frac{\pi^2 \times EI}{(k \times L)^2} = \frac{(3.14)^2 \times 7.95}{(3.85^2)} = 1.68 \text{ MN}$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} = 1$$

$$\delta_{n_s} = \frac{1}{1 - (P_u | 0.75 \times P_c)} \geq 1 \dots \dots \dots \text{ACI}_318_029(10.12.3)$$

$$\delta_{n_s} = \frac{1}{1 - (3121.68 | 0.75 \times 1.68 \times 10^6)} = 1$$

$$e_{min} = 15 + 0.03h \dots \dots \dots \text{ACI}_318_029(10.12.3.2)$$

$$e_{min} = \frac{15 + 0.03h}{1000} = \frac{15 + 0.03 \times 300}{1000} = 0.024$$

$$e = e_{min} \times \delta_{n_s}$$

$$e = 0.024 \times 1 = 0.024$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0.027}{300} = 0.08$$

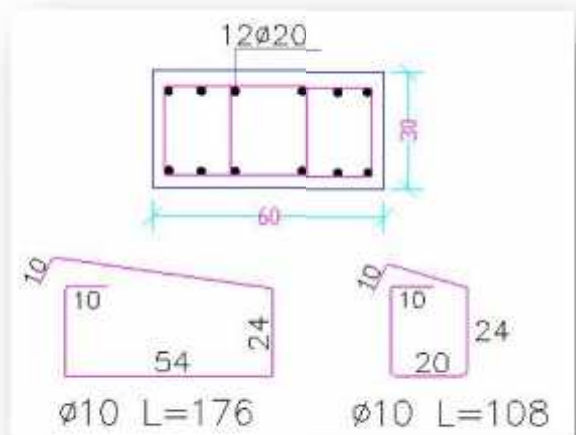
Using Interaction Diagram

$$\frac{\phi P_n}{A_g} = \frac{3121.68}{0.3 \times 0.6} \times \frac{145}{1000} = 2514.6 \text{ Psi}$$

$$\rho_g = 0.02$$

$$A_s = 3600 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } 12 \phi 20 \text{ } A_s = 3768 \text{ mm}^2 > A_s = 3600 \text{ mm}^2$$



4.9.2 Design Of The Tie Reinforcement

Spacing $\leq 16 \times db$ longitudinal bar diameter

$\leq 48 \times dt$ tie bar diameter

\leq Least dimension

$$s \leq 16 \times 2 = 36$$

$$\leq 48 \times 1 = 48$$

$$\leq 30$$

$$s \leq 30$$

Use $\phi 10$ mm @20cm spacing

4.10 Design of Isolated Footing (F7)

4.10.1 Load Calculation

- Ⓢ Total service load = 2340 kN.
- Ⓢ Column Dimension = 60*30 cm.
- Ⓢ Soil density = 18 Kg/m³.
- Ⓢ Allowable soil Pressure = 450 kN/m².
- Ⓢ Assume footing to be about (50 cm) thick, in addition to about (30cm) of Ground Slab.
- Ⓢ Footing weight = $(25 \times 0.5) = 12.5 \text{ kN/m}^2$.
- Ⓢ soil weight above the footing = $(1.5 - 0.5) \times 18 = 18 \text{ kN/m}^2$.
- Ⓢ Base Slab weight = $0.3 \times 25 = 7.5 \text{ kN/m}^2$.
- Ⓢ $(q_{all})_{net} = 450 - 7.5 - 18 - 12.5 = 412 \text{ kN/m}^2$.

4.10.2 Determination of Footing Area

$$\text{Area}_{\text{reg}} = \frac{\text{total service load}}{(q_{\text{all}})_{\text{net}}} = \frac{2340}{412} = 7.54$$

$$L = \sqrt{A_{\text{req}}} = \sqrt{5.67}$$

Try 2.9×2.6 with $\text{area} = 7.76 \text{ m}^2 > A_{\text{req}} = 7.54 \text{ m}^2$

4.10.3 Determination of Footing Depth

(One way shear)

$$q_u = \frac{(1.2 \times 1520 + 1.6 \times 820)}{2.9 \times 2.6} = 416 \text{ kN/m}^2$$

$$d = 650 - 75 - 20 = 555 \text{ mm}$$

$$V_u = \left(\frac{2.9}{2} - 0.3 - 0.555\right) \times 2.6 \times 416 = 643.5 \text{ kN}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} b w \times d$$

$$V_c = \frac{0.75}{6} \times \sqrt{24} \times 2.9 \times 555 = 985.6 \text{ kN}$$

$$V_c > V_u \implies \implies OK$$

4.10.3.1 Design of Footing against Punching (Two way Shear)

-The punching shear strength is the smallest of :

$$V_c = 2 + \frac{4}{\beta_c} \frac{\sqrt{f_c'}}{12} b^\circ \cdot d = \left(2 + \frac{4}{60/30}\right) \frac{\sqrt{24}}{12} \times 3.62 \times 0.555 \times 10^3 = 3280.47 \text{ kN} \dots \text{control}$$

$$\leq \frac{\alpha_s d}{b} + 2 \frac{\sqrt{f_c'}}{12} b^\circ \cdot d = \frac{40 \times 0.555}{3.62} + 2 \frac{\sqrt{24}}{12} \times 3.62 \times 0.455 \times 10^3 = 6670.4 \text{ kN}$$

$$\leq \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} b^\circ \cdot d = \frac{1}{3} \sqrt{24} \times 3.62 \times 0.555 \times 10^3 = 3280.74 \text{ kN} \dots \text{control}$$

Where:

$$\beta_c = 60/30 = 2$$

$b^\circ =$ Perimeter of critical section taken at $(d/2)$ from the loaded area

$$= 2 \times \{(a+d) + (b+d)\} = 2 \times \{(60+45.5) + (30+45.5)\} = 362 \text{ cm.}$$

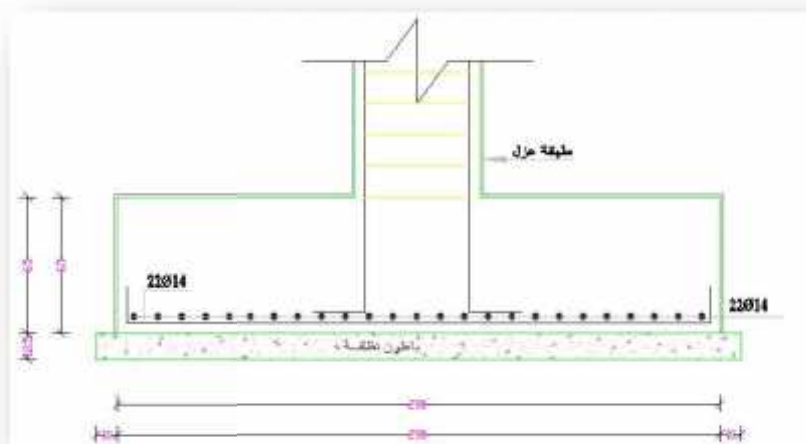
$r_s = 40$ For interior column.

$$V_u = 416 \times ((2.9 \times 2.6) - (0.3 + 0.455)^2) = 2899.52$$

$$V_c = \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f_c} \cdot b^\circ \cdot d = \frac{1}{3} \cdot 24 \times 3.62 \times 0.455 \times 10^3 = 2689.7 \text{ kN}$$

$$V_c = 3280.74 > V_u = 2689.7 \implies \implies OK$$

No punching shear failure.



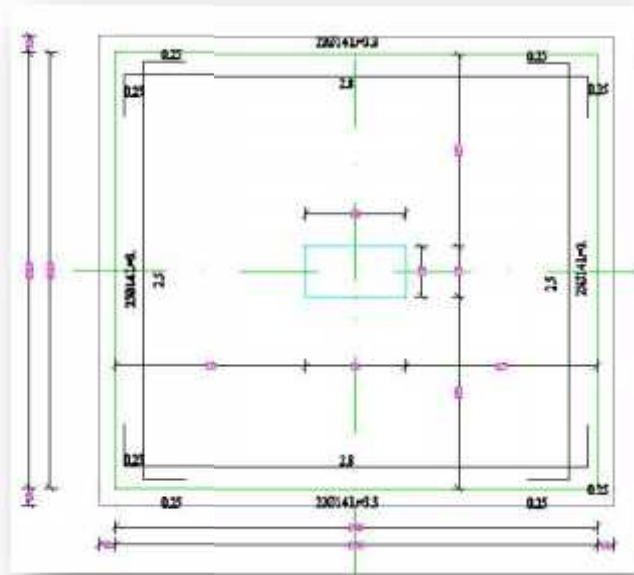


Figure (4-11) geometry of the footing (7).

4.10.4 Design Of Bending Moment

$$M_u = 416 \times 2.9 \times \frac{(1.15)^2}{2} = 797.7 \text{ kN.m}$$

$$Rn = \frac{M_u / \Phi}{b \times d^2}$$

$$Rn = \frac{797.7 \times 10^{-3} / 0.9}{2.9 \times (0.555)^2} = 1 \text{ MPa}$$

$$\rho_{req} = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{f_y}} \right]$$

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

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

$$\rho_{req} = \frac{1}{20.6} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 1}{420}} \right] = 0.0024$$

$$A_{s_{req}} = \rho \times b \times d$$

$$A_{s_{req}} = 0.0024 \times 2900 \times 555 = 3931.03 \text{ mm}^2$$

Check for min. reinforce **Check for $A_{s_{min}}$**

$$A_{s_{min}} = 0.25 \frac{f_c' \times b_w \times d}{f_y}$$

$$A_{s_{min}} = 0.25 \frac{24 \times 2900 \times 555}{420} = 3184.33 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{Controls}$$

Not less than

$$A_{s_{min}} = \frac{1.4 \times 2900 \times 416}{420} = 3650.3 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{req}} = 3931.03 \text{ mm}^2 > A_{s_{min}} = 3650.3 \text{ mm}^2$$

$A_{s_{min}}$ for shrinkage and temperature = $.0018 \times b \times h$

$$= .0018 \times 2900 \times 650 = 3393 \text{ mm}^2$$

Use 22 14 Vertical, 25 14 Horizontal

$$A_s \text{ 25 14} = 3846.5 \text{ mm}^2$$

-Check of Strain

Tension= Compression

T= C

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

$$420 \times 3846.5 = 0.85 \times 24 \times 2900 \times a$$

$$a = 27.3 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{0.85} = 32.1 \text{ mm}$$

$$\frac{\epsilon_s}{d - c} = \frac{0.003}{c}$$

$$\epsilon_s = \frac{555 - 32.1}{32.1} \times 0.003$$

$$\epsilon_s = 0.04 > 0.005 \dots \text{ok}$$

4.10.4.3 Development Length of main Reinforcement

$$Ld_{req} = \frac{9}{10} \frac{f_y}{\lambda f_c'} \frac{\psi_t \times \psi_e \times \psi_s}{\frac{K_{tr} \times c_b}{db}} \cdot db$$

$$Ld_{available} = 900 - 75 = 825 \text{ mm}$$

$$\psi_t = 1 \quad \psi_e = 1 \quad \psi_s = 0.8 \quad K_{tr} = 0 \quad c_b = 75 + 14 = 89 \text{ mm}$$

$$Ld_{req} = \frac{9}{10} \frac{420}{1} \frac{1 \times 1 \times 0.8_s}{24} \frac{1}{2.5} \cdot 14 = 339 \text{ mm}$$

$$Ld_{available} = 825 \text{ mm} > Ld_{req} = 339 \text{ mm}$$

4.10.4.5 Development Length of Dowels

$$P_u = 1.2 \times 1520 + 1.6 \times 820 = 3136 \text{ kN}$$

$$\Phi P_n = \Phi(0.85 f_c') A_1 = 0.65(0.85 \times 24) 0.18 = 2386 \text{ kN}$$

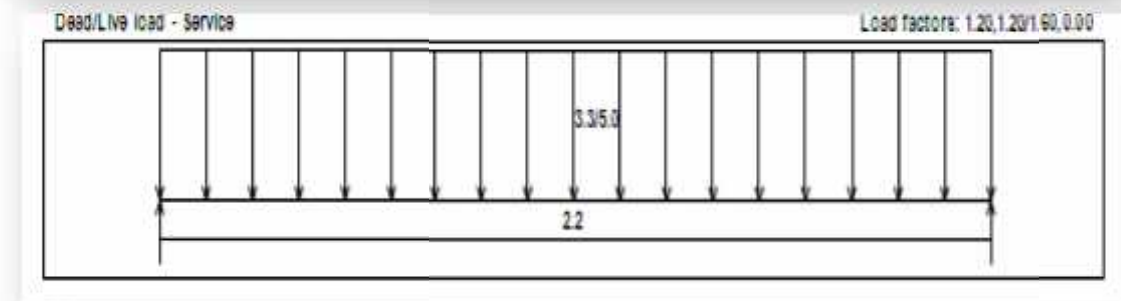
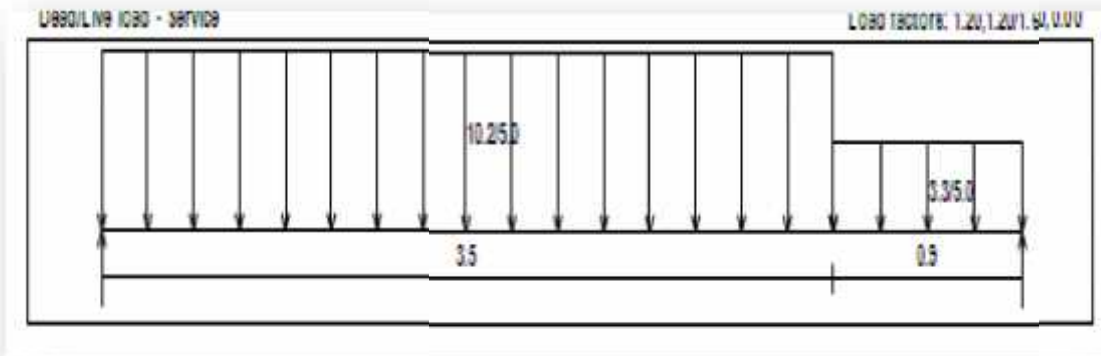
$$A_s = \frac{3136/0.65 - 3.67}{420} = 274 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{min}} = .005 \times 600 \times 300 = 900 \text{ mm}^2$$

$$Ld = 0.24 \frac{f_y}{f_c'} \cdot db = 0.24 \times \frac{420}{24} \times 14 = 288 \text{ mm}$$

$$Ldc = 650 - 75 - 2 \times 14 = 544 \text{ mm}$$

$$Ldc_{available} > Ld(req) \text{ ok.}$$



4.
11
De
sig

n of stairs

4.11.1 Determination of Slab Thickness

- $L1 = 3.3 + 1.0 + 0.2 = 4.5 \text{ m}$.

