بسم الله الرحمن الرحيم

التصميم الإنشائي لمدرسة جمعية الشبان المسلمين

فريق العمل:

أروى رجائي أبوخلف **إيناس فوزي أبوحديد**

روان سليمان القصراوي

إشراف

د.هيثم عياد.

تقرير مشروع التخرج

مقدم إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا

جامعة بوليتكنك فلسطين

للوفاء بجزء من متطلبات الحصول على درجة البكالوريوس

في الهندسة تخصص هندسة المباني

كلية الهندسة و التكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية و المعمارية

جامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل- فلسطين

2009

جامعـــة بوليتكنيك فلسطين

كليـة الهندسيـة والتكنولوجيا

دائرة الهندسيـة المدنية والمعمارية

لمم المشروع

التصميم الإنشائي لمدرسة جمعية الشبان المسلمين

فريق العمل:

أروى رجائي أبوخلف **إيناس فوزي أبوحديد**

رول سليمان القصراوي

إشراف

د.هيثم عياد.

فلسطين - الخليل

٢٠٠٩م

شهادة تقييم مشروع التخرج

جامعـة بوليتكنك فلسطين

الخليل – فلسطين

التصميم الإنشائي لمدرسة جمعية الشبان المسلمين

فريق العمل:

أروى رجائي أبوخلف **إيناس فوزي أبوحديد**

رول سليمان القصراوي

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

توقيع مشرف المشروع	توقيع رئيس الدائرة
د.هيثم عياد	د.هيثم عياد
.....	.....

الإهـــــداء

إلى اللذين أنارا شموع العلم والاجتهاد في روحي ووجداني، أمي الغالية، وأبي العزيز.

إلى منارات العلم وإشراقات المعرفة الرائدة الذين صنعوا فينا العلم سفينة نجاة تقودنا لبر الأمان، من تشرفنا بالتتلمذ على أيديهم في صروح العلم والإبداع.

إلى الذين تمترسوا خلف بوابات البحث العلمي، وخطّوا بأيديهم وأقلامهم وعطائهم دروب التقدم والازدهار، طلبة العلم ورواد المعارف.

إلى قلعة النمو المعرفي في وطننا، وموئل الرفعة في بلدنا، إلى جامعة بوليتكنك فلسطين بكادرها الإداري والأكاديمي.

إلى أبناء شعبنا الفلسطيني المصابر، بعلمائه ومخلصيه وشهدائه وأسراه وجرحاه، الذين حملوا لواء الثبات على الهوية برغم أعاصير التجهيل والتغريب والتيه.

إليهم جميعاً نتقدم بهذا الجهد
مع المحبة والتقدير

فريق العمل...

الشـكر والتقدير

بكل الود والعرفان، وبأسمى آيات الشكر والتقدير، نتقدم نحن أسرة هذا البحث العلمي إلى جامعة بوليتكنك فلسطين، وإلى الكادر المميز في كلية الهندسة عامة ودائرة الهندسة المدنية والمعمارية **خاصة بالشكر والعرفان، ونخص بالذكر حضرة المشرف الفاضل الدكتور**هيثم عياد على ما تفضل به من الإشراف والمتابعة لنا في حيثيات البحث العلمي تشذيباً وتنقيحاً ومتابعة.

كما نتقدم إلى السادة الأكارم في مكتب مجال للهندسة، ممثلين بالسيد المهندس شريف مرقة **على** ما بذلوه معنا من جهد فاعل.

ولا ننسى كل من تفضل بمساندتنا في تفصيلات ومنهجيات البحث، راجين أن يكون هذا الجهد منطلقاً لعمل علمي رائد، يستفيد منه وطننا الحبيب، ويكتب له القبول.

والله الفضل والمنه ملهم العقول وهادي القلوب على ما انعم به علينا من فضل وجود.

ولكم منا كل التقدير

فريق العمل...

ملخص المشروع

التصميم الإنشائي لمدرسة جمعية الشبان المسلمين

فريق العمل:

أروى رجائي أبوخلف **إيناس فوزي أبوحديد**

رول سليمان القصراوي

جامعة بوليتكنك فلسطين – ٢٠٠٩م

إشراف:

د.هيثم عياد

تكمن فكرة المشروع بإجراء كافة الدراسات والتحليلات التصميمية والنظرية لجميع العناصر المكونة للمبنى، بالإضافة إلى عمل جميع المخططات التنفيذية للمشروع بهدف الحصول على المدرسة المفترض بناؤها على ارض خليل الرحمن بحيث يتوافر فيها الأمان وقلة التكلفة والجمال وتحقيق الغرض الأساسي الذي صمم لأجله هذا المبنى.

يتكون هذا المبنى من خمسة طوابق(التسوية الأولى، التسوية الثانية، الطابق الأرضي، الطابق الأول، الطابق الثاني) مصممة بأحدث الطرز بمساحة تقدرب ٤١٧١م^{٢}.

تم تصميم هذا المبنى إنشائيا اعتمادا على الكود الأمريكي(ACI) بشكل أساسي واعتماد بعض الكودات الأخرى المساعدة كالكود الأردني في تحديد قيمة الأحمال،والكود البريطاني، كما تم استخدام بعض البرامج الحاسوبية للتحليل الإنشائي.

من المتوقع بعد إتمام المشروع أن يتم تقديم التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية للمبنى كاملا.

ABSTRACT

Structural Design For Muslim Youths Society School

Work Team

Arwa R. Abu Khalaf **Inas F. Abu Hadeed**

Rawan S. Qasrawi

Palestine Polytechnic University - 2009

Supervisor:

Dr. Haitham Ayyad

The main aim of the project stands behind the preparation of design and analysis needed for the structural parts of the building. It furthermore, aims at preparing the shop drawings of the project in order to have the school to be built in Hebron. the school is expected to satisfy all conditions needed in terms of safety, reasonable cost and beauty.

The building consist of five modern floors(firs basement, second basement, ground floor, first floor and second floor) to cover 4171 m^2.

The building is designed in accordance with ACI code mainly, and other codes as Jordanian code which is used to determination the loads, in addition to specific computer programmes for structural analysis.

At the end of the project it is expected that the ability to perform structural design for all structural parts will be achieved.

الفهرس

الصفحات التمهيدية:	المحتوى	الصفحة
	صفحة العنوان الرئيسية.....	i
	شهادة تقييم مشروع التخرج.....	ii
	الإهداء.....	iii
	الشكر والتقدير.....	iv
	الملخص باللغة العربية.....	v
	الملخص باللغة الانجليزية.....	vi
	الفهرس.....	Vii
	List of Abbreviations.....	xii

الفصل الأول:	المقدمة	الصفحة
١-١	مقدمة.....	٢
١-٢	مشكلة المشروع.....	٢
١-٣	أهداف المشروع.....	٣
١-٤	أهمية المشروع.....	٣
١-٥	منهجية المشروع.....	٣
١-٦	محتويات المشروع.....	٣
١-٧	الجدول الزمني.....	٤
الفصل الثاني:	**الوصف المعماري للمشروع**	
٢-١	مقدمة.....	٦
٢-٢	موقع المشروع.....	٦
٢-٣	أهمية الموقع ومميزاته.....	٧
٢-٤	العناصر المعمارية.....	٨

٢-٤-١ مقدمة..... ٨
٢-٤-٢ الموقع العام..... ٩
٢-٤-٣ العناصر المعمارية الداخلية..... ١٠
٢-٤-٤ العناصر المعمارية الخارجية..... ١٤
٢-٤-٥ الحركة..... ١٩

الفصل الثالث: الوصف الإنشائي للمشروع — الصفحة

٣-١ مقدمة..... ٢٣
٣-٢ هدف التصميم الإنشائي..... ٢٣
٣-٣ الاختبارات العملية..... ٢٣
٣-٤ الأحمال..... ٢٤
٣-٤-١ الأحمال الميتة..... ٢٥
٣-٤-٢ الأحمال الحية..... ٢٥
٣-٤-٣ الأحمال البيئية..... ٢٦
٣-٥ العناصر الإنشائية المكونة للمبنى..... ٢٦
٣-٥-١ القدلت..... ٢٧
٣-٥-١-١ القدلت المصمتة..... ٢٧
٣-٥-١-٢ القدلت المفرغة..... ٢٧
٣-٥-٢ الجسور..... ٢٨
٣-٥-٣ الأعمدة..... ٢٩
٣-٥-٤ الأساسات..... ٢٩
٣-٥-٥ الأدراج..... ٣٠
٣-٥-٦ الجدران الحاملة(جدران القص)..... ٣٠
٣-٥-٧ الجدران الاستنادية..... ٣١
٣-٦ برامج الحاسوب المستخدمة..... ٣٢

Chapter Four:	Structural Analysis and Design.	Page
4-1	Introduction……..	٣٤
4-2	Loads on Structures…….	٣٥
	4-2-1 Factored Loads…….	٣٥
4-3	Determination of Thickness…….....	٣٥
4-4	Load Calculations…….....	٣٦
4-5	Design of Topping…….....	٣٧
	4-5-1 design of moment…….	٣٧
	4-5-2 design of shear……..	٣٨
4-6	Design of Rib (R2)…….....	٣٩
	4-6-1 Introduction…….	٣٩
	4-6-2 Design of moment of Rib(R2)…….	٤٠
	4-6-3 Design of shear of Rib (R2)…….....	٤٩
4-7	Design of beam(B15)…….	٥٠
	4-7-1 Introduction……..	٥٠
	4-7-2 Design of moment for beam(B15)……	٥١
	4-7-3 Design of shear for beam (B15)……...	٦٠
4-8	Design of Stair1……	٦٣
	4-8-1 Determination of Slab thickness……..	٦٣
	4-8-2 Load Calculations……	٦٣
	٤-8-3 Design of Shear……...	٦٤
	4-8-4 Design of Bending Moment……...	٦٥
	4-8-5 Development Length of the Bars……	٦٦