- $L2 = 2.2 \text{ m}$

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

- $h_{\text{req}} = 4.5 / 20 = 0.225 \text{ m} = 22.5 \text{ cm}$.

∴ use $h = 20 \text{ cm}$

4.11.2 Load Calculations

Fight dead load computation

• Slab = $\frac{1}{\cos 30} \times 0.2 \times 25 = 5.77 \text{ KN/m}^2$

• Plastering = $\frac{1}{\cos 30} \times 0.02 \times 22 = 0.5 \text{ KN/m}^2$

• Stair = $\frac{0.15 \times 0.3}{2} \times 25 \times \frac{1}{0.3} = 2 \text{ KN/m}^2$

• Tiles = $0.3 + 0.15 \times 0.03 \times \frac{27}{0.3} = 1.242 \text{ KN/m}^2$

• Mortar = $0.3 + 0.15 \times 0.02 \times \frac{22}{0.3} = 0.67 \text{ KN/m}^2$

→ Total dead load = 10.18 KN/m^2

Loading dead load computation

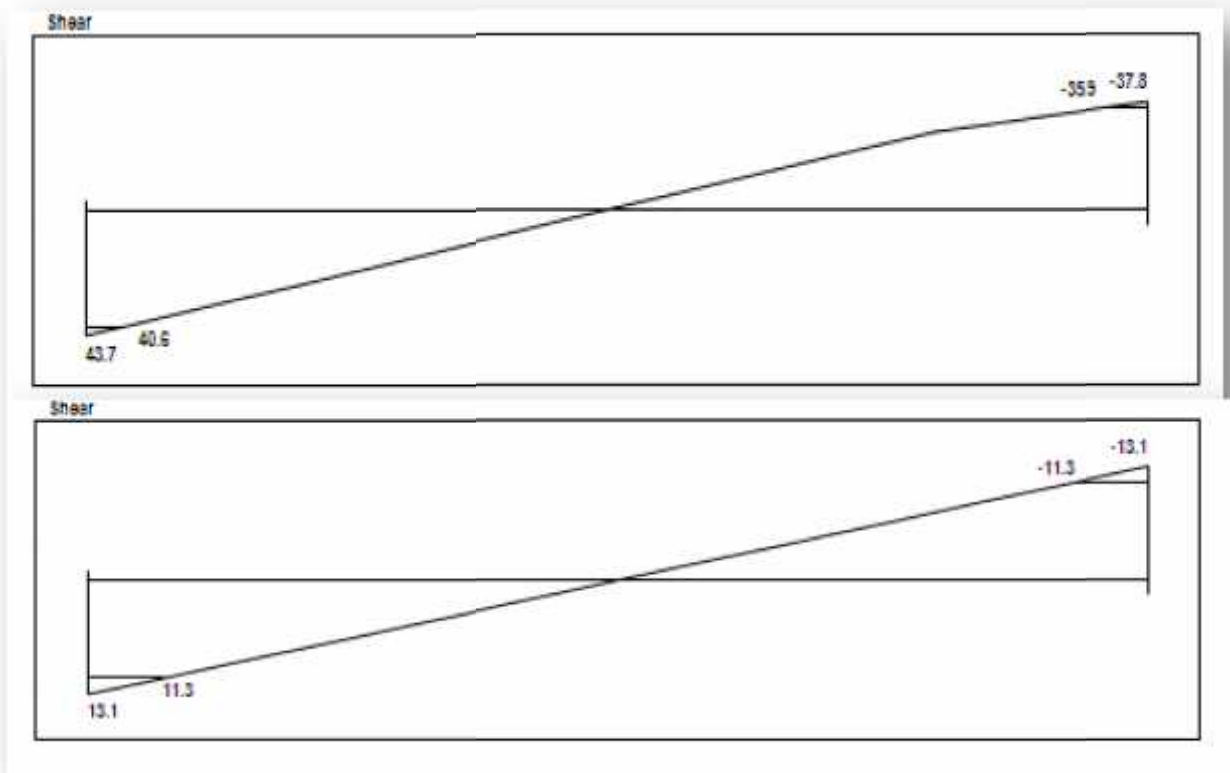
• Slab = $0.2 \times 25 = 5 \text{ KN/m}^2$

• Plastering = $0.02 \times 22 = 0.44 \text{ KN/m}^2$

• Tiles = $0.03 \times 22 = 0.66 \text{ KN/m}^2$

• Mortar= $0.02 \times 22 = 0.44 \text{ KN/m}^2$

→ Total dead load = $6.54/2 = 3.27 \text{ KN/m}^2$



Live Load

• Live load for stairs = 5 kN/m^2 .

4.11.3 Design of Shear

$$V_u = 40.6 \text{ KN}$$

$$d = 200 - 20 - 14 = 166 \text{ mm}$$

$$\phi V_c = \frac{0.75}{6} \overline{f_c'} \times b \times d$$

$$\phi V_c = \frac{0.75}{6} \overline{24} \times 1.0 \times 0.166 \times 10^3 = 101 \text{ KN}$$

$$\phi V_c > V_u$$

∴ No shear reinforcement is required

4.11.4 Design of Momet

$$M_u = 47.2 \text{ KN.m}$$

$$kn = \frac{M_u / \phi}{b \times d^2}$$

$$Rn = \frac{47.2 \times 10^{-3} / 0.9}{1.0 \times 0.166^2} = 1.9$$

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

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

$$\rho_{req} = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{f_y}} \right]$$

$$\rho_{req} = \frac{1}{20.6} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 1.9}{420}} \right] = 0.00475$$

$$A_{s_{req}} = \rho \times b \times d$$

$$A_{s_{req}} = 0.00475 \times 1000 \times 166 = 788.5 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 0.25 \frac{f_c' \times b_w \times d}{f_y}$$

$$A_{s_{min}} = 0.25 \times$$

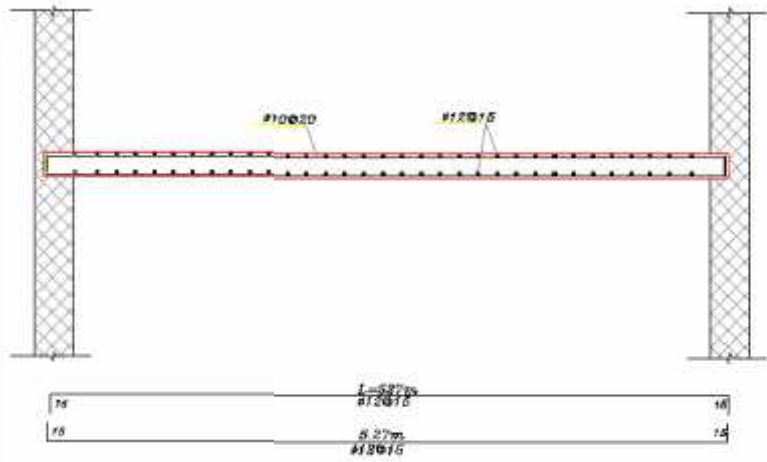
\therefore use $\phi 12 @ 15$

$A_{s_{min}}$ for shrink

$$A_{s_{min}} = 0.001$$

$$A_{s_{min}} = 0.001$$

∴ use $\emptyset 10@20$



Section B-B
Scale 1-20

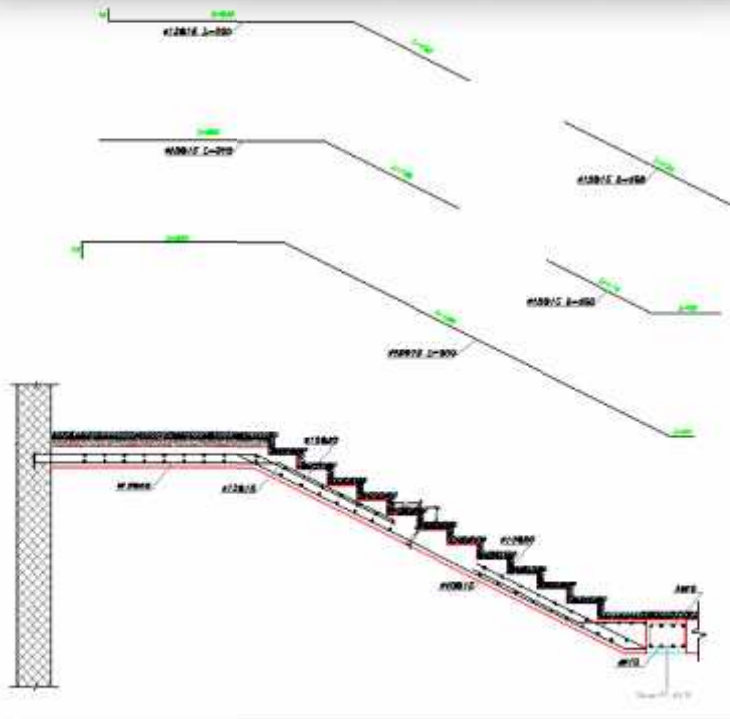


Figure (4-15) Reinforcement of Stair 1.

4.12 Design of Basement wall

4.12.1 Load Calculation

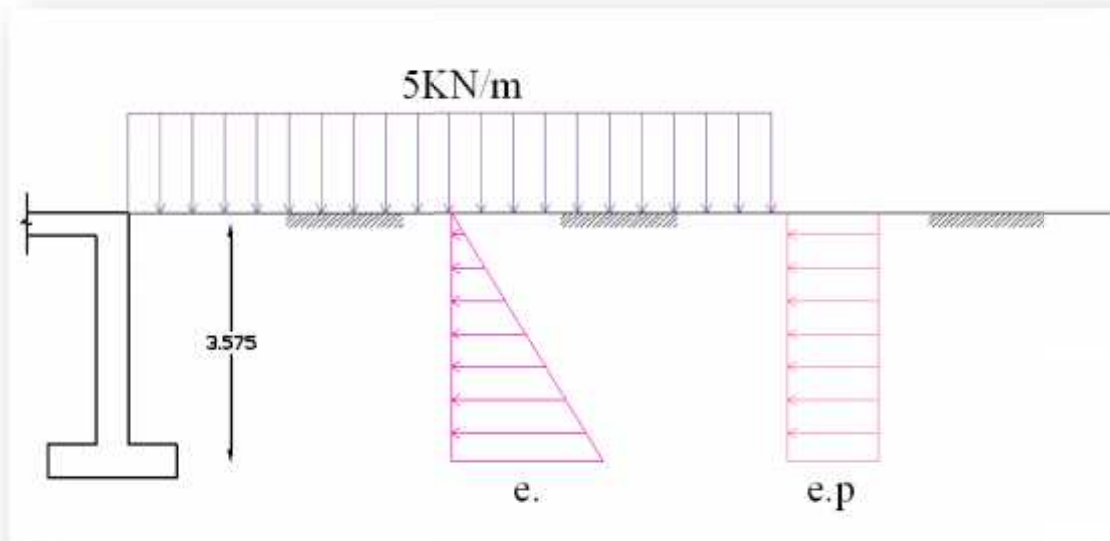
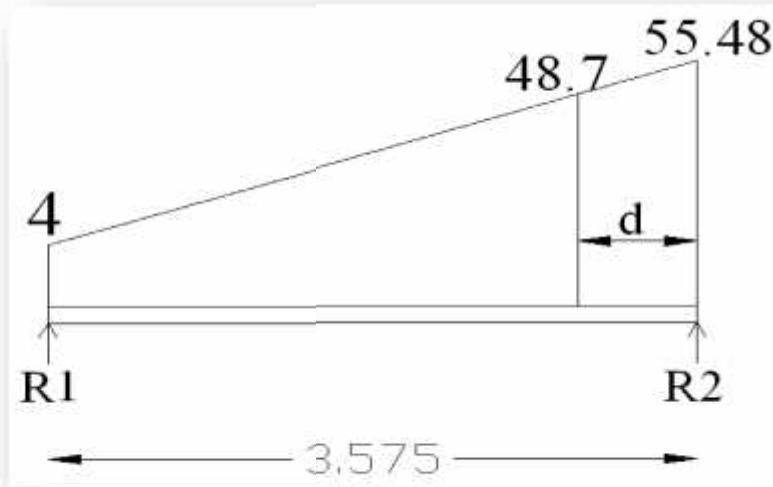


Figure (4-16) Geometry Of Basement Wall .

- Assume $\gamma_{soil} = 18 \text{ kN/m}^3$
- $\phi = 30^\circ$
- $k_N = 1 - \sin \phi = 1 - \sin 30 = 0.5$
- $e_N = \gamma \times h \times k_N$
 $e_N = 18 \times 3.575 \times 0.5 = 32.175 \text{ kN/m}^2$
- $e_{Np} = p \times k_N = 5 \times 0.5 = 2.5 \text{ kN/m}^2$
- $W_{min} = 2.5 \text{ kN/m}^2$
- $W_{max} = 2.5 + 32.175 = 34.675 \text{ kN/m}^2$
- $Wu_{min} = 1.6 \times 2.5 = 4 \text{ kN/m}^2$

- $Wu_{max} = 1.6 \times 34.675 = 55.48 \text{KN/m}^2$



Assume $h=250\text{mm}$

$$d = 250 - 20 - 14/2 = 223\text{mm}$$

$$R1 = \frac{4 \times 3.575}{2}$$

$$R2 = 106.3 - 68.5 = 37.8$$

$$\frac{55.48 - 4}{3.575} = 1$$

4.12.4 Design of Shear

$$qu = 55.48 - 14.4(0.25 + 0.223) = 48.7 \text{KN}$$

$$Vu = 68.5 - \left(\frac{55.48 + 48.7}{2} \right) \times (0.25 + 0.223) = 43.9 \text{KN}$$

$$\phi V_c = \frac{0.75}{6} \sqrt{f_c} \times b \times d$$

$$\phi V_c = \frac{0.75}{6} \sqrt{24} \times 1 \times 0.223 \times 10^3 = 136.56 \text{ KN}$$

$$\phi V_c > V_u$$

\therefore No shear reinforcement is required

4.12.5 Design of Bending Moment

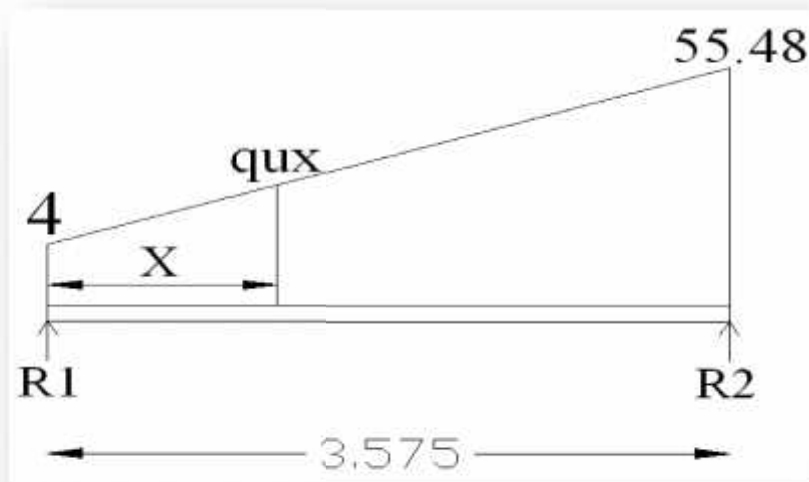
$$q_{ux} = 4 + 14.4x$$

$$\sum f_y = 0$$

$$37.8 - \left(\frac{4 + (4 + 14.4x)}{2} \right) \times x = 0$$

X=2 (zero shear)

$$q_{ux} = 4 + 14.4 \times 2 = 32.8 \text{ KN}$$



$$M_{UX} = 37.8 \times 2 - 4 \times \frac{2^2}{2} - 32.8 - 5 \times \frac{2}{2} \times \frac{2}{3} = 48.4 \text{ KN.m}$$

$$kn = \frac{M_u / \phi}{b \times d^2}$$

$$Rn = \frac{48.4 \times 10^{-3} / 0.9}{1.0 \times 0.223^2} = 1.08$$

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

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

$$p_{req} = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{f_y}} \right]$$

$$p_{req} = \frac{1}{20.6} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 1.08}{420}} \right] = 0.00264$$

$$A_{s_{req}} = \rho \times b \times d$$

$$A_{s_{req}} = 0.00264 \times 1000 \times 223 = 589.8 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_{s_{min}} = 0.0012 \times 1000 \times 250 = 300 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_s = 590 \text{ mm}^2/\text{m}$$

∴ use $\phi 12 @ 20 \text{ cm c/c}$ vertical reinforcement

→ horizontal reinforcement

$$A_{s_{min}} = 0.002 \times 1000 \times 250 = 500 \text{ mm}^2/\text{m}$$

∴ use $\phi 10 @ 15$

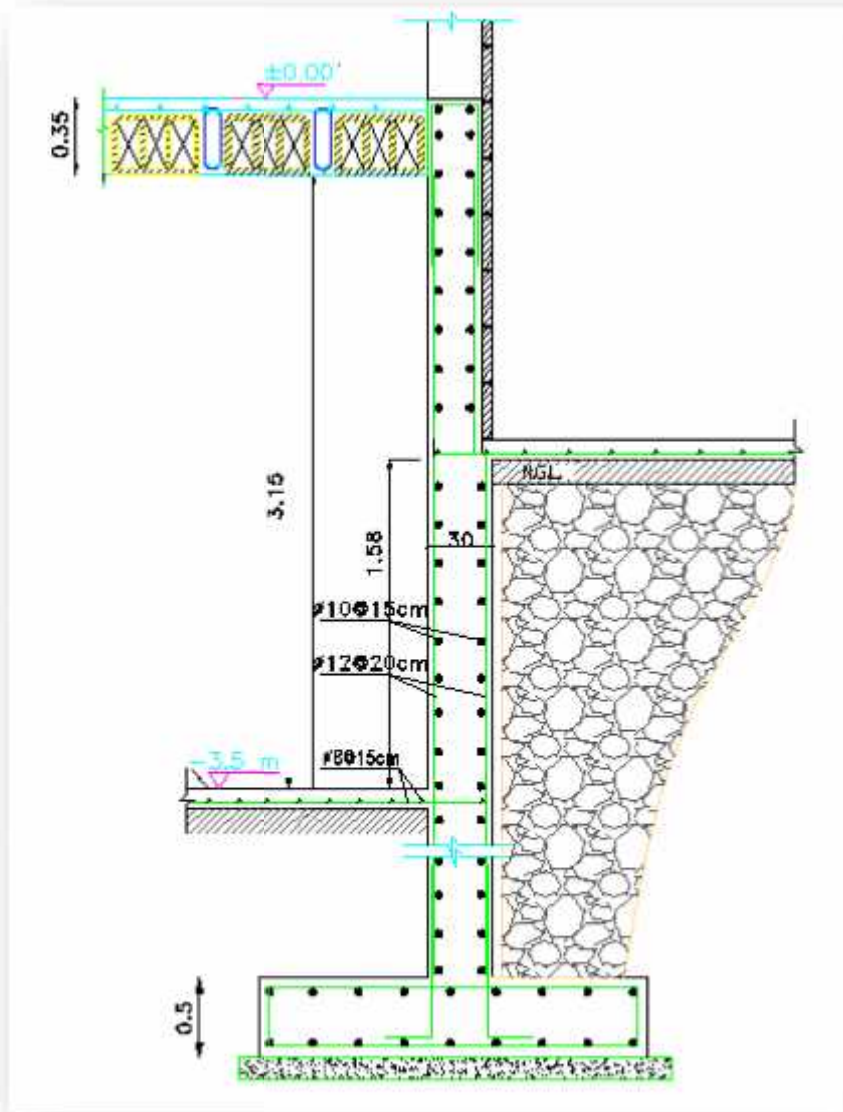


Figure (4-17) Basement Wall Detail .

4.13 Design of Shear Wall

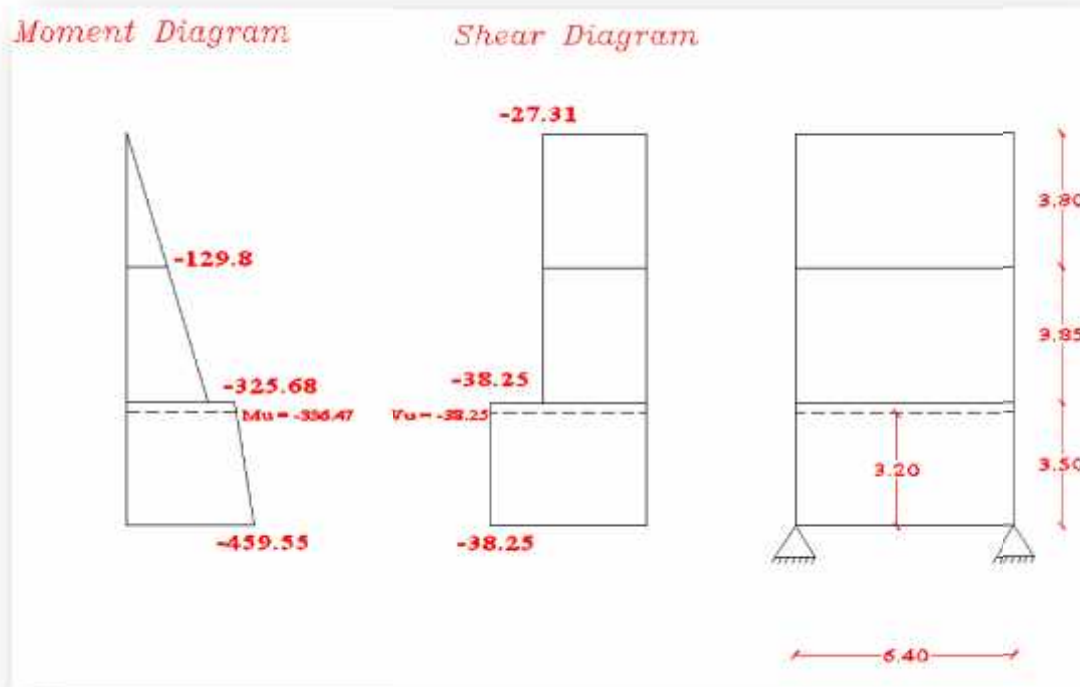


Figure (4-18) Geometry Of Shear Wall .

$$f_y = 420 \text{ Mpa}$$

$$f_c' = 24 \text{ Mpa}$$

Shear Wall thickness = $h = 25 \text{ cm}$

Shear Wall length = $L_w = 6.4 \text{ m}$

Building height = $h_w = 11.15 \text{ m}$

4.13.1 Design of Horizontal Reinforcement

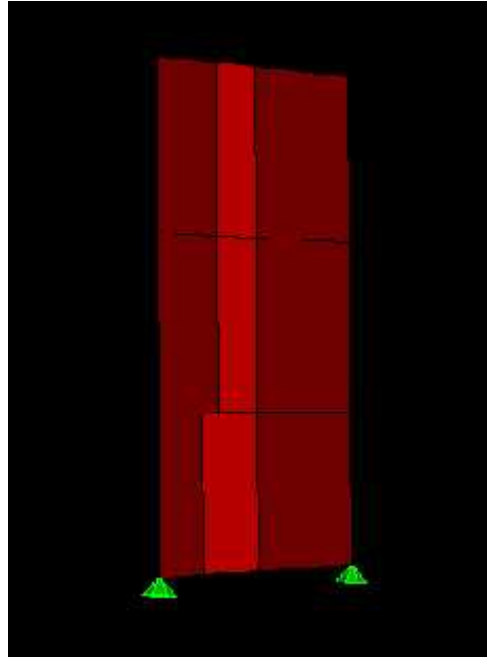


Figure (4-19) Shear Wall Design .

$V_u = -38.25 \text{KN}$ (from ETABS program)

$d = 0.8 \times L_w = 0.8 \times 6.4 = 5.12 \text{m}$

$$V_{c1} = \frac{1}{6} \overline{f_c'} \times h \times d$$

$$V_{c1} = \frac{1}{6} \overline{24} \times 0.25 \times 5.12 = 1045 \text{KN} \quad \text{Control}$$

$$V_{c2} = \frac{\overline{f_c'} \times h \times d}{4} + \frac{N_u \times d}{4 \times L_w}$$

$$V_{c2} = \frac{\overline{24} \times 0.25 \times 5.12}{4} + 0$$

$$V_{c2} = 1567.7 \text{KN}$$

$$\frac{M_u}{V_u} - \frac{L_w}{2} = \frac{-336.75}{-38.25} - 3.2 = -5.6 \text{ negative}$$

∴ V_c will not apply

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c =$$

$$V_s = \frac{-38.25}{0.75} - 1471.4 = -1522.4 \text{ KN}$$

$$\frac{A_v h}{S_2} = .00025$$

$$\begin{aligned} \frac{A_v h}{S_2} \text{ min} &= 0.0025 \times h = 0.0025 \times 0.25 \\ &= 0.000625 \quad \text{Control} \end{aligned}$$

$$S \leq \frac{Lw}{5} = \frac{6.4}{5} = 1.28 \text{ mm}$$

$$S_2 \leq 3 \times h = 3 \times 0.25 = 750 \text{ mm}$$

∴ Try $\phi 10$

$$\frac{2 \times 79 \times 10^{-6}}{S} = 0.000625$$

$$S = 25 \text{ cm}$$

∴ use $\phi 10$ at 20 cm c/c

4.13.2 Design of Vertical Reinforcement

$$A_{vn} = 0.0025 + 0.5 \cdot 2.5 - \frac{hw}{Lw} \cdot \frac{A_v h}{S_2 \times h} - 0.0025 \cdot S_1 \times h$$

$$A_{vn} = 0.0025 + 0.5 \cdot 2.5 - \frac{11.15}{6.4} \cdot \frac{2 \times 79}{300 \times 250} - 0.0025 \cdot S_1 \times h$$

$$A_{vn} = 0.00225 \times S_1 \times h$$

∴ use 2 $\phi 10$ at 30 cm c/c

$$S \leq \frac{Lw}{3} = \frac{6.4}{3} = 2133 \text{ mm}$$

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

$$S \leq 3 \times h = 3 \times 300 = 600\text{mm}$$

4.13.3 Design of Moment

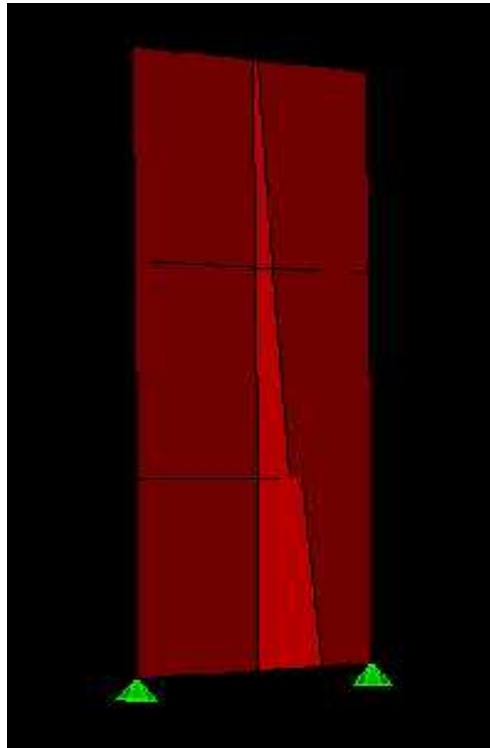


Figure (4-20) Shear Wall Design .