4-8-6 Design of Lateral Reinforcement…….. ٦٧

4-9 Design of Landing…… ٦٩

4-9-1 Load Calculations…… ٦٩

4-9-2 Design of Shear…….. ٦٩

4-9-3 Design of Main Reinforcement…… ٧٠

4-9-4 Design of Secondary Reinforcement…… ٧١

4-9-5 Design of Top Reinforcement…… ٧٢

٤-١٠ Design of One Way Solid Slab…… ٧٣

4-10-1 Load Calculations…… ٧٣

4-10-2 Design of Shear……. ٧٣

4-10-3 Design of Bending Moment…… ٧٣

4-10-4 Design of Secondary Reinforcement…… ٧٥

4-10-5 Design of Top Reinforcement…… ٧٥

٤-١١ Design of Two Way Solid Slab…… ٧٦

4-11-1 Load Calculations…… ٧٦

4-11-2 Design of Shear Reinforcement…… ٧٧

4-11-3 Design of Reinforcement in x- direction…… ٧٧

4-11-4 Design of Reinforcement in y- direction…… ٧٨

4-11-5 Design of Top Reinforcement…….. ٨٠

٤-١٢ Design of Column…… ٨١

4-12-1 Design of Column (C5) in the First Basement Floor…… ٨١

٤-12-2 Check Slenderness Effect…… ٨٢

4-12-3 Lateral Ties Selection……..…… ٨٢

٤-١٣ Design of Isolated Footing (F11)…… ٨٣

4-13-1 Load Calculations…… ٨٣

4-13-2 Determination of Footing Area……...… ٨٣

	4-13-3 Determination of Footing Depth……	**٨٣**
	4-13-4 Design of Footing Against Punching(Two Way Shear)……..	**٨٤**
	4-13-5 Design of Bending Moment……	**٨٦**
	4-13-6 Design Of Bottom Reinforcement……	**٨٦**
	4-13-7 Development Length of Main Reinforcement…	**٨٧**
	4-13-8 Check Transfer of Load At The Base of Column(Design of Dowels)……	**٨٧**
	4-13-9 Development Length of Dowels……	**٨٨**
٤-١٤	**Design of Strip Footing……**	**٨٩**
	4-14-1 Load Calculations……..	**٨٩**
	4-14-2 Determination of Footing Area……	**٨٩**
	4-14-3 Determination of Footing Depth(One Way Shear)……..	**٨٩**
	4-14-4 Design of Bending Moment……	**٩٠**
	4-14-5 Development Length of Main Reinforcement	**٩١**
	4-14-6 Design of Secondary Reinforcement……	**٩١**
	4-14-7 Check Transfer of Load at Base of Column (Design of Dowels)…….	**٩١**
٤-١٥	**Design of Shear Wall …...…….**	**٩٣**
	4-15-1 Calculation of Loads……..	**٩٣**
	4-15-2 Calculation of Shear Force on "Shear Walls"	**٩٥**
	4-15-3 Design of Shear Wall…….	**٩٥**
	4-15-4 Design of Horizontal Reinforcement……	**٩٥**
	4-15-5 Design of Vertical Reinforcement……	**٩٦**
	4-15-7 Design of Moment…….....	**٩٦**
٤-١٦	**Design of Basement wall……...**	**٩٨**
	4-16-1 Determination of Wall Thickness…….	**٩٩**
	4-16-2 Design of Bending Moment……..	**٩٩**

4-16-3 Design of Shear…….. ١٠٠

4-16-4 Design of Secondary Reinforcement…… ١٠٠

٤-١٧ Design of Water Tank……... ١٠٢

4-17-1 Design the Slab of Water Tank…….. ١٠٢

4-17-1-1 Load Calculations……... ١٠٢

4-17-1-2 Design of Shear Reinforcement……. ١٠٣

4-17-1-3 Design of Reinforcement in x- direction…….. ١٠٣

4-17-1-4 Design of Reinforcement in y- direction…….. ١٠٥

4-17-1-5 Design of Top Reinforcement…… ١٠٦

4-17-2 Design of Water Tank Base…… ١٠٧

4-17-2-1 Design of Shear Reinforcement…… ١٠٧

4-17-2-2 Design of Moment in X-direction…….. ١٠٧

4-17-2-3 Design of Moment in X-direction… …… ١٠٩

4-17-3 Design The Walls of The Water Tank……. ١١٠

4-17-3-1 Determination of Wall Thickness……. ١١١

4-17-3-2 Design of Shear……... ١١٢

4-17-3-3 Design of Bending Moment…… ١١٣

4-17-3-4 Design of Secondary Reinforcement……. ١١٤

4-17-3-5 Design of Interior Walls…… ١١٤

4-17-4 Design Corners of The Water Tank……. ١١٦

4-17-4-1 Design of Bending Moment……... ١١٧

4-17-4-2 Design of Secondary Reinforcement……. ١١٨

الفصل الخامس: النتائج والتوصيات **الصفحة**

٥-١ النتائج **١٢٠**

٥-٢ التوصيات **١٢٠**

المصادر والمراجع **١٢١**

الملاحق **١٢٣**

فهرس الأشكال

الشكل	الوصف	الصفحة
(١-١)	المخطط الزمني للمشروع	٤
(١-٢)	مخطط دليل الموقع	٦
(٢-٢)	خارطة موقع المشروع	٧
(٣-٢)	المشروع المقترح	٨
(٤-٢)	الموقع العام	٩
(٥-٢)	المسقط الأفقي لطابق التسوية الأولى	١٠
(٦-٢)	المسقط الأفقي لطابق التسوية الثانية	١١
(٧-٢)	المسقط الأفقي للطابق الأرضي	١٢
(٨-٢)	المسقط الأفقي للطابق الأول	١٣
(٩-٢)	المسقط الأفقي للطابق الثاني	١٤
(١٠-٢)	الواجهة الشرقية	١٥
(١١-٢)	الواجهة الشمالية	١٦
(١٢-٢)	الواجهة الغربية	١٧
(١٣-٢)	الواجهة الجنوبية	١٨
(١٤-٢)	الحركة في المبنى	١٩
(١٥-٢)	الحركة العمودية داخل المبنى	٢٠
(١٦-٢)	الحركة الأفقية داخل المبنى	٢٠
(١٧-٢)	الحركة خارج المبنى	٢١
(١-٣)	الأحمال الميتة والحية	٢٤
(٢-٣)	بعض العناصر الإنشائية المكونة للمبنى	٢٦
(٣-٣)	عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	٢٧
(٤-٣)	جسر مسحور	٢٨
(٥-٣)	جسر ساقط	٢٨
(٦-٣)	أحد أشكال الأعمدة	٢٩
(٧-٣)	الأسلاك	٢٩
(٨-٣)	الأدراج	٣٠
(٩-٣)	جدار القص	٣٠
(١٠-٣)	جدار استنادي	٣١

فهرس الجداول

الجدول	الوصف	الصفحة
(١-١)	المخطط الزمني للمشروع.....	٤
(١-٣)	الكثافة النوعية للمواد الإنشائية المستخدمة بالمشروع.....	٢٥
(٢-٣)	الأحمال الحية المستخدمة لعناصر المبنى.....	٢٥

List of Figures

Figure	Description	Page
(4-1)	Section of the Rib……	٣٦
(4-2)	Design of Topping……	٣٧
(4-3)	Rib (R2) location…….....	٣٩
(4-4)	shear and moments diagrams for Rib R2……..	٣٩
(4-5)	Beam B(15) location……..	٥٠
(4-6)	shear and moments diagrams for Beam B(15)…..	٥٠
(4-7)	structural system of stair1……...	٦٣
(4-8)	shear diagram of stair1……	٦٤
(4-9)	moment diagram of stair1……	٦٥
(4-10)	Reinforcement of stair1……	٦٨
(4-11)	moment diagram of landing…….	٧٠
(4-12)	one way solid slab…….	٧٣
(4-13)	two way solid slab…….	٧٦
(4-14)	short column reinforcement……	٨١
(4-15)	short column ties……...	٨٢
(4-16)	Geometry of the footing (F11)…….	٨٥
(4-17)	Geometry of strip footing…….	٩٠
(4-18)	FX, Vu, Mu……	٩٤
(4-19)	Geometry of basement wall…….	٩٨
(4-20)	Geometry of the slab…….	١٠٢
(4-21)	Geometry of water tank base……	١٠٧

(4-22) Moment in X-direction……. ١٠٧
(4-23) Geometry of wall…..……. ١١٠
(4-24) moment diagram of basement wall…… ١١٠
(4-25) moment diagram of basement wall…… ١١١
(4-26) shear diagram of basement wall…… ١١٢
(4-27) moment diagram of basement wall……. ١١٦
(4-28) moment diagram of basement wall…… ١١٦

List of Tables

Table	Description	Page
(4-1)	overall depth of one –way ribbed slab……	٣٥
(4-2)	The total dead load for one way rib slab……	٣٦
(4-3)	FX Calculations……	٩٤

List of Abbreviations

- **Ac** = area of concrete section resisting shear transfer.
- **As** = area of non-prestressed tension 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.
- **DL** = dead loads.
- **d** = distance from extreme compression fiber to centroid of tension reinforcement.
- **Ec** = modulus of elasticity of concrete.
- **Fy** = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- **h** = overall thickness of member.
- **I** = moment of inertia of section resisting externally applied factored loads.
- **Ln** = length of clear span in long direction of two- way construction, measured face-to-face of supports in slabs without beams and face to face of beam or other supports in other cases.
- **LL** = live loads.
- **Ld** = development length.
- **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
- **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. (kN/m³).
- **W** = width of beam or rib.
- **Wu** = factored load per unit area.
- **Φ** = strength reduction factor.
- **SH** = Shear Wall.
- **BS** = Basement Wall

الفصل الأول

١

المقدمـــة

١-١ مقدمة.