$M_u = -336.74 \text{ kN.m}$ (from ETABS program)

$$C \geq \frac{L_w}{600 \delta w/hw}$$

Assume $\delta w/hw = 0.007$

$$C \geq \frac{6.4}{600 \cdot 0.007}$$

$$C \geq 1.52$$

$$\begin{aligned} \text{Boundary element length} &= C - (0.1 \times L_w) \\ &= 1.52 - (0.1 \times 6.4) \\ &= 0.88 \end{aligned}$$

$$\geq \frac{1.53}{2}$$

∴ The Boundary element length = 90cm

$$A_{st} = \frac{6.4}{0.3} \times 2 \times 79 = 3370.7 \text{mm}^2$$

$$\frac{Z}{Lw} = \frac{1}{2 + \frac{0.85 \times \beta_1 \times f_c \times Lw \times h}{A_s \times F_y}}$$

$$\frac{Z}{Lw} = \frac{1}{2 + \frac{0.85 \times 0.85 \times 24 \times 6.4 \times 0.25}{3370.7 \times 10^{-6} \times 420}} = 0.046$$

$$M_n = 0.9 \times 0.5 \times A_{st} \times f_y \times Lw \times \left(1 - \frac{Z}{Lw}\right)$$

$$M_n = 0.9 \times 0.5 \times 3370.7 \times 10^{-6} \times 420 \times 6.4 \times (1 - 0.046)$$

$$M_n = 3.89 \text{MN.m}$$

$$M_u = -459.55 - 3890 = -4349.55 \text{KN.m}$$

$$A_{st} = \frac{4349.55 \times 10^3 / 0.9}{420 \times 6.4 - 0.9} = 2092.13 \text{mm}^2$$

$$A_s = 2092.13 + 4 \times 79 = 2408.14 \text{mm}^2$$

∴ use 12Ø16 = 2464mm² or 10Ø18 = 2540mm²

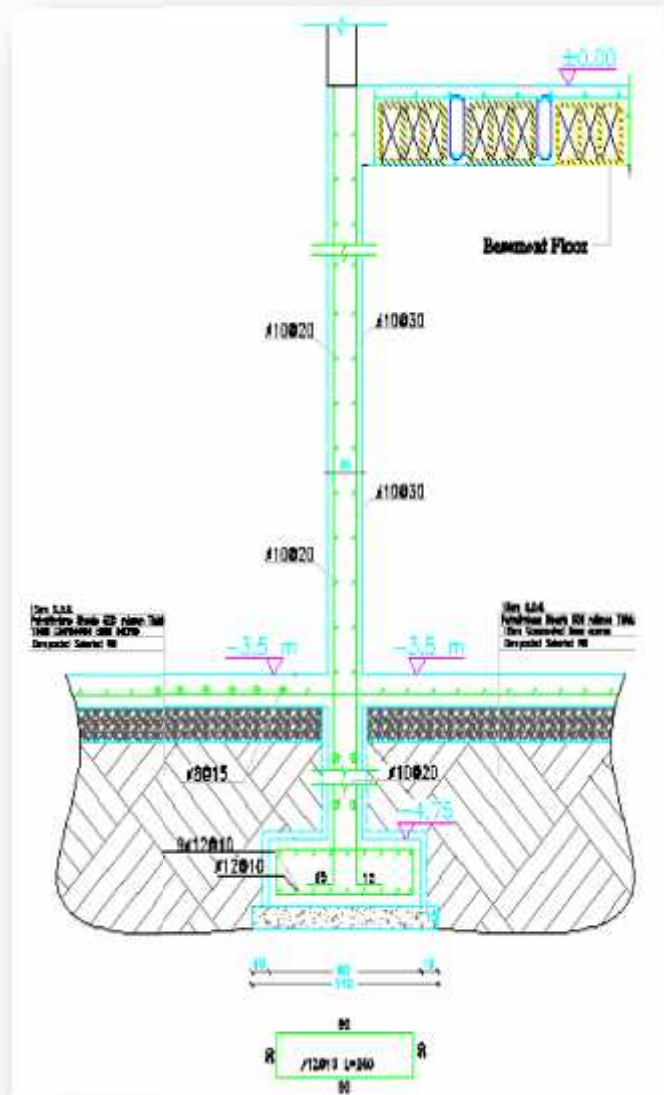


Figure (4-21) Shear Wall Detail

. :

للعمارة في كل عصر من عصورها المختلفة، ولكل طراز من طرزها المتعددة، طابع خاص وقواعد ومقاييس وأساليب ومواد إنشاء خاصة، وهي ثابتة لم تتغير في الكثير من أسسها. للعلم في السنين الأخيرة فضل الخروج بهذا الفن من دائرة الفنون الجميلة البحتة - التي كان للهبات لهية والملكات الشخصية أكبر الأثر في تكوينها - إلى دائرة العلم المرنة التي تتسع للكثير من . ن كان فن العمارة في العصور الغابرة قد اقتصر على ما تجود به الطبيعة من حين لآخر حياهم الله بدقة الحس وسلامة الذوق، فأفرغوا عليه حلة من الجمال والبهاء في سبيل الوصول بالعمارة نحو درجة الكمال تبعاً لتطور الحياة في هذا العصر، وما دخل عليها من تغير في النظم والتقاليد، وبذلك طبعت العمارة بطابع هذا العصر الحديث، طابع التجديد والسرعة. للتطور الحاصل في شتى مجالات الحياة، ومواكبة لمتطلبات هذا العصر جاء التصميم المعماري للمباني الحديثة بما يتماشى مع هذه المتطلبات.

. :

، بحيث تراعى فيه جميع الخدمات، ووسائل الراحة والأمان التي يحتاجها المرضى والزوار، يلاحظ بأن خدمات أساسية كثيرة، فهو يحتوي على العيادات والمختبرات، بالإضافة إلى موقف للسيارات والكثير من الخدمات الأخرى التي يجب توفرها في المستشفى.

. :

.. :

عند التخطيط لتصميم وبناء أي منشأ، تؤخذ القوى البيئية بعين الاعتبار. للمبنى، مواد البناء، طبوغرافية الأرض، الشمس والرياح كلها عوامل تؤثر على القرارات في مرحلة مبكرة جداً من عملية التصميم. حيث ن هذه القوى الطبيعية تساعد في بلورة شكل ا وتلفظ بوضوح طريقة نشر الفراغات الداخلية للمبنى، إضافة إلى القوى الطبيعية، فإنه لا أحد منا يغفل عن القوى المنظمة في قوانين البلديات والمجالس المحلية التي يمكن لها وبشكل مسبق أن تصف

.. :

...

يقع موقع قطعة الأرض المقترحة للمشروع في مدي بي لمدينة الخليل على خطي طول (. .) شرقي غرينتش وخطي عرض (. .) (الاستواء على وجه التقريب . ويبلغ ارتفاعها عن سطح البحر) في أعلى منطقة وهي موقع . وتتفاوت الارتفاعات في منطقة دورا لان المساحة التي تشملها منطقة دورا شاسعة مقارنة مع باقي المناطق والمدن الأخرى ويحد مدينة دورا الطبيعية:

- من الشرق الخليل والريحية ويطا.
- ومن الغرب الدوايمة وبئر السبع.
- ومن الجنوب يطا والسموع والظاهرية والرماضين.
- ومن الشمال تفوح وترقوميا وإذنا.

دونم والشكل التالي يبين موقع قطعة

دولة فلسطين - جنوب الضفة الغربية -



(1-2) تحليل الموقع العام

. . . الشوارع المحيطة بالموقع

يصل الموقع شارع غير معبد قامت بلدية دورا بفتحه للوصول للموقع المقترح لمشروع وهذا الشارع يصل لى منتصف دورا عبر شبكة من الشوارع كلها تؤدي الرئيسي لبلدية دورا وتحديد الشارع الذي يقع عليها مبنى بلدية دورا والشكل التالي يوضح الشوارع المحيطة بالموقع.



(2-2) الشوارع المحيطة بالموقع (بلدية دورا)

. . أهمية الموقع:

1- يعتبر هذا المبنى من المباني ذات الملكية العامة أو الاستخدام العام، وعليه فإن وجود هذا الموقع بجوار عدد من المباني الحيوية ذات الاستخدام العام يزيد من أهمية موقع

- يتميز الموقع بالهدوء، فالموقع بعيد عن الضوضاء وعن المباني إذ أن المباني المحيطة بالموقع هي مباني سكنية وقليلة نسبياً.

- توفر مساحة كافية من الأرض مبنياً عليها حدود الأرض وحدود الجوار. -
البناء، ومواقف السيارات والمداخل والمخارج، وتراعي عروض الشوارع والارتدادات والمناسيب المختلفة للأرضيات المحيطة بالمبنى.

- توفر الخدمات والمرافق العامة من مياه، كهرباء، شوارع،
- الموقع المقترح ذو طبيعة جبلية، تمتاز أرضه بكونها زراعية. والموقع على هضبة حيث يمر فيه خطوط كنتور من حسب خرائط بلدية دورا.

. النواحي المعمارية:

.. :

يلاحظ مطابقة التصميم للمعايير الخاصة بأنظمة البناء العادية والبيئية، كالارتفاعات ونوع الاستخدام والبروزات والارتدادات الملائمة والمناخ،
- - -
- - - - وبشكل عام
للبنى مع حركة السير في الشوارع المحيطة. والتصميم بالإضافة إلى بساطة الإنشائية والشفافية التي حول الإنسان المستخدم كجزء من التصميم بالإضافة إلى بساطة

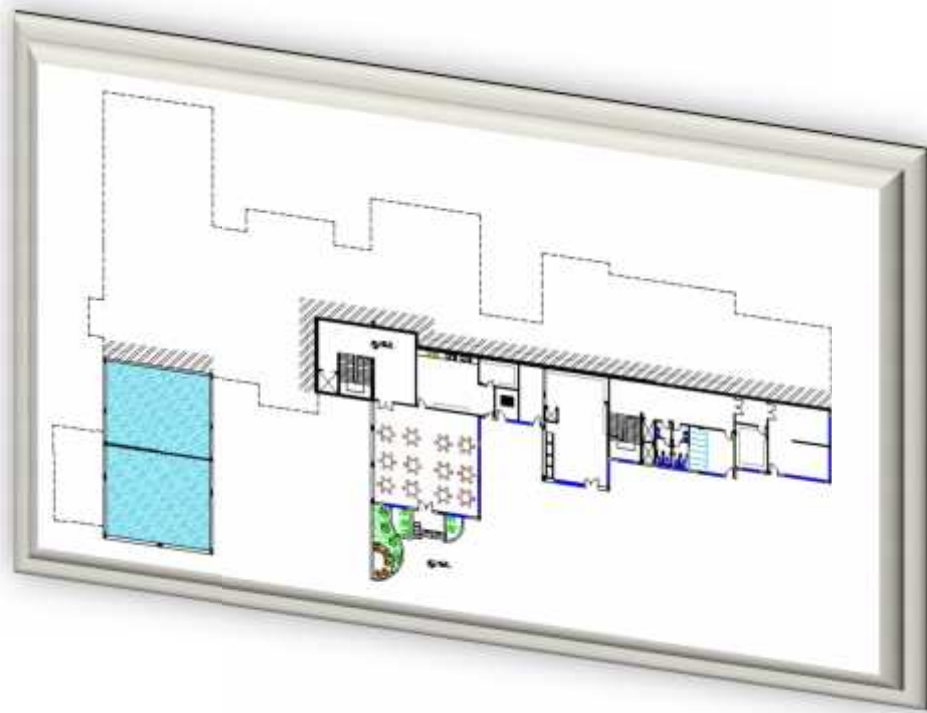


(-) ثلاثي

.. :

- تكون المشروع المقترح من أربعة طوابق بمساحة طابقية كلية تبلغ مربع وتبدأ هذه الطوابق بطابق التسوية، تليه كافة الطوابق بجميع استخداماتها العامة، وشبه العامة والخاصة بصرف النظر عن نسبة أي من هذه الاستعمالات في كل طابق.

. . . طابق التسوية:

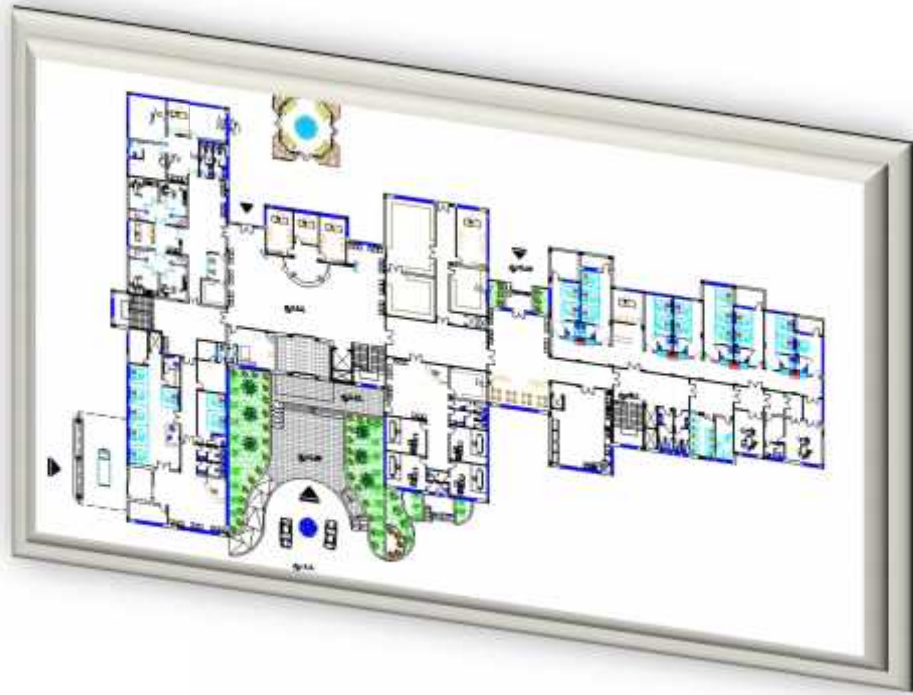


(-) المسقط الأفقي لطابق التسوية.

- . تبلغ المساحة المقترحة لهذا الطابق . متراً مربعاً، ويبلغ ارتفاعه الصافي .
- . ويحتوي طابق التسوية على مطبخ ومطعم لخدمة الزوار والمرضى والعاملين في

ومخازن للمواد المختلفة والأدوية ،
للعاملين والمشرفين على هذا الطابق من عمال وطباخين، بالإضافة إلى وجود بئر في هذا الطابق.
مع مراعاة العلاقة السهلة المباشرة والواضحة بين هذه الفراغات من حيث قربها من بعضها البعض،
وسهولة الحركة فيما بينها. كما أن وجود هذه الأماكن هنا بحد ذاته أمر منطقي وواجب،
الشمس لا تصل إلى هذا الحيز مباشرة.

: . . .



(-)

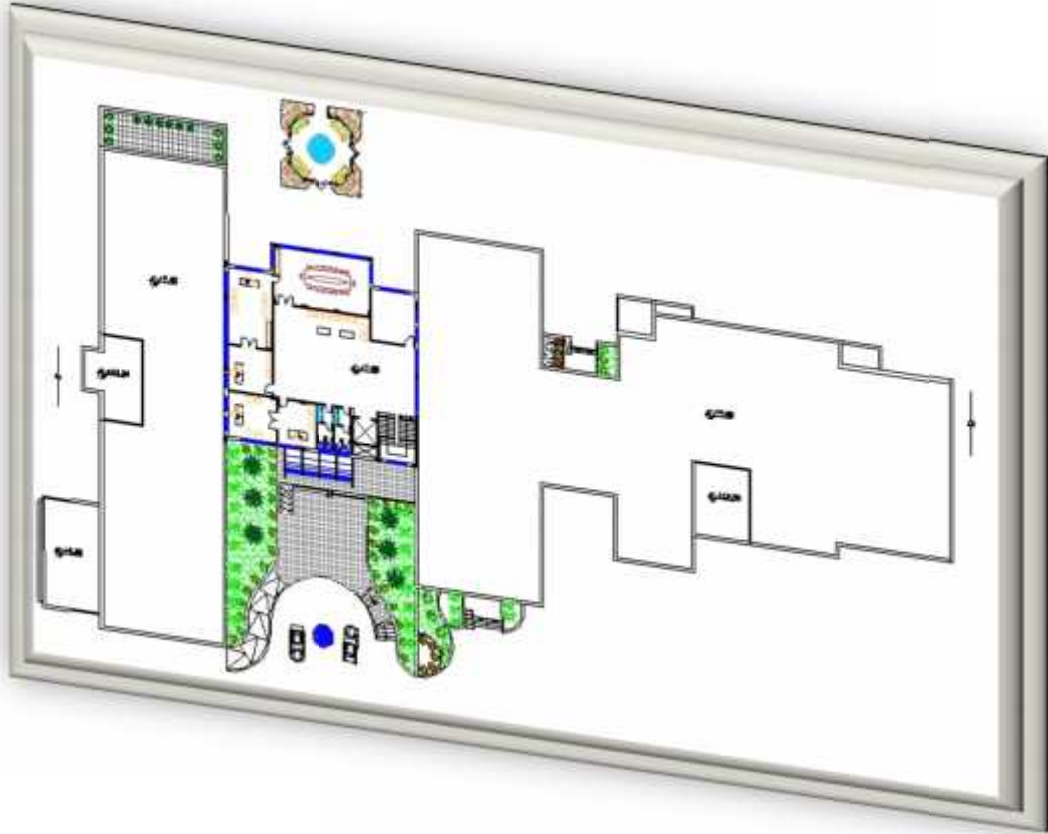
تبلغ المساحة المقترحة لهذا الطابق متراً مربعاً، ويبلغ ارتفاعه الصافي .
يحتوي ، ويشمل على قسم للاستقبال بالإضافة إلى عيادات
طبية وحمامات ومكاتب لموظفي هذا القسم، ويضم هذا الطابق قسم لمختبرات ويضم مختبر
كما يحوي أيضا على مخازن للدواء مرتبطة بمصعد بمستودع الأدوية في طابق
التسوية مجموعة كبيرة لعيادات الطبية بمختلف التخصصات

: . . .



تبلغ المساحة المقترحة لهذا الطابق متراً مربعاً، ويبلغ ارتفاعه الصافي . ، وهو تقريباً مع اختلاف بسيط . حيث يضم هذا الطابق غرف للعمليات مكان لغير الملابس والتعقيم والتخدير، بالإضافة لغرف للمرضى وساحات كبيرة للانتظار ، ويضم أيضاً هذا الطابق على مسجد

: . . .



(-)

تبلغ المساحة المقترحة لهذا الطابق متراً مربعاً، ويبلغ ارتفاعه الصافي . متراً، وهو الطابق الأخير في المبنى يرتفع بكتله واحدة لموظفين وحمامات

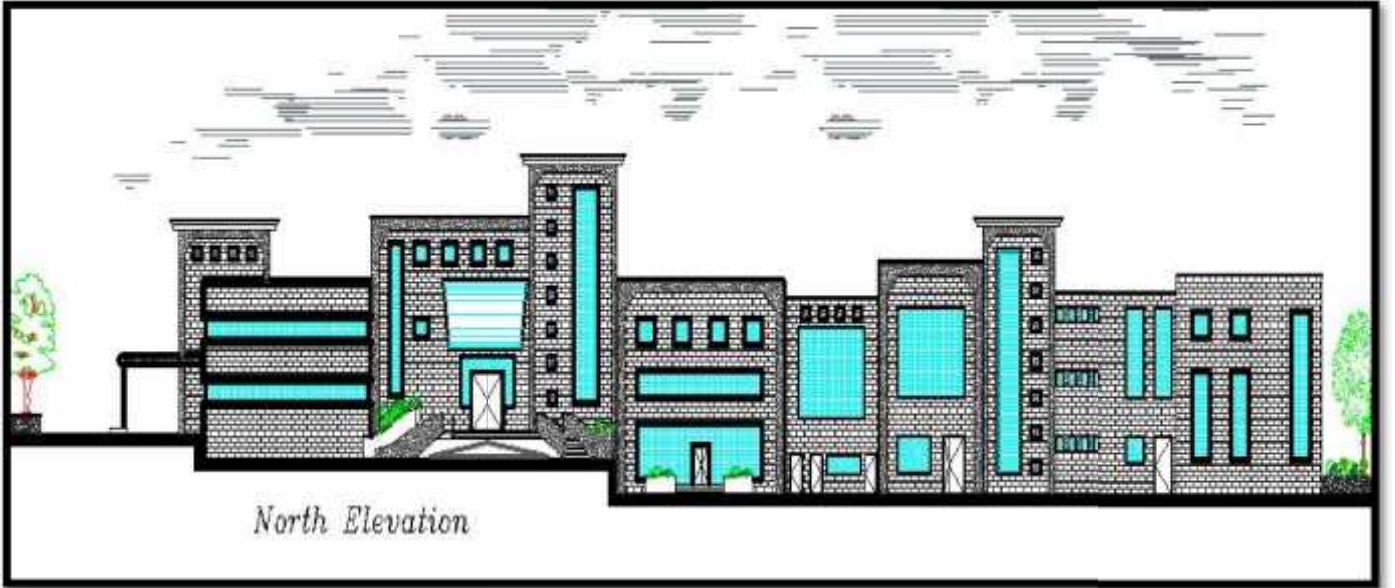
. الواجهات:

.. :

يتجلى الجمال المعماري لأي مبنى من خلال الواجهات المعمارية، التي هي بمثابة مرآة تعكس وتبرز مدى ارتباط وتناغم المبنى مع البيئة المحيطة.

.. للواجهات:

... الواجهة الشمالية:

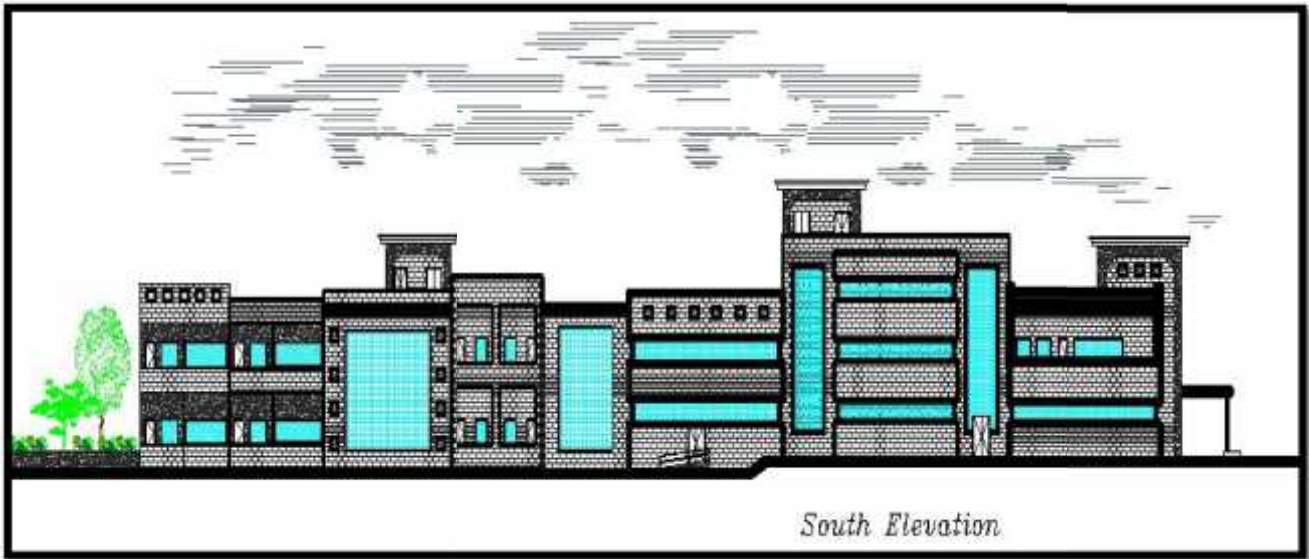


(-) الواجهة الشمالية .

يبلغ طول هذه الواجهة . ، وهي الواجهة الرئيسية للمبنى. تطل هذه الواجهة على شارع عام معبد وتحتوي هذه الواجهة على المدخل الرئيسي للمبنى والمؤكد بطريقة معمارية مميزة .

قد تم استخدام عدة أنواع من مواد البناء في هذه الواجهة أمثال الحجر الأحمر، والحجر لأبيض الأملس. بالإضافة إلى استخدام الألواح الزجاجية بأشكال متعددة منها المربع ومنها ما هو بارز بزاوية، من أجل إضفاء نوع من الحركة لواجهة المبنى. حجرية معمارية جميلة على بعض الكتل المعمارية القريبة.