٢-١ مشكلة المشروع.

٣-١ أهداف المشروع.

٤-١ أهمية المشروع.

٥-١ منهجية المشروع.

٦-١ محتويات المشروع.

٧-١ الجدول الزمني.

الفصل الأول
المقدمة

١-١ مقدمة :

تعتبر محافظة الخليل واحدة من أهم محافظات فلسطين، وهي تمثل أكبر محافظة من حيث عدد السكان، وتتوفر فيها العديد من السمات والمميزات التي تجعلها متفردة في مجالات العطاء التعليمي والاجتماعي والاقتصادي على حدسواء.

ومن ضمن الجهات البانية في المحافظة، واحدة من منظمات المجتمع المدني الفلسطيني، برزت جمعية الشبان المسلمين كمؤسسة رائدة في توفير احتياجات المجتمع المحلي الموجود في المحافظة، فهذه المؤسسة لديها أكثر من خمسة عشر مؤسسة فرعية تنطوي تحت لوائها، تقوم برعاية الأيتام والأسر المحتاجة، وكفالة طلبة العلم، ورعاية الأطفال من خلال رياضها المنتشرة ومدارسها المميزة.

وفي إطار سعينا للوقوف على موضوع البحث، استوقفنا بناء جديد لهذه المؤسسة يتمثل ببناء مدرسة،ستقام على قطعة أرض قامت الجهات الإدارية فيها بشرائها، تقع في منطقة شارع السلام، وسيتم تصميمها لتكون معلماً بارزاً من معالم فلسطين، ومنشأة جامعة تشكل عصب عمل هذه المؤسسة العملاقة من مؤسسات محافظة الخليل.

وكمجال من مجالات التخصص الأكاديمي، باشرنا العمل على دراسة الموقع، وتمحيص مجالات العمل التي سنسلط عليها الأضواء، وصولا إلى الطريق لدراسة المبنى إنشائيا، وتشمل الدراسة الإنشائية على تحديد النظام الإنشائي للعمل، وعلى تصميم وتحليل كافة العناصر الإنشائية للمبنى وصولا لمرحلة إعداد المخططات التنفيذية الكاملة. لنقوم من خلال جهد استمر لأشهر بوضع ملامح المشروع الهندسي الذي نقدمه بين أيديكم.

١-٢ مشكلة المشروع:

تكمن مشكلة المشروع في انجاز بحث علمي يشمل كافة الدراسات اللازمة لعمليتي التحليل والتصميم الانشائي لكافة العناصر الانشائية للمبنى، بما يتوافق والناحية المعمارية المخططة، اذ سيتم تحليل وتصميم كل عنصر انشائي لوحده لحتى الانتهاء بالتصميم للمبنى بشكل كامل.

١-٣ أهداف المشروع:

١. الوفاء بجزء من متطلبات الحصول على درجة البكالوريوس في الهندسة المدنية.
٢. التصميم الإنشائي لكافة العناصر الإنشائية للمبنى لتحقيق الغرض الأساسي، بالإضافة إلى توفير عوامل الأمان والاقتصادية بما يتوافق وما تم دراسته بالمساقات الجامعية.
٣. إعداد المخططات الإنشائية التنفيذية بشكل واضح ليسهل تنفيذها على أرض الواقع.
٤. التلاؤم والجانب المعماري للمبنى للمحافظة على الطابع الجمالي.

١-٤ أهمية المشروع:

١. عمل تحاليل وتصاميم إنشائية كاملة لمشروع إنشائي.
٢. التوجه إلى مشروع إنشائي كهذا المشروع يكسب الخبرة في كيفية تصميم معظم العناصر الإنشائية.

١-٥ منهجية المشروع:

١. دراسة المخططات المعمارية الخاصة بالمشروع، بالاضافة الى اجراء بعض التعديلات المعمارية على المخططات.
٢. الدراسة الانشائية للمبنى، وتحديد الاحمال الواقعة على العناصر، وتحديد النظام الانشائي له.
٣. التحليل الانشائي للعناصر.
٤. التصميم الانشائي المحوسب للعناصر الانشائية.
٥. اعداد المخططات الانشائية التنفيذية.
٦. عرض المشروع ومناقشته امام اللجنه الهندسية الممتحنة.

* تم كتابة نص كل مرحلة من المراحل بعد الانتهاء منها وفقا للمخطط الزمني.

١-٦ محتويات المشروع:

الفصل الأول: يتناول هذا الفصل مقدمة عامة عن المشروع، اهميته، أهدافه، بالاضافة الى تسلسل مراحل العمل في المشروع.

الفصل الثاني: ويشمل هذا الفصل على الوصف المعماري الكامل للمشروع: من حيث وصف موقع البناء، الاستخدامات، والمساقط للطوابق المتعددة، بالاضافة الى الواجهات الخاصة به.

الفصل الثالث: يتناول هذا الفصل الوصف الانشائي العام للعناصر الانشائية المستخدمة بالمبنى، بالاضافة الى المفاهيم اللازمة لعمليتي التحليل و التصميم الانشائي.

الفصل الرابع: يتناول هذا الفصل عملية التحليل والتصميم الانشائي للعناصرالانشائية المستخدمة في المبنى وسيتم عرضه باللغة الانجليزية.

الفصل الخامس: يتناول هذا الفصل اهم النتائج التي تم التوصل اليها بالاضافة الى التوصيات.

1-٧ الجدول الزمني:

جدول (١-١): المخطط الزمني للمشروع.

الرقم	النشاط	فترة النشاط (بالأسابيع)													
		٢	٤	٦	٨	١٠	١٢	١٤	١٦	١٨	٢٠	٢٢	٢٤	٢٦	٢٨	٣٠
١	دراسة المخططات المعمارية															
٢	دراسة تحليلية للمنشأ															
٣	التصميم الإنشائي الكامل للعناصر															
٤	إعداد المخططات الإنشائية															
٥	كتابة التقرير النهائي															

الشكل (١-١): المخطط الزمني للمشروع

الفصل الثاني

٢

الوصف المعماري للمبنى

٢-١ مقدمة.

٢-٢ موقع المشروع.

٢-٣ أهمية الموقع ومميزاته.

٢-٤ النواحي المعمارية.

٢-٤-١ مقدمة.

٢-٤-٢ الموقع العام.

٢-٤-٣ العناصر المعمارية الداخلية.

٢-٤-٤ العناصر المعمارية الخارجية.

٢-٤-٥ الحركة.

الفصل الثاني
الوصف المعماري للمشروع

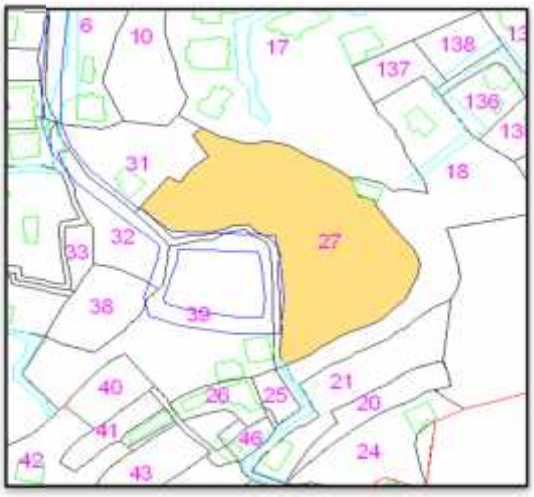
٢-١ مقدمة:

صمم هذا المشروع معمارياً لإنشاء مدرسة جمعية الشبان المسلمين في منطقة شارع السلام في مدينة خليل الرحمن، على قطعة أرض تبلغ مساحتها تسعة دونمات تقريباً، حيث يتم تصميمها كوحدة متكاملة توفر الهدف من إنشائها.

إذ يأتي هذا المشروع لتحقيق جملة من الأهداف والتطلعات التي تعتمدها مؤسسة جمعية الشبان المسلمين في خدمة المجتمع الفلسطيني، حيث تؤمّن مدرسة من المدارس المميزة على صعيد البناء والمستلزمات المدرسية، وتخفف من ضغط الصفوف الدراسية الموجودة في مدارس محافظة الخليل عموماً، ويعتبر هذا المشروع ريادياً من حيث التصميم الهندسي والمعماري، وفيه سمات ومميزات تجعل منه بيئة صالحة للدراسة .

٢-٢ موقع المشروع:

يبين الشكل(٢-١) قطعة الأرض التي سيقام عليها مشروع مدرسة جمعية الشبان المسلمين، والتي تقع وسط مدينة الخليل، في منطقة شارع السلام، وفي الحوض رقم(٣٤٤٠٦) وتحديداً على أرض القطعة رقم(٢٧) والبالغة مساحتها (٩٠٤٢)م^{٢}.



الشكل (٢-١): مخطط دليل الموقع.

الشكل (٢-٢): خارطة تبين موقع المشروع.

٢-٣ أهمية الموقع ومميزاته:

١. يعتبر هذا الموقع ذو أهمية كبيرة **نظراً** لقربه **من وسط** المدينة، وعلى مفترق طرق يربط العديد من **مناطق المدينة، مما أتاح** إمكانية الوصول إليه من عدة مناطق.
٢. قربه من شارع رئيسي وحيوي تتوفر فيه الخدمات والمرافق **العامة** من مياه، كهرباء ومواصلات...**الخ**.
٣. يعتبر هذا المبنى **من المباني ذات الاستخدام العام**، وعليه؛ **فإن** وجود هذا الموقع **للمبنى بجوار عدد من المباني** السكنية يزيد من أهمية **موقع المبنى**، ويجعله محققاً لكثير من أهدافه التي أقيم من أجلها.

٢-٤ العناصر المعمارية:

٢-٤-١ مقدمة:

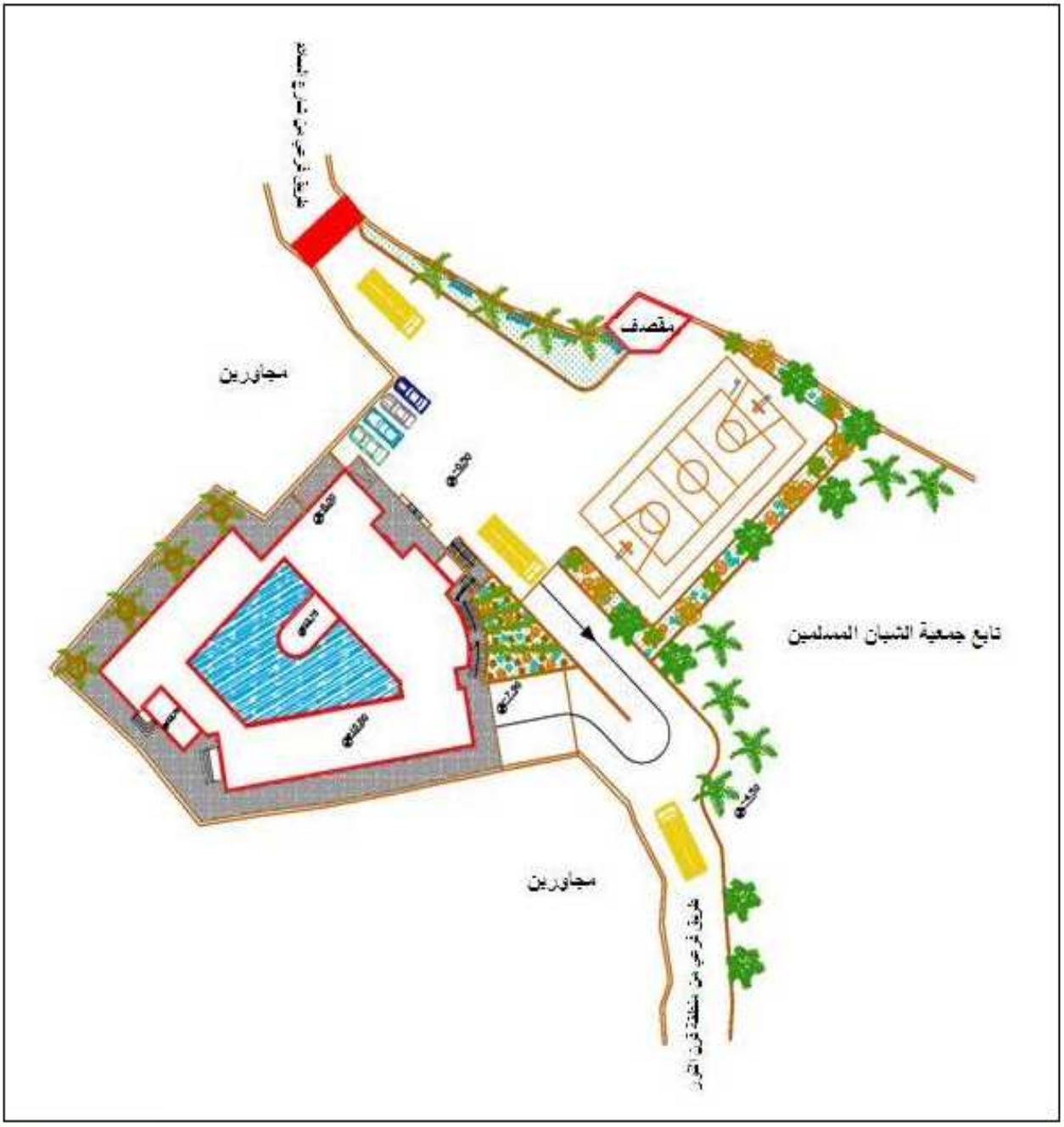
التصميم المعماري هو عملية إبداع وابتكار وفقاً لقواعد ومنظومات علمية هندسية وذوقية ناتجة من قيم وثقافات متعددة لها ارتباطات حضارية، ويعبر عن انبثاق أفكار نابعة من قواعد تهدف إلى تشييد البيئة. أما العملية التصميمية فهي الوسيلة الناضجة لإثراء العمل المعماري، وهي الإبداع الذي يعني ترك العنان لخيال وأحاسيس الإنسان ليتألق في مجال تخصصه وفق ما يراه.

يهدف التصميم المعماري بشكل عام إلى الوصول لشكل مناسب لقطعة الأرض المنشأ عليها، ومنسجم مع المباني الموجودة حوله، وملبياً للاحتياجات الإنسانية المختلفة.

وبالرغم من تعدد العوامل المؤثرة على العملية التصميمية وتداخلها فلا بد من الوصول إلى الشكل المعماري المناسب، بحيث تتم دراسة العلاقات الوظيفية والمساحات والفراغات وعلاقتها مع بعضها البعض لإعطاء الشكل المعماري الجميل، مع ملاحظة مطابقة التصميم للمعايير الخاصة بأنظمة البناء، كالارتدادات والبروزات ونوع الاستخدام، وملائمة المداخل والمخارج للمبنى مع حركة السير والشوارع المحيطة.

الشكل (٢-٣): المشروع المقترح.

٢-٤-٢ الموقع العام:



الشكل (٢-٤): الموقع العام.

٢-٤-٣ العناصر المعمارية الداخلية:

للحديث عن هذا المشروع بإطاره الهندسي والمعماري، فإن هذا المشروع يتكون من خمسة طوابق (تسويه **أولى**، تسوية ثانية، **طابق أرضي، طابق أول، طابق ثاني**) **بمساحة** طابقيه كلية تبلغ (٤١٧١)م^{٢}، **موزعة** كما يلي:

١. **طابق التسوية الأولى**: تبلغ مساحة هذا الطابق٩٤٣م^{٢}، وهو أكثر الطوابق ارتفاعا حيث يبلغ ارتفاعه **الصافي أربعة أمتار** ليتناسب والغرض الذي صمم لأجله، يتم الوصول إلى هذا الطابق من خلال عدة **مداخل**، ويحتوي هذا الطابق على وسائل اتصال عمودية تشمل مطالع درج، ويضم المرافق التالية:

- **قاعة متعددة الأغراض**، وهي قاعة ذات مساحة كبيرة تتسع لعدد كبير من الطلاب، **وتستخدم** للنشاطات الرياضية و النشاطات الطلابية المنهجية واللامنهجية.
- **مخزن بمساحة تقدرب** ٢٠٠م^{٢}.
- **عدد من الوحدات** الصحية.
- غرف تغيير الملابس.

الشكل (٢-٥): **المسقط الأفقي** لطابق التسوية الأولى.

٢. **طابق التسوية الثانية**: تبلغ مساحة هذا الطابق ٨٢١م^{٢} **بارتفاع** ٣.٣٠م، يتم الوصول إلى هذا الطابق من خلال مطالع الدرج الرئيسية ويضم هذا الطابق الفعاليات التالية:

- سبعة صفوف دراسية يتسع كل صف منها ل ٤٠ طالباً بمساحة ٤٤.٦٤م^2 لكل غرفة صفية، وتحتل هذه الصفوف مكاناً مناسباً من المبنى، حيث تتوفر فيهم الإضاءة والتهوية المناسبتين بالإضافة إلى التوجيه المناسب.
- مختبر أحياء: تم تقسيم حيز المختبر وفق الأسلوب العلمي المعاصر في مثل هذه المرافق العلمية التخصصية، حيث تم تقسيمه إلى منطقة العمل والاختبار، وغرفة خاصة لتخزين الأدوات والمواد المستخدمة في التجارب العملية، بالإضافة إلى مكتب خاص لمشرف المختبر.
- قاعة عرض: وهي قاعة رحبة تناسب حجم الأنشطة المبتغاة، وتلبي المقصد الأساس منها، فبالإضافة إلى التوجيه المناسب؛ فإن الإضاءة مناسبة للغرض الذي صممت لأجله. وتحتوي قاعة العرض على غرفة خاصة بالمشرف المسؤول عنها، وأخرى تستخدم كمخزن للمواد المستخدمة في القاعة.
- عدد من الوحدات الصحية ومخزن خاص.