. . . الواجهة الجنوبية:



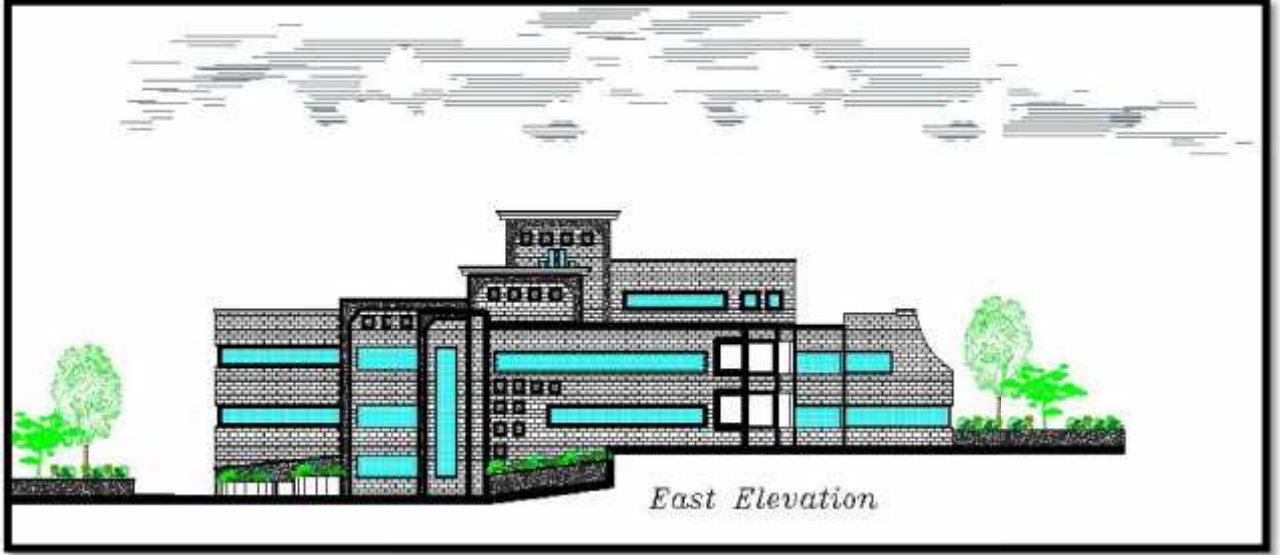
(-) الواجهة الجنوبية .

يبلغ طول هذه الواجهة . أ ، وتعتبر ثاني أهم واجهة للمبنى من بعد الواجهة الشمالية حيث تحوي على مدخلين خلفيين للمستشفى.

ونلاحظ تكديس الألواح الزجاجية في هذه الواجهة والتنوع في استخدامها في نفس الوقت، فهناك الألواح الطولية والعرضية والممتدة بالاتجاهين، بالإضافة إلى استخدام الألواح

الزجاجية بأشكال متعددة منها المربع ومنها ما هو بارز بزاوية، من أجل إضفاء نوع من الحركة لواجهة المبنى.

. . . الواجهة الشرقية:



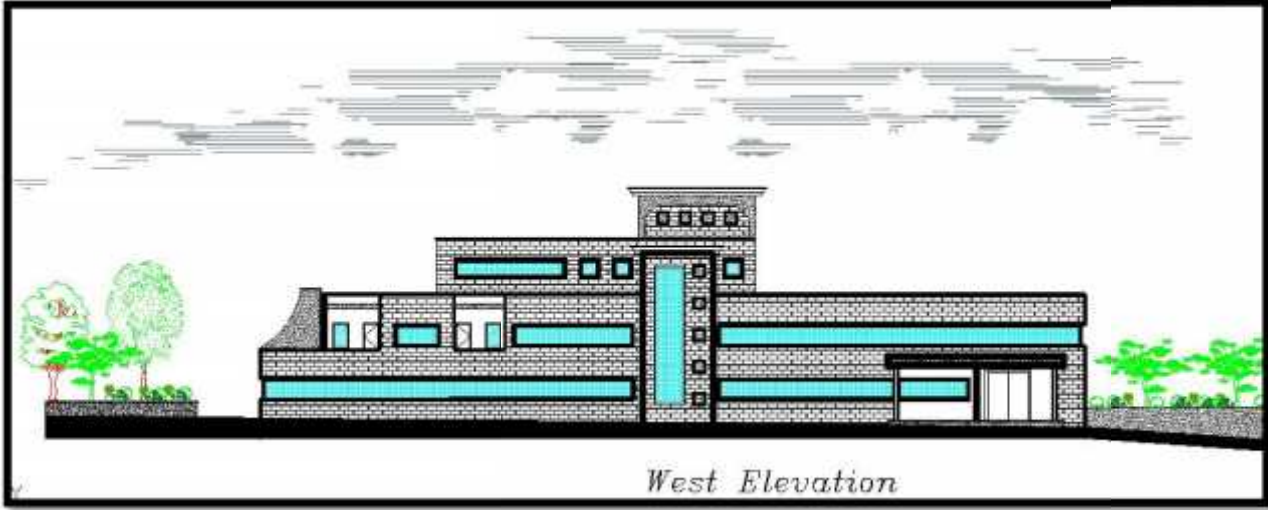
(-) الواجهة الشرقية.

يبلغ طول هذه الواجهة 19.4 أ تطل هذه الواجهة على المنحدر المؤدي إلى موقف السيارات

أيضا على حديقة المستشفى مما يمنحها قدرا من الأهمية.

تم تصميم الألواح الزجاجية بشكل طولي لإعطاء انطباع بطول الواجهة. الحجرية المربعة من الحجر الأحمر في بعض زوايا المبنى، مما يضيف نوع من الت الحركة في الواجهة، ويلاحظ أيضا التدرج في ارتفاعات الكتل الحجرية.

. . . الواجهة الغربية:



(-) الواجهة الغربية.

يبلغ طول هذه الواجهة 15.8 أ، وهي أقرب ما يكون من الواجهة الجنوبية حيث يظهر فيها نفس التدرج في بناء الحجر والحجم، كما ويلاحظ بأنهما متناظرتين إلى حد كبير حول الخط الفاصل بينهما.

تم تصميم الألواح الزجاجية بشكل طولي لإعطاء انطباع بطول الواجهة، حيث أنها أصغر من بقية واجهات المبنى. وقد تم إضافة القطع الحجرية المربعة من الحجر الأحمر في بعض زوايا المبنى، مما بضيف نوع من التناغم والتناسق الحركة في الواجهة، ويلاحظ أيضا التدرج في ار الحجرية.

3.1 Introduction

A building can generally be broken down into the following physical systems:

- STRUCTURAL SYSTEM
- EXTERIOR SYSTEM
- INTERIOR SUBDIVISIONS OF SPACE

Each of these, in turn, can be seen to be made up of linear and planar assemblies.

⊙ Planar Assemblies

- Horizontal or sloping roof planes
- Horizontal floor planes
- Vertical wall planes

⊙ Linear Assemblies

- Horizontal beams
- Vertical columns

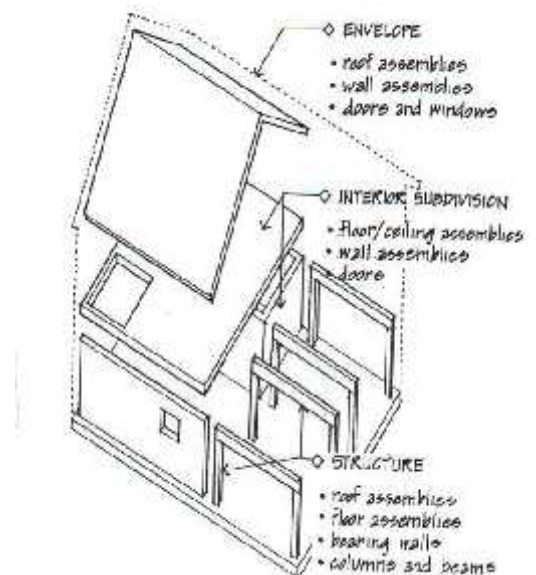


Figure (3-1) Building physical systems.

These elements and assemblies can act together in a number of ways, depending on the nature of the materials used, the method for

transferring and resolving the forces acting on a building, and the desired physical form.

3.2 Analysis and Design of Structures

3.2.1 Structural Analysis

In the structural analysis of buildings, we are concerned with the magnitude, direction, and point of application of forces. And their resolution to produce a state of equilibrium. Three conditions are necessary for a structural system to be on equilibrium:

- 1. The sum () of all horizontal forces = 0**
- 2. The sum () of all vertical forces = 0**
- 3. The sum () of all moments of all forces about any point = 0**

Therefore, as each structural element is loaded, its supporting elements must react with equal but opposite forces.

3.2.2 Structural Design

The Structural design is the determination of the general shape and all specific dimensions of a particular structure. So that, it will perform

the function for which it is created, and will safely withstand the influences which will act on it throughout its useful life.

Three codes are adopted in this project such that:

1- THE JORDANIAN CODE (1990), to estimate the loads act on the structure except seismic loads.

2-THE UNIFORM BUILDING CODE (UBC 1997), to estimate the seismic and wind loads act on the structure.

3- BUILDING CODE REQUIRMENTS FOR STRUCTURAL CONCRETE AND COMMENTARY (ACI318M-05), for the elements structural design.

3.3 Objectives of Structural Design

The basic aim of structural design is to produce a safe and economical structure that will serve its intended purposes. In addition to the safety and the economical, intended purposes of limitations must be provided. There are code limitations that had been developed by scientific and academic institutions based on experiments and case studies.

Why Do We Use Reinforcement?

As a force is applied to concrete, there will be compressive, tensile and shear forces acting on the concrete. Concrete naturally resists compression (squashing) very well, but is relatively weak in tension (stretching). Horizontal and/or vertical reinforcement is used in all types of concrete structures where tensile or shear forces may crack or break the concrete. HORIZONTAL reinforcement helps in resisting tension forces. VERTICAL reinforcement helps in resisting shear forces.

Cracking and Reinforcement, Reinforcement alone WILL NOT STOP cracking, but helps control cracking. It is used to control the width of shrinkage cracks.

3.4 Materials

. . Reinforcement Position

The position of reinforcement will be shown in the plans. Reinforcement must be fixed in the right position to best resist compressive, tensile and shear forces and to control the cracking.

3.4.2 Concrete Cover

The reinforcement must be placed so there is enough concrete covering it, to protect it from rusting and to be bonded well with

concrete. To ensure durability, both the concrete cover and strength should be shown in the plans.

3.4.3 Concrete Reinforcement Bond

To control the width of cracks or their location (at joints), there must be a strong bond between concrete and reinforcement. This allows the tensile forces (which concrete has a very low ability to resist) to be transferred to the reinforcement.

To achieve a strong bond:

- ✓ the reinforcement should be CLEAN (free from flakey rust, dirt or grease).
- ✓ the concrete should be PROPERLY COMPACTED around the reinforcement bars. Reinforcing bars and mesh should be located so that, there is enough spacing

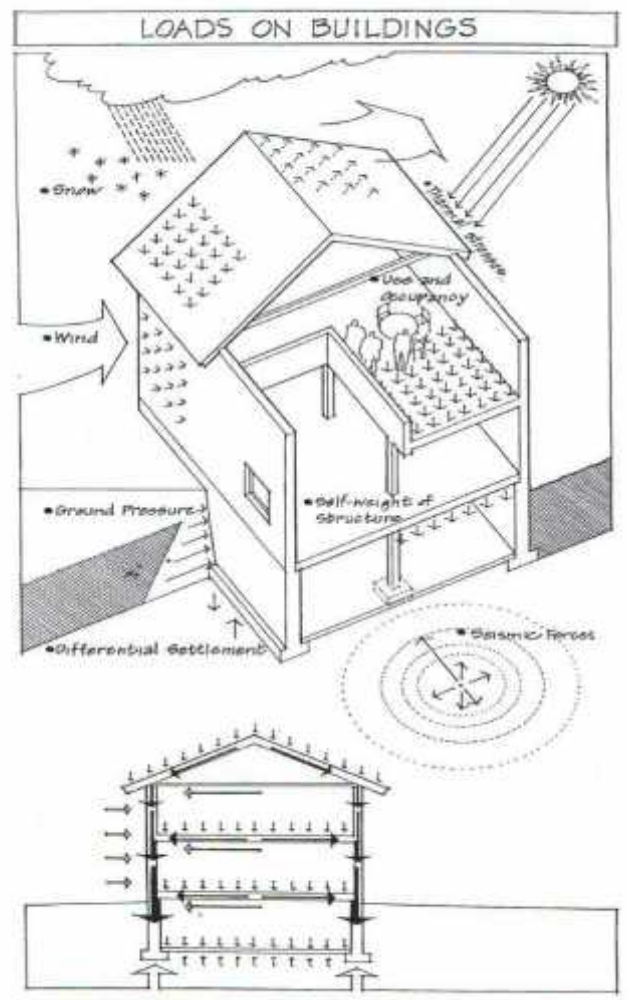


Figure (3-2) Loads On Buildings.

between the bars to place and compact the concrete.

3.5 Loads

3.5.1 Introduction

Perhaps the most important and most difficult task faced by the structural designer is the accurate estimation of the loads that may be applied on the structure during its life.

A building's structure must be able to support two types of loads, static and dynamic.

3.5.2 Types of Loads.

3.5.2.1 Primary loads are described as,

1- Dead loads.

Dead loads can be defined as the weight of the permanent elements of a structure. In the case of the room shown, the dead load comprises of the roof beams, floor joists and the walls.

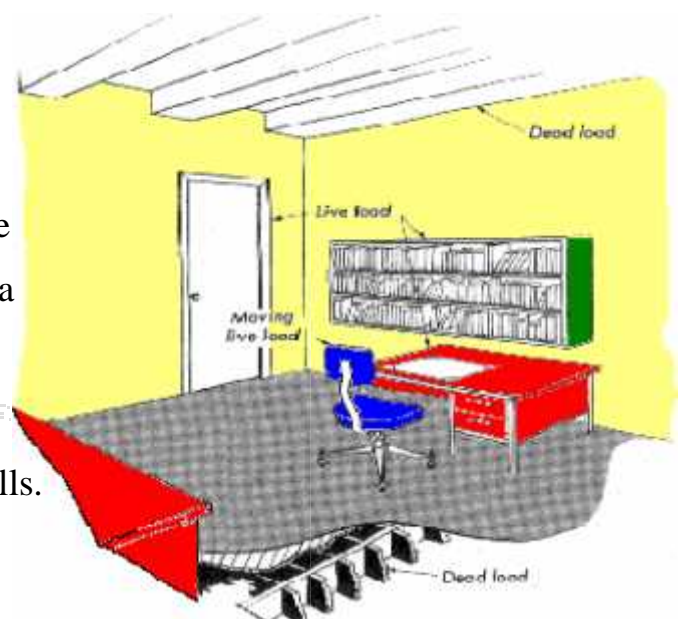


Figure (3-3) Dead and live loads

These elements are always present. Therefore, the dead load will remain constant unless any major alterations are carried out to the building.

The dead load is often the most important load acting on a structure. If you consider large structures such as churches and those constructed from heavy materials, the dead load would outweigh all other loads.

The dead load can be calculated in advance, once the structure is designed and dimensions have been determined.

According to the Jordanian Code, the following table shows the densities of the materials used in the structure:

NO.	Material	Density (kN/m ³)
1	Tiles	23.00
2	Sand	16.00
3	Reinforced Concrete	24.5
4	Block	9.0
5	Plaster	22.00
6	mortar	22.00

Table (3-4) materials Densities

The Dead load of partition has taken to be 1 kN/m².

2- Live Loads

Live loads are classified into:

- 1- Static Live Loads: The variation of magnitude and location is slow along the time such as persons, furniture and stories.
- 2- Impact loads: The variation of magnitude and location is fast along the time such as bridges and cranes.

people which act randomly and vary with time and space during the lifetime of the building. They are determined for each element of structures considering design limit states, particular use of the building, temporary concentration of people and furniture and the dynamic effects of live loads.

According to the Jordanian Code, the following table shows the values of the live loads act on the structures:

Wind Loads

Wind loads play a much important role in modern construction than they did in the past. In Victorian construction, heavy masonry was a prominent feature, which was not affected by wind loads. In modern construction, where a steel framework is used, wind loads effect the strength and stability of the building. Due to the fact that modern structures are constructed from lightweight materials, the dead weight of the building may not be sufficient to hold it firmly in position. As a result, the structure has to be:

- Braced - to resist the horizontal load.
- Anchored to the ground - to prevent the structure from being blown away.

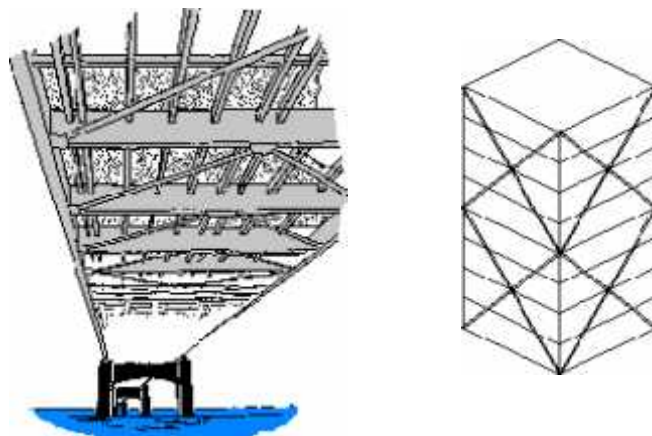


Figure (3-5) Bracing systems.

In the above figure , you can see two different examples of external bracing. In the high rise office building, a vertical wind-bracing system is used to protect against wind loads. This system is usually hidden within the walls of a building. In the bridge a horizontal wind-bracing system is used.

When the wind flows around a building, it can produce quite high suction pressure, especially at the edges of the building. It is important if the building is protected, that the cladding is firmly fixed to the structure and that the roof is firmly secured. The suction pressure increase with a decrease in pitch of the roof. Therefore, it is important that flat roofs are firmly held down.

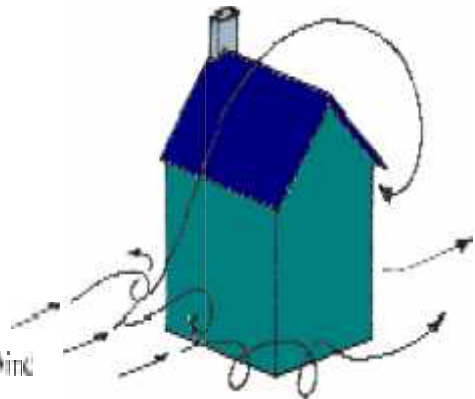


Figure (3-5') Wind loads

The effects of wind load or wind pressure acting on the vertical faces of the building depends on the following:

- The wind speed.
- The condition of exposure: exposure to severe gusts would be more likely along sea coasts than inland.
- The size of the building.

The height up the face of the building, the pressure acting is also important. If the building is 5m or less in height, then the pressure is uniformly (evenly) distributed along the face. For taller buildings, the pressure would be much greater near the top than it would be near the ground level.

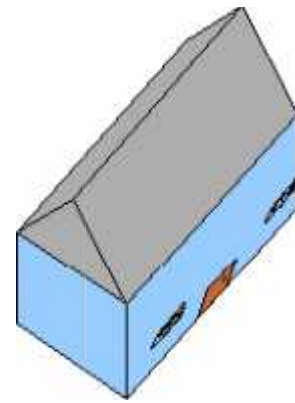


Figure (3-6) Snow loads.

According to the Uniform Building Code, the intensity of wind loads act on the structure can be calculated as follows:

$$p = C_e \times C_q \times I_W \times q_S$$

$$q_S = .00256 \times V^3$$

Where:

p : design wind pressure.

C_q : pressure coefficient for the structure .

C_e : combined height, exposure and gust factor coefficient.

I_W : importance factor .

q_S : wind stagnation pressure at the standard height of 33 feet.

1- Snow Loads:

The extent to which a building will be affected by snow loads depends on the climate of that region. Some countries have snow for six months of the year or more while some have little or no snow in the year. Structures have to be designed to withstand the appropriate amount of snow for their climate.

In relation to buildings, the type and pitch of the roof is important. Some roofs will hold a greater amount of snow. Therefore, resulting in a greater load acting on the roof. As you can see, if you have a pitched roof, the snow will eventually slide off, whereas if you have a flat roof, the load would continue to increase and eventually result in the collapse of the roof.

2- Seismic Loads

Loads that are applied to architectural Structures are usually not of an impact nature except that of earthquakes. An earthquake is a jerky movement of the ground and this movement is transmitted to the building through its foundations.

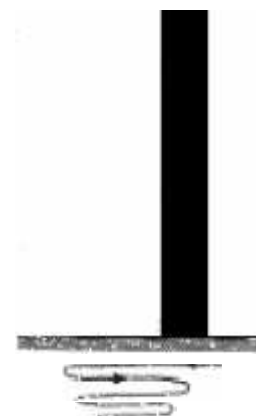


Figure (3-7) Seismic loads

As can be seen from the figure, the effects of the earthquake are felt much greater at the top of a high rise building.

According to the UBC, the total design base shear in a given direction shall be determined from the following formula:

$$V = \frac{C_v \cdot I}{R \cdot T} W \dots\dots(Eq. 30-4).$$

The total design base shear need not exceed the following:

$$V = \frac{2.5C_a \cdot I}{R} W \dots\dots(Eq. 30-5).$$

The total design base shear shall not be less than the following:

$$V = 0.11 \cdot C_a \cdot I \cdot W \dots\dots(Eq. 30-6).$$

Where:

V: The total design base shear in a given direction.

Z: Seismic zone factor as given in Table 16-I and it equals to 0.30

I: Importance factor given in table 16-K and it equals to 1.00

R: Numerical coefficient representative of the inherent over strength and global ductility capacity of lateral force-resisting systems, given in table 16-N and it equals to 5.50

S_A: Soil Profile Type given in table 16-J (*V_c* > 1500m/sec.).

C_a : Seismic Coefficient given in table 16-Q and it equals to 0.24

C_v : Seismic Coefficient given in table 16-R and it equals to 0.24

W: The total seismic dead load of all floors.

The value of Structure period T may be approximated from the following formula:

$$T = C_t (h_n)^{3/4} \dots\dots\dots (Eq. 30-8).$$

Where:

$C_t = 0.035$ (0.0853) for steel moment-resisting frames.

$C_t = 0.030$ (0.0731) for reinforced concrete moment-resisting frames and eccentrically braced frames.

$C_t = 0.020$ (0.0488) for all other buildings.

h_n : height in feet (m) above the base to Level i , n or x , respectively.

$$T = 0.0488 (29.18)^{3/4} = 0.61 \text{ seconds. } \dots\dots\dots (Eq. 30-8).$$

$$V = \frac{0.24 \times 1.00}{5.50 \times 0.61} W = 0.07 W \dots\dots(Eq. 30-4).$$

$$V = \frac{0.25 \times 0.24 \times 1.00}{5.50} W = 0.11 W \dots\dots(Eq. 30-5).$$

$$V = 0.11 \times 0.24 \times 1.00 \times W = 0.03 W \dots\dots(Eq. 30-6).$$

$$\Rightarrow V = \frac{0.24 \times 1.00}{5.50 \times 0.61} W = 0.07 W \dots\dots Controls$$

3.6 Structural elements

3.6.1 Introduction

Structural elements can be classified according to their geometry, rigidity, and how they respond to the forces applied to them. External loads create internal stresses within structural elements.

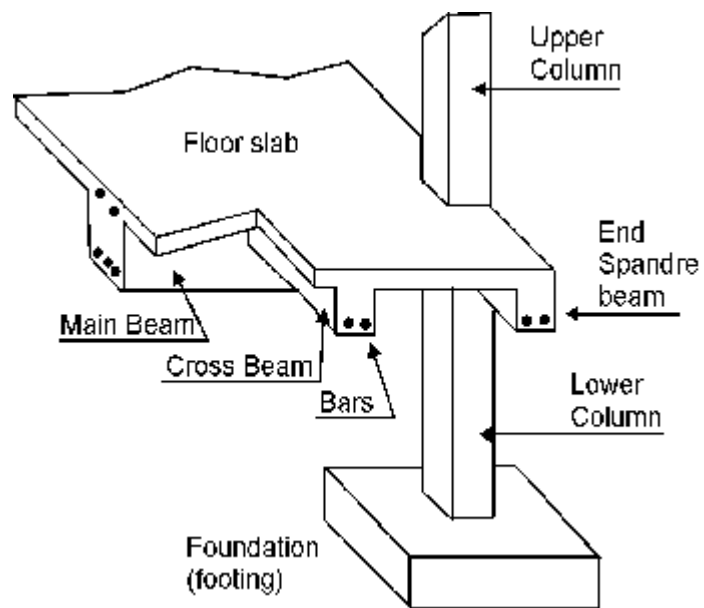


Figure (3-8) Structural Elements .

3.6.2 Structural elements description

3.6.2.1 Slabs

1- One Way Solid Slabs.

The slabs are supported on two opposite sides only. So, loads being carried by the slab in a direction perpendicular to the supporting beams.

2- One Way Ribbed Slabs.

The slabs which contain blocks and supported on two opposite sides only. So, loads being carried by the slab in a direction perpendicular to the supporting beams.

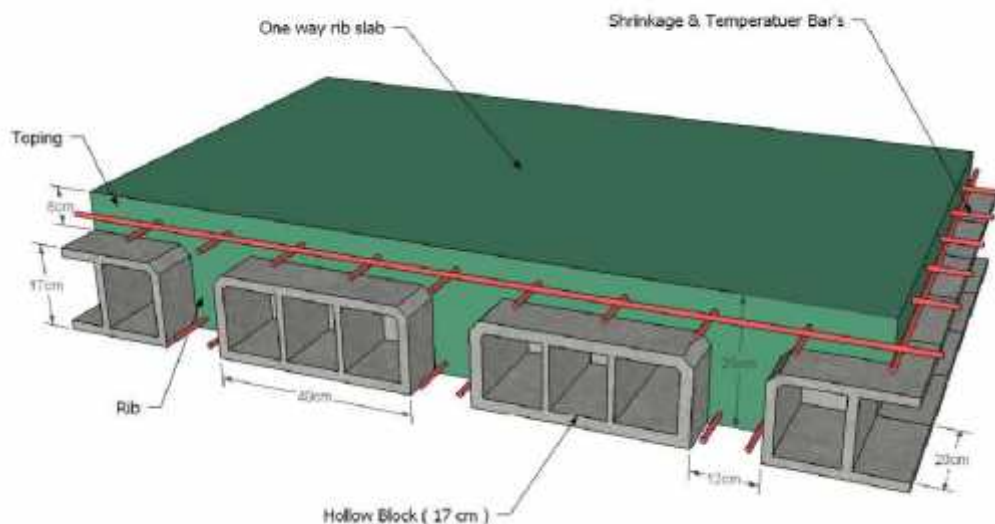


Figure (3-9) One Way Ribbed Slab.

4- Two Way Ribbed Slabs.

The slabs which contain blocks and supported on all four opposite sides. So, loads being carried by the slab in a direction perpendicular to the supporting beams.