الشكل (٢-٦): المسقط الأفقي لطابق التسوية الثانية.

٣. **الطابق الأرضي**: تبلغ مساحة هذا الطابق ٨١٢ م^{٢}، **بارتفاع ٣.٣٠م**، ويعتبر الطابق الرئيس، **وذلك** لاحتوائه على **الغرف والمكاتب الإدارية** للكادر الإداري والتدريسي. يطل هذا الطابق على المدخل الرئيسي للمدرسة من الجهة الشرقية للمبنى، ويضم المرافق التالية:

- **سبعة صفوف دراسية** يتسع كل صف منها ل ٤٠ **طالباً، بمساحة** ٤٤.٦٤م^{٢} لكل غرفة صفية، وتقع هذه الصفوف في مكان مناسب من المبنى، تتوفر فيهم **الإضاءة** والتهوية المناسبتين والتوجيه المناسب.
- غرف معلمين: وقد قسمت وفق طبيعة الكادر التدريسي العامل في المؤسسة التعليمية إلى غرفتين: إحداهما للمعلمين، والأخرى للمعلمات.
- المكاتب الإدارية الرسمية، حيث يشتمل على غرفة الإدارة، مع غرفة سكرتارية. ولهذه المكاتب الإدارية ميزة واضحة من حيث الموقع المختار لها، فهي تقع في مكان يمكن الإدارة **من التحكم بأمور المدرسة** ومتابعة ما يجري فيها عن كثب، **وبالقرب** من المدخل الرئيسي **للمدرسة**، والذي يمكّن الزوار من الوصول إليها بسهولة.
- **غرفة المرشد الاجتماعي**: تقع بالقرب من غرفة الإدارة، وذلك لتحقيق المتابعة السريعة والفورية لأمور **الطلبة بالتعاون مع إدارة المدرسة**.
- **المطبخ**.
- **المرافق** والوحدات الصحية.

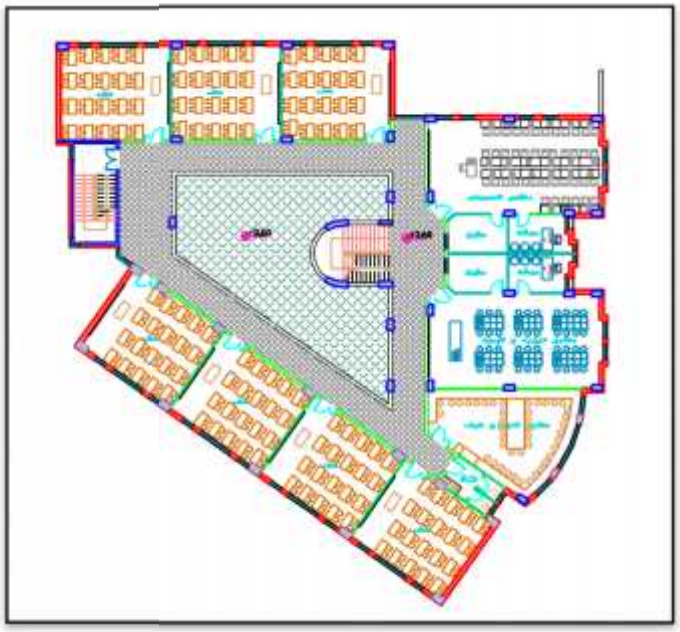
الشكل (٢-٧): المسقط الأفقي للطابق الأرضي.

٤. **الطابق الأول**: تبلغ مساحة هذا الطابق ٨١٣م^2، بارتفاع ٣.٣٠م، ويضم هذا الطابق المرافق التالية :

- سبعة صفوف دراسية يتسع كل صف منها ل ٤٠ طالباً، بمساحة ٤٤.٦٤م^2 لكل غرفة صفية، وتحتل مكاناً مناسباً من المبنى وفق الشروط الملائمة للصف الدراسي المطلوب، حيث تتوفر فيها الإضاءة والتهوية المناسبتين والتوجيه المناسب.
- مختبر الفيزياء والكيمياء: حيث تم تقسيم حيز المختبر إلى منطقة العمل والاختبار، وغرفة خاصة لتخزين الأدوات والمواد المستخدمة في التجارب العملية، بالإضافة إلى مكتب خاص لمشرف المختبر، وقد تم دمجهما نظراً لأن تمديداتهم واحدة.

إن تصميم هذه المختبرات يتم حسب المواصفات الخاصة بها، بما يضمن السلامة العامة للطلاب أثناء إجراء التجارب.

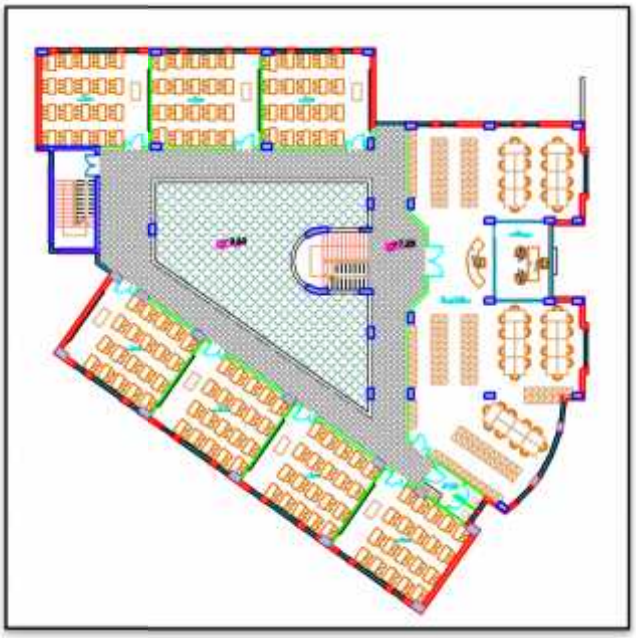
- مختبر كمبيوتر: وتم تقسيم حيز المختبر إلى منطقة العمل، وغرفة خاصة لتخزين الأدوات المستخدمة في العملية التعليمية، بالإضافة إلى مكتب خاص لمشرف المختبر.
- مختبر الفنون والحرف.
- عدد من الوحدات الصحية.



الشكل (٢-٨): المسقط الأفقي للطابق الأول.

٥. **الطابق الثاني**: تبلغ مساحة هذا الطابق ٧٢٧م^2، بارتفاع ٣.٣٠م، ويضم هذا الطابق المرافق التالية:

- سبعة صفوف دراسية يتسع كل صف منها ل ٤٠ طالباً، بمساحة ٤٤.٦٤م^2 لكل غرفة صفية، وتحتل هذه الصفوف مكاناً مناسباً من المبنى تتوفر فيهم الإضاءة والتهوية المناسبتين، والتوجيه المناسب.
- المكتبة : تحتل الجزء الأكبر من الطابق، وتتميز بالإطلالة الجميلة، والتوجيه المناسب الذي يمكن أشعة الشمس من الدخول إليها مما يوفر الإضاءة الطبيعية والمريحة للقارئ، وتحتوي على غرفة لأمين المكتبة تشرف على جميع أركانها.
- عدد من الوحدات الصحية.



الشكل (٢-٩): المسقط الأفقي للطابق الثاني.

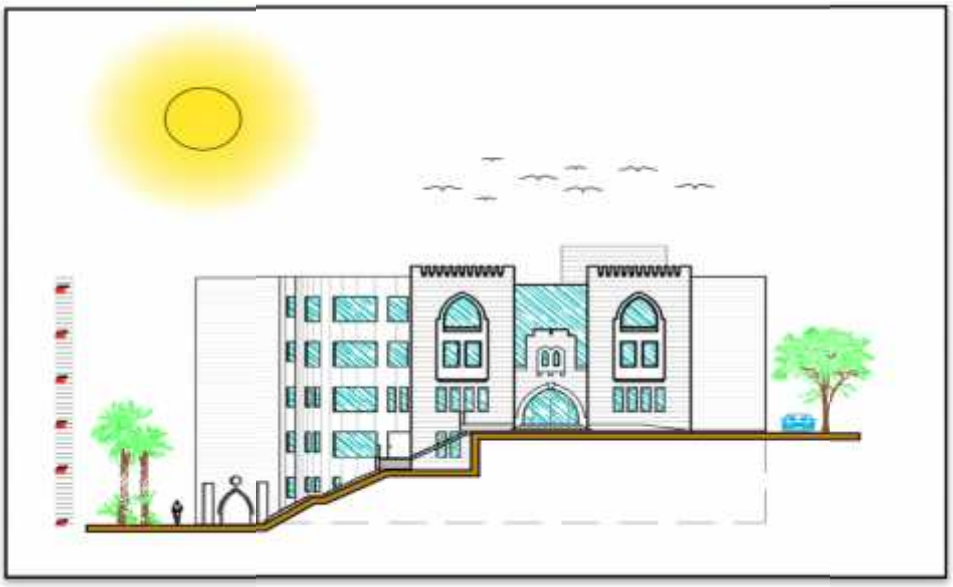
٢-٤-٤ العناصر المعمارية الخارجية (الواجهات):

تتجسد صورة الواجهات من خلال تكامل مجموعة من العناصر والأشكال المتداخلة والمتناسقة مع بعضها البعض، والتي تتحد بدورها لتبرز جمال المبنى وشفافية واجهاته، وتتسع هذه العناصر لتشمل وجود الكثير من البروزات واتحاد عدد من الكتل، وتنوع الحجر، كما أضاف المصمم أشكالاً مختلفة من الشبابيك التي تتنوع بين الزجاج والألمنيوم، لتعكس جمال المبنى وجاذبيته، كما أن المزج بين الماضي والحاضر، وخاصة في الفتحات والتصوينة أضفى جمالاً وقوة وهيبة للمشروع .