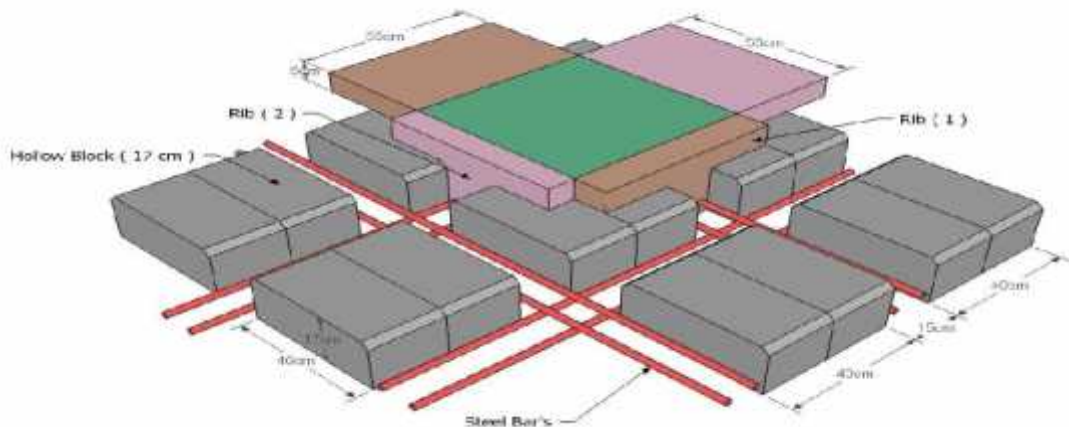


Figure (3-10) Two Way Ribbed Slab.

3.6.2.2 Beams

The structural elements which carry loads from ribs within the slab to the columns. There are two types of beams:

1- Hidden Beams

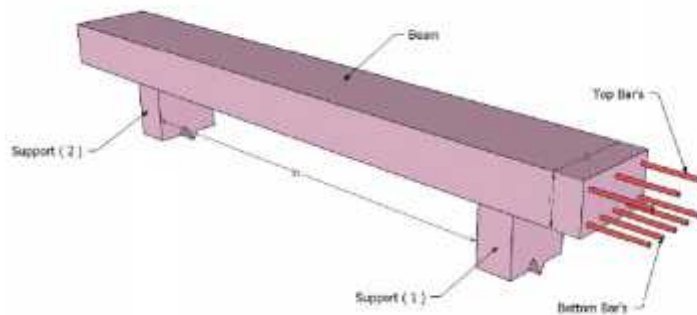


Figure (3-11) Hidden Beam.

2- Drop Beams (T-Section)

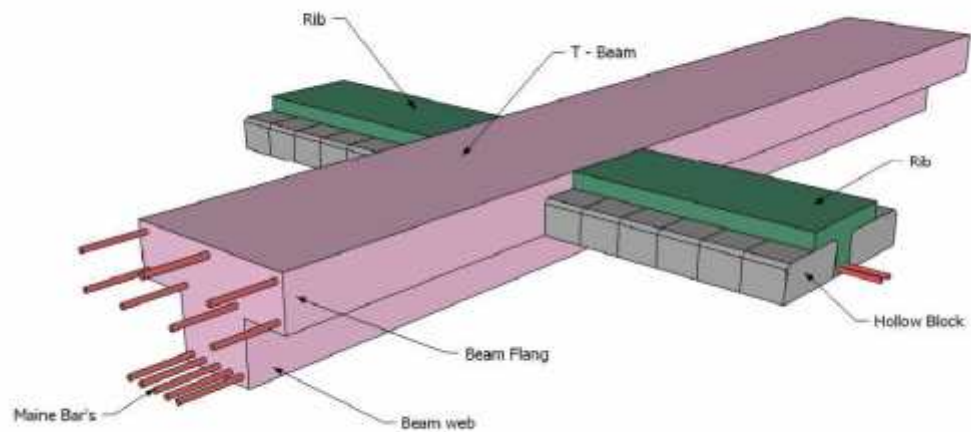


Figure (3-12) Drop Beam.

3.6.2.3 Columns

Columns are defined as members that carry loads in compression. Usually they carry bending moments about one or both axes of the cross section. The bending action may produce tensile forces over a part of the cross section.

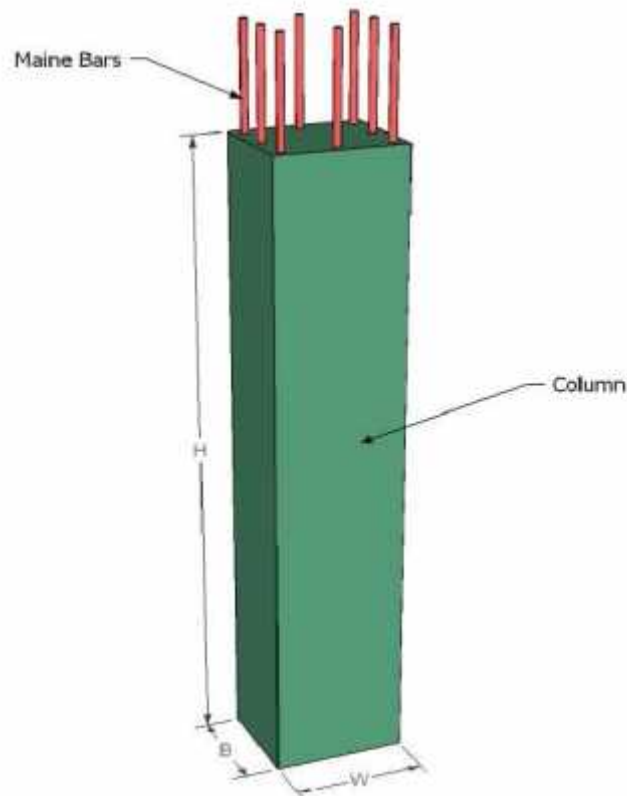


Figure (3-13) Column.

3.6.2.4 Shear Wall

Shear walls are lateral stabilizing elements may be placed within the building or along its perimeter, and combined in various ways. In all cases, however, a number of stabilizing elements must be used to resist lateral forces in all directions.

The arrangement of lateral stabilizing elements is important to the stability of a structure as a whole. Any asymmetrical layout, where the

centroid of the applied force is not coincident with the centroid of the resisting mass can cause torsional effect. A symmetrical arrangement of lateral stabilizing elements is therefore always desirable. This principle is especially important for tall buildings.

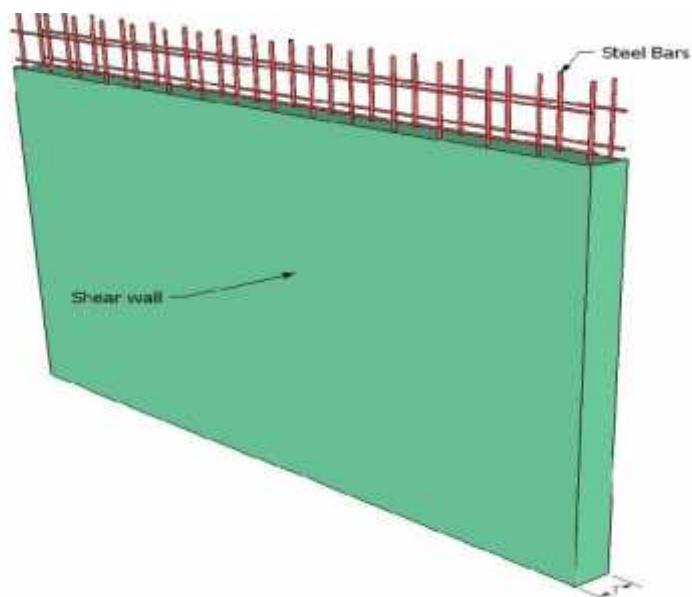


Figure (3-14) Shear Wall.

3.6.2.5 Stairs

Stairs provide means of vertical movement between stories of a building and are therefore, important links in a building's overall circulation scheme.

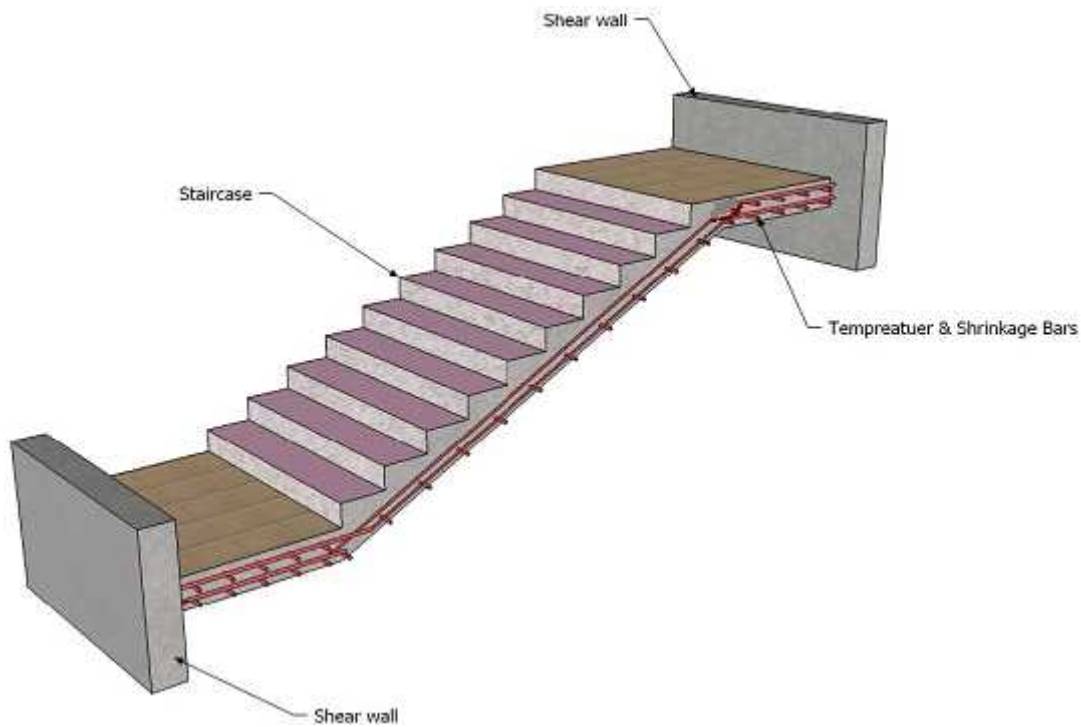


Figure (3-15) Stairs.

3.6.2.6 Foundation System

The foundation system for a building - its substructure - is the critical link in the transmission of building loads down to the ground. A foundation is defined as that part of the structure that supports the weight of the structure and transmits the load to underlying soil or rock. Bearing directly on the soil, the foundation system must distribute vertical loads so that settlement of a building is either negligible or uniform under all parts of building. It must also anchor the building's superstructure against uplifting and racking due to wind or earthquake forces. The most critical factor in determining the foundation system of a building is the

type and bearing capacity of the soil to which the building loads are distributed.

The bearing capacity of the soil where the project we have will be constructed is assumed to be 4.5kg/cm^2 .

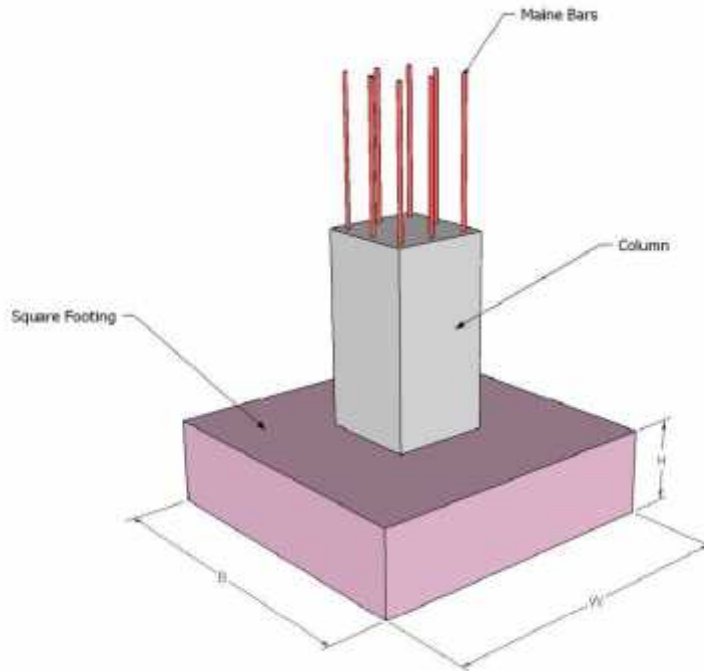


Figure (3-16) Foundation.

3.7 Computer Programs

Many of computer programs used in the analysis, design and drawing. Such these programs are:

- 1) AutoCAD 2007, computer aided drawing.

2) ATIR, computer aided analysis & design.

3) STAAD PRO 2004, computer aided analysis.

المصادر والمراجع

- 1- Al-Umran engineering and environmental consultancy group, “Hebron Zakat and Charity Committee Center”, Bethlehem,2008
- 2- Buyukozturk, Prof. Oral, “ Mechanics and Design of Concrete Structures ”, Massachusetts Institute of Technology, Spring 2004.
- 3- Cement Concrete & Aggregates Australia, “ A Guide to Concrete Practice ”, CCAA, Australia, Sixth Edition , August 2004.
- 4- Charles G. Salmon and Chu-Kia Wang, “ REINFORCED CONCRETE DESIGM ”, Addison Wesley Educational Publisher, United State of America, Sixth Edition, 1998.
- 5- FRANCIS D.K. CHING WITH CASSANDRA ADAMS, “ BUILDING CONSTRUCTION ILLUSTRATED ”, VAN NOST RAND REINHOLD, United State of America, Second Edition,1943.
- 6- MCCORMAC, Jack, “ DESIGM OF REINFORCED CONCRETE ”, HarperCollins Collage Publisher, United State of America, Third Edition,1993.
- 7- K. Wight, James and others, “ BUILDING CODE REQUIRMENTS FOR STRUCTURAL CONCREATE AND COMMENTARY (ACI318M-05) ”, American Concrete Institute,2005.
- 8- Unknown, “ UNIFORM BUILDING CODE (UBC 1997) ”,1997.

.

"

-