١. **الواجهة الشرقية (الرئيسية):**

تتميز هذه الواجهة بوجود المدخل الرئيسي للمدرسة والمؤكد بطريق معمارية مميزة، كما أن بروز الكتلتين المتماثلتين بوجود الشبابيك على شكل أقواس جعل لها طابعاً جميلاً ولمسة إسلامية رائعة.

وقد أبدع المصمم بإظهار الواجهة للمشاهد بشكل لائق، حيث أمكننا الحصول على متابعة بصرية جميلة وجذابة تكسبه انطباعا ذهنيا رائعا.



الشكل (٢-١٠): الواجهة الشرقية.

٢. **الواجهة الشمالية:**

تتميز هذه الواجهة بالبساطة والتي تنسجم مع طبيعة الاستخدام المتكرر للطوابق, حيث تتكون هذه الواجهة من كتلتين أساسيتين, إحداهما تمثل مكرر الصفوف الدراسية، والأخرى للمختبرات. وتتكون هذه الواجهة من نوع واحد من الحجر, وتحوي على العديد من الشبابيك بأشكال متناسقة جميلة.

الشكل (٢-١١): الواجهة الشمالية.

٣. الواجهة الغربية:

كغيرها من واجهات المبنى، فإن هذه الواجهة تتميز بالبساطة المتمثلة بالتكرار والتناسق المتناغمين، والتي تنمي المظهر الخارجي.

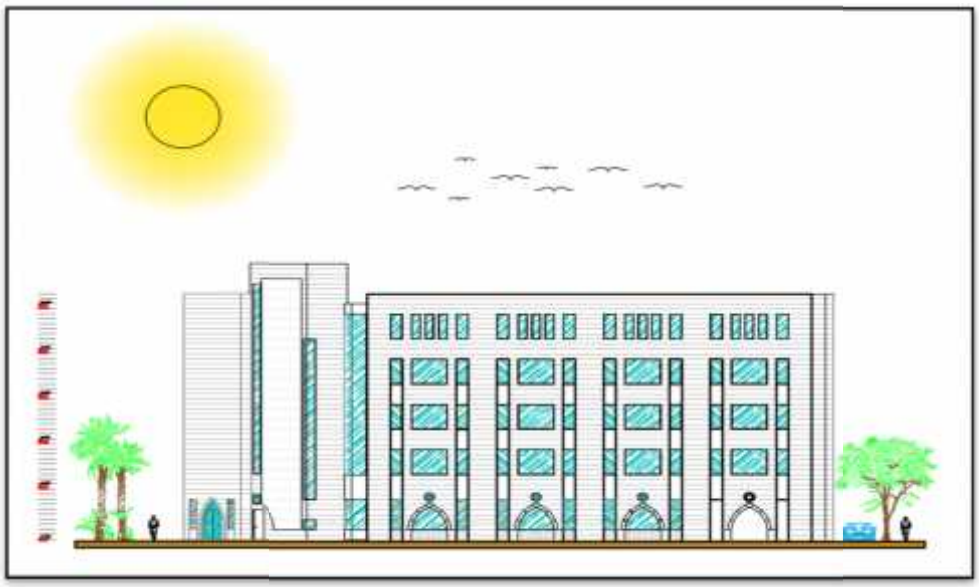
كذلك؛ فإننا نلاحظ الانسجام بين الكتل المعمارية، كما أن الطابع الإسلامي الذي تتميز فيه هذه المدرسة بات واضحاً في هذه الواجهة كما هو في باقي الواجهات.

الشكل (٢-١٢): الواجهة الغربية.

٤. الواجهة الجنوبية:

من أهم العناصر التي أظهرت جمال هذه الواجهة التناغم والانسجام بين مختلف الكتل المعمارية، كذلك فإن التكرار المتقن للشبابيك أضفى شعوراً بالاتزان والثقل والثبات.

تحوي هذه الواجهة مدخل التسوية الأولى من الناحية الشرقية، وقد صُمم بطريقة توحي بالوضوح والاتساع.



الشكل (٢-١٣): الواجهة الجنوبية.

٢-٤-٥ الحركة:

تتنوع التصميمات الهندسية والخطوات المعمارية بحسب طبيعة البناء ومجالات استخدامه، ويخضع كل بناء هندسي لجملة من المتطلبات عليه أن يراعيها لتحقيق اليسر والسهولة في حركة الأفراد فيه من وإلى مرافق الموجودة.

ولما كانت المؤسسات التعليمية تضم مجموعات كبيرة من الطلبة، وتحتوي على مرافق متنوعة تلبي الاحتياجات العملية التربوية والتعليمية، كان لزاماً على المصمم أن يأخذ في الحسبان مسارات الحركة الداخلية والخارجية، وشكل الحركة عليها، وتأمين التصور الشمولي لها لتحقق المقصود منها.

ومن أهم المجالات التي يجب على المصمم مراعاتها هنا: أن تكون هناك توزيعات سليمة للأدراج في المبنى، وأن تكون هذه التصميمات صادرة عن وعي بطبيعة الحركة من وإلى المرافق المختلفة الموجودة فيها، فعليه مراعاة سعة الممرات، وحجم الدرجات وشكلها بما يتلاءم مع البناء، وتوزيع الأدراج بناء على حجم وشكل الحركة في المبنى.

الشكل (٢-١٤): الحركة في المبنى.

و تقسم الحركة في المبنى إلى:

١. الحركة داخل المبنى:

- الحركة العمودية داخل المبنى: وتتمثل بحركة المدرسين والطلاب من خلال أدراج موزعة في داخل المدرسة لسهولة الوصول إلى كافة الطوابق والمستويات والمرافق.

الشكل (٢-١٥): الحركة العمودية داخل المبنى.

- الحركة الأفقية داخل المبنى: والتي تتضح من خلال ممرات تتوزع حول ساحة مكشوفة في داخل المدرسة تتميز بالاتساع؛ لتسهيل حركة الطلاب، وتصل إلى جميع المرافق الخدماتية والتعليمية الموجودة بكل طابق من الطوابق.

الشكل (٢-١٦): الحركة الأفقية داخل المبنى.

٢. الحركة خارج المبنى:

المباني والمؤسسات العامة، لاسيما المؤسسات التعليمية تحتاج إلى جملة من الإجراءات التصميمية والمعمارية التي تجعلها صالحة لوجود حركة فاعلة وآمنة فيها، تلبي احتياجات المؤسسة وتسمح لكل العاملين والمستفيدين منها من التحرك في مجالاتهم واتجاهاتهم بيسر وسهولة.

ولتسهيل هذه الحركة يجب أن تتوفر عدة شروط: منها توفر الساحات والممرات الواسعة التي تتيح لحافلات نقل الطلاب سهولة الحركة، والاتساع الكافي لاستيعاب المستخدمين وأولياء الأمور والزوار. بالإضافة إلى ذلك، لا بد من توفير المنحدرات الضرورية لتسهيل حركة ذوي الاحتياجات الخاصة، ونظرا لاختلاف المناسيب في الموقع؛ لا بد من توفر أدراج تسمح بالتنقل بين المستويات للأفراد على اختلاف حاجاتهم في المؤسسة.

الشكل (٢-١٧): الحركة خارج المبنى.

الفصل الثالث

٣

الوصف الإنشائي للمبنى

٣-١ مقدمة.

٣-٢ هدف التصميم الإنشائي.

٣-٣ الاختبارات العملية.

٣-٤ الأحمال.

٣-٥ العناصر الإنشائية المكونة للمبنى.

٣-٦ برامج الحاسوب المستخدمة.

الفصل الثالث
الوصف الإنشائي للمشروع

٣-١ المقدمة:

تعتبر دراسة مبادئ التحليل الإنشائي للمنشآت الخرسانية، ومعرفة العناصر الإنشائية المكونة للمبنى، بالإضافة إلى دراسة أسس تحقيق السلامة ومعاملات الأمان، من أهم ما يجب أن يتطلع إليه المهندس الإنشائي، لذلك فإن هذا يتطلب وصفاً شاملاً للعناصر الإنشائية المكونة للمشروع التي سيتم التعامل معها.

ويتناول هذا الفصل دراسة العناصر الإنشائية التي يحتويها المشروع من عقدات وجسور وأعمدة وأساسات وغيرها من العناصر الإنشائية اعتمادا على الكود الأمريكي، كذلك الأحمال الواقعة على المبنى وذلك باستخدام المعايير والكودات والمواصفات القياسية.

٣-٢ هدف التصميم الإنشائي:

إن القيام بمشروع معين يتطلب مروره بمراحل متعددة حتى يصل إلى الوضع الذي يتم استخدامه فيه، ولكل مرحلة من هذه المراحل هدف معين، فالهدف من عملية التصميم الإنشائي هو اختيار نظام إنشائي متكامل ومتزن وقادر على تحمل القوى الواقعة عليه بحيث يلبي المنشأ متطلبات ورغبات المستخدمين، مع الأخذ بعين الاعتبار الشكل المعماري والأبعاد الاقتصادية له. والتصميم الإنشائي للمشروع يتطلب تحديد واختيار العناصر الإنشائية المختلفة وتحليل وتصميم هذه العناصر للحصول على مبنى آمن قابل للاستخدام، وبالتالي يتم تحديد العناصر الإنشائية بناءا على:

- عامل الأمان: وذلك بتصميم مقاطع إنشائية قادرة على تحمل الأحمال الواقعة عليها.
- التكلفة الاقتصادية: يتم تحقيقها عن طريق مواد البناء ومقاطع مناسبة التكلفة وكافية للغرض التي ستستخدم من أجله.
- النواحي المعمارية والجمالية للمبنى .
- حدود صلاحية المبنى للتشغيل: من حيث تجنب أي هبوط زائد و تجنب التشققات المثيرة لإزعاج المستخدمين.

٣-٣ الاختبارات العملية:

إن القيام بتصميم أي مشروع إنشائي يتطلب إجراء فحوصات للتربة لمعرفة قوة تحملها ومواصفاتها، ومعرفة منسوب المياه الجوفية وعمق الطبقة التأسيسية المناسبة لوضع الأساسات. ويتم ذلك بعمل ثقوب استكشاف في

التربة بأعداد وأعماق مدروسة، وأخذ العينات المستخرجة من أرض الموقع لعمل فحوصات التربة اللازمة لها، ومن أهم النتائج التي نحتاجها من هذه الاختبارات، مقدار قوة تحمل التربة للأحمال الواقعة عليها من المبنى، وقد تم الحصول على هذه القيمة للتربة التي سيقام عليها المشروع من المهندس الذي قام بعمل هذا الاختبار وتساوي (٤كغم/سم^{٢}).

٣-٤ الأحمال:

لدراسة مفهوم التصميم الإنشائي يجب معرفة أن أي مبنى يتعرض لمجموعة من الأحمال يتم تحديدها بشكل دقيق باستخدام الكودات المختلفة، حيث أن الخطأ في مثل هذه الحسابات يؤثر سلبا على التصميم الإنشائي، وقد يكون هذا الخطأ فادحا وقد يؤدي إلي خسائر بشرية ومادية، وهذا يتطلب من المهندس الإنشائي تصميم المقاطع بشكل يقاوم هذه القوى والإجهادات الواقعة عليها. ويمكن تصنيف الأحمال المؤثرة على أي منشأ بأحمال رئيسية مباشرة وأحمال ثانوية غير مباشرة كما سيأتي :

١. **الأحمال الرئيسية المباشرة:**
   - الأحمال الميتة.
   - الأحمال الحية.
   - الأحمال البيئية.

الشكل (٣-١): الأحمال الميتة والحية.

٢. **الأحمال الثانوية الغير مباشرة:** وتشمل الانكماش الجاف للخرسانة، والتأثير الحراري والزحف والهبوط لتربة الأساس، ويمكن أخذ هذه الأحمال بعين الاعتبار بتوفير فواصل تمدد في المبنى.

٣-٤-١ الأحمال الميتة:

وهي القوى الدائمة والناتجة من قوى الجاذبية الأرضية، وهي ثابتة من حيث المقدار والموقع، ولا تتغير بزيادة عمر المبنى، فهي نتيجة لوزن العناصر الإنشائية المختلفة وأوزان العناصر المرتكزة عليها بصورة مستديمة كالقواطع والحوائط. وعملية تحديد هذه الأحمال تتم من خلال افتراض أبعاد العناصر الإنشائية، ومن خلال الكثافات النوعية المحددة لمواد البناء المختلفة، وقد استخدمنا الكود الأردني لذلك.

جدول (٣-١): الكثافة النوعية للمواد الإنشائية المستخدمة بالمشروع.

رقم البند	المادة	الكثافة النوعية (kg/m^3)
1	المونة والبلاط	٢٤٠٠
٢	الخرسانة	٢٥٠٠
٣	الطوب المفرغ	١٠٠٠
٤	القصارة	٢٢٠٠
٥	الرمل	١٦٤٠

٣-٤-٢ الأحمال الحية:

وهي الأحمال التي تتغير من حيث المقدار والموقع خلال عمر المبنى والتي تعتمد على نوع المبنى الوظيفي.

وهذه الأحمال تشمل :

- أحمال الاستخدام الناتجة عن الأشخاص.
- الأحمال الديناميكية كالأجهزة التي تحدث اهتزازات بالمنشأ.
- الأحمال الساكنة لمكونات المبنى التي يمكن تغيير مكانها كالأثاث والأجهزة والآلات.

جدول (٣-٢): الأحمال الحية المستخدمة لعناصر المبنى اعتمادا على الكود الأردني.

رقم البند	طبيعة الاستخدام	الحمل الحي (kg/m^2)
1	الصفوف الدراسية	٣٠٠
2	الأدراج والممرات	٤٠٠
3	المختبرات	٤٠٠
4	المكتبة	٥٠٠
5	القاعة المتعددة الأغراض	٥٠٠

*قواطع الطوب قد تم إهمالها نظراً لأن الأحمال الحية مرتفعة "حسب الكود الأمريكي".

٣-٤-٣ الأحمال البيئية:

وتضم هذه الأحمال أحمال الثلوج والرياح وأحمال الهزات الأرضية، وهذه **الأحمال** تعتبر أحمالا متغيرة من ناحية المقدار والموقع، والعناصر التي يعتمد عليها في تحديد هذه الأحمال هي السرعة، **وارتفاع المبنى**.

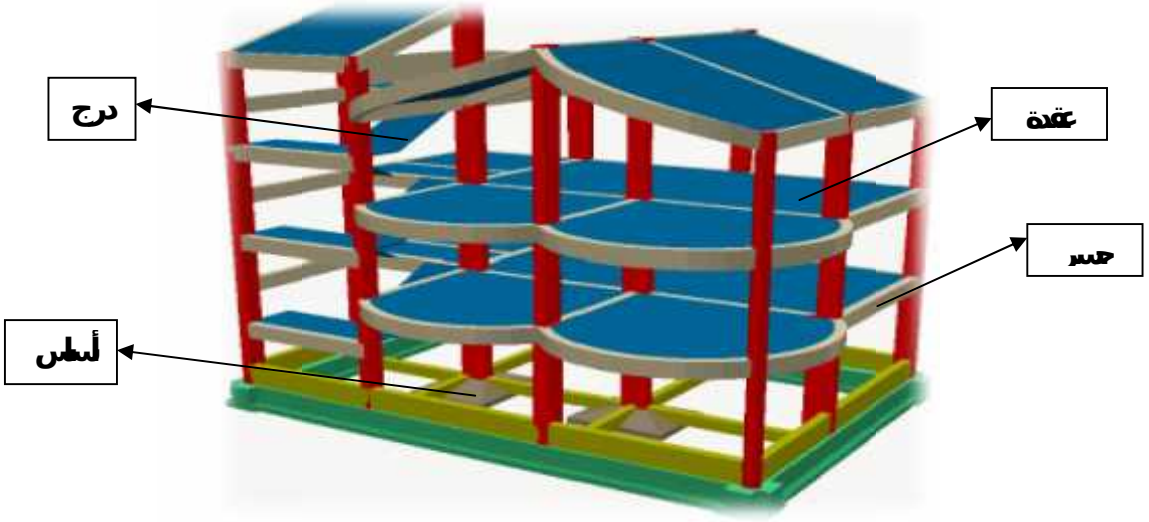
١. **الرياح: عبارة عن قوى** أفقية تؤثر على المبنى ويظهر تأثيرها في المباني المرتفعة التي يزيد ارتفاعها **عن ستة أدوار، وتكون موجبة إذا كانت ناتجة عن ضغط، وسالبة إذا كانت ناتجة عن شد. وتحدد أحمال** الرياح اعتماداً على السرعة، وارتفاع المبنى عن سطح الأرض، والموقع من حيث الإحاطة من مباني **سواء كانت مرتفعة أو منخفضة**، ويمكن مقاومة هذه القوى باستخدام جدران قص.

٢. **الثلوج:** هي الأحمال التي يتعرض لها المنشأ بفعل تراكم الثلوج، ويمكن تقييم أحمال الثلوج على أسس معينة كالوزن النوعي للثلج، **وارتفاع المنشأ عن سطح البحر، وميلان** السطح المعرض لتساقط الثلوج.

٣. **الزلازل:** هي عبارة عن قوى أفقية ورأسية تؤثر على المبنى، ويمكن مقاومة هذه القوى باستخدام **جدران قص ذات سمك** وتسليح مناسبين تضمن سلامة المبنى عند تعرضه لمثل هذه **الأحمال، لذا** يجب مراعاتها في عملية التصميم لتقليل الخطورة والمحافظة على أداء المبنى لوظيفته أثناء الزلازل، ويتم تحديد أحمال الزلازل وقوى القص اعتمادا ورجوعا إلى الكود الأمريكي (UBC) .

٣- ٥ العناصر الإنشائية المكونة للمبنى:

يتكون كل مبنى إنشائي من عناصر إنشائية تتحد مع بعضها **البعض** لتشكل هيكل المبنى، **والتي تساعد** على استمرار صلاحية الاستخدام به، وهذه العناصر تشمل العقدات والجسور والأعمدة وجدران القص **والأسلس** والجدران الإستنادية **والأدراج**.



الشكل (٣-٢): بعض العناصر الإنشائية **المكونة للمبنى**.

٣-٥-١ العقدات:

هي عبارة عن العناصر الإنشائية القادرة على نقل القوى الرأسية الناتجة من الأحمال المؤثرة عليها إلى العناصر الإنشائية الحاملة في المبنى مثل الجسور والجدران والأعمدة دون تعرضها إلى تشوهات. ولان التصميم المعماري الذي انتهى إليه المصمم كان متعدد الأشكال الهندسية في المساقط، 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:

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

٣-٥-١-١ العقدات المصمتة (Solid Slabs):

هي نوع من العقدات والتي تخلو من الطوب المفرغ، وتتميز عن عقدات الأعصاب التي تحتوي على الطوب المفرغ بالكفاءة العالية في مقاومة القوى المركزة وحالات الهبوط، إلا أنها غير اقتصادية مقارنة بالبلاطات ذات الطوب المفرغ.

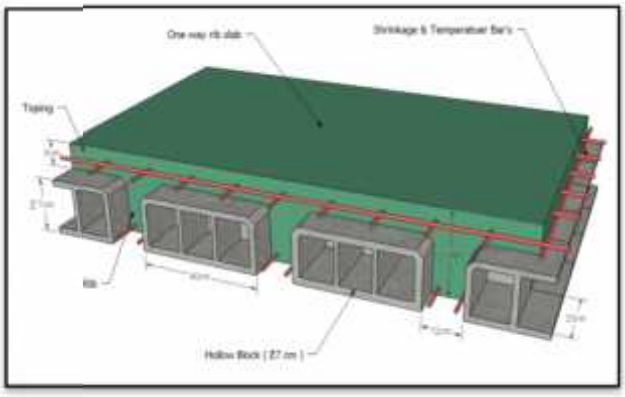
٣-٥-١-٢ العقدات المفرغة (Ribbed Slabs):

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

تستخدم هذه العقدات عندما يراد تغطية مساحة بدون جسور ساقطة، حيث تستخدم لبحور بين الأعمدة أطوالها تتراوح بين ٥ أمتار إلى ٧ أمتار. وقد تم استخدام هذه البلاطات في جميع طوابق هذا المشروع لخفة وزنها و فعاليتها. ويتم تنفيذ هذا النوع من العقدات في حالة توفر الشرط التالي: $L1/L2 \geq 2$

حيث L1 : البعد الأطول للبلاطة (طول البلاطة).

L2 : البعد الأقصر للبلاطة (عرض البلاطة).



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

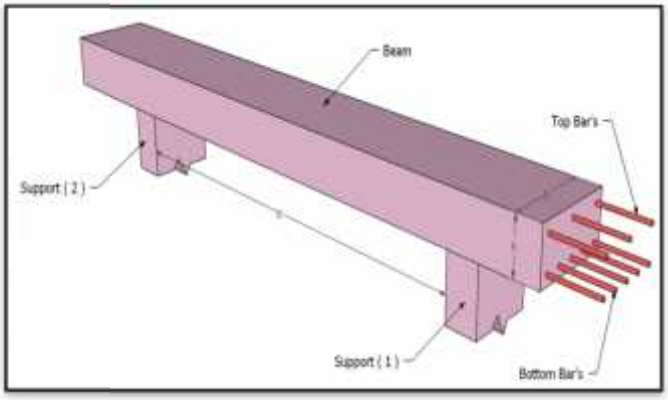
** تزود البلاطة غير المصمتة ذات الاتجاه الواحد بعصب تقوية (عرضي) كل ٤ م، إذ تكمن وظيفة هذا العصب في التخفيف من الهبوط(deflection) ، وتقوية ال(stiffne الخاص بالبلاطة بالاتجاه العمودي للأعصاب، حيث أن هذا العصب يقوم بربط الأعصاب مع بعضها البعض، وبالتالي فهو فقط لاشتراطاً من

اشتراطات الكودات ولا يتم أخذه بعين الاعتبار في مرحلة التصميم، حيث أن الأعصاب لا يتم تحميلها على عصب التقوية خلال عملية التصميم.

٣-٥-٢ الجسور:

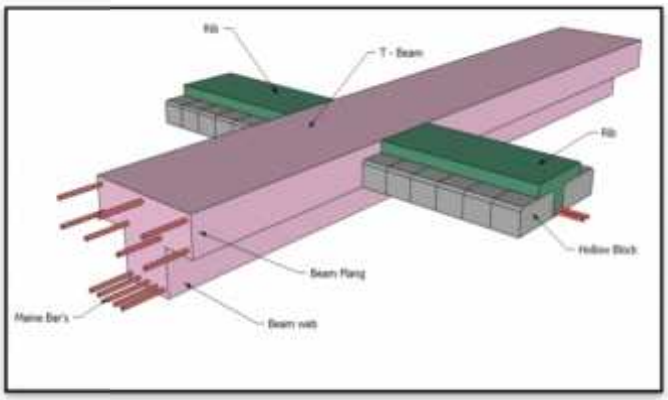
وهي العناصر الإنشائية التي تقوم بنقل الأحمال من الأعصاب داخل العقدة إلى الأعمدة، وهي نوعين: **جسور مسحورة، وجسور ساقطة.** ونظرا لكبر المسافات بين بعض الأعمدة في المبنى المراد تصميمه فضلاً عن الأحمال الكبيرة، **فإن الجسور التي سوف تستخدم في العقدة** ستكون من كلا النوعين حسب المسافات بين الأعمدة والحمل على الجسر:

١. **الجسور المسحورة:** وهي الجسور التي تكون سماكتها بنفس سماكة العقدة، فلا تظهر هذه الجسور بعد أعمال التشطيب ويختلف البعد العرضي لها باختلاف الأحمال الواقعة عليها.



شكل (٣-٤): جسر مسحور.

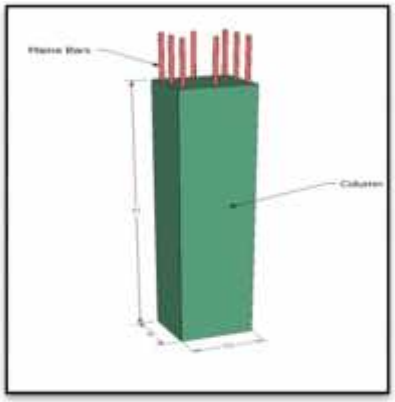
٢. **الجسور الساقطة:** وهي الجسور التي يكون سمكها اكبر من سمك العقدة، ويختلف شكلها باختلاف الموقع الموجودة فيه، فقد تكون طرفية بالنسبة للعقدة فتأخذ شكل حرف (L) **وقد تكون في منتصف العقدة فتأخذ شكل حرف** (T) أو أن تكون مستطيلة الشكل.



شكل (٣-٥): جسر ساقط.

٣-٥-٣ الأعمدة:

وهي العنصر الأساسي والرئيسي في نقل الأحمال من العقدات والجسور إلى الأساسات ومن ثم إلى التربة المنشأ عليها، وبذلك فهي عنصر إنشائي ضروري لنقل الأحمال وثبات المبنى، ولهذا يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على حمل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها، وأما بالنسبة إلى الأعمدة المستخدمة في هذا المنشأ فهي متنوعة من حيث:الطول فهناك الأعمدة الطويلة والقصيرة، والشكل فمنها ما هو دائري وأخرى مستطيلة الشكل بالإضافة إلى الطبيعة الإنشائية فهناك ما هو من الخرسانة المسلحة وأخرى من الحجر الطبيعي.



شكل (٣-٦): أحد أشكال الأعمدة.

٣-٥-٤ الأساسات:

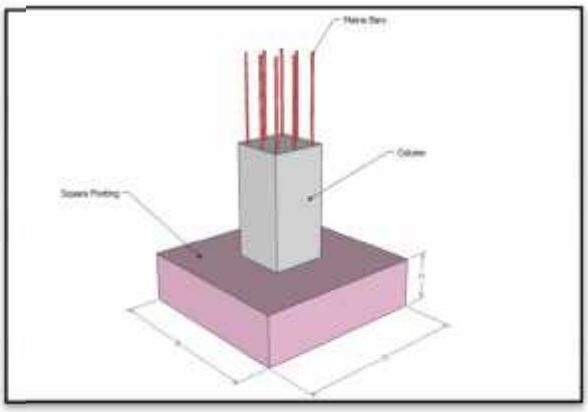
الأساس هو العنصر الإنشائي الذي ينقل أحمال المنشأ كلها سواء كانت أحمال ميتة أو أحمال حية أو خلافه إلى الأرض الطبيعية. ويتوقف نوع الأساس المستخدم على نوعية وطبيعة التربة المقام عليها المنشأ والأحمال الواقعة على كل أساس.

وعموماً فإن الأساسات توضع أسفل مستوى سطح الأرض لتحقيق الأهداف التالية:

١- توزيع ونقل جميع أحمال المبنى إلى مساحة أكبر من سطح التربة الصالحة للتأسيس.

٢- تحقيق استقرار للمبنى ضد أي تأثير خارجي مثل الرياح والزلازل.

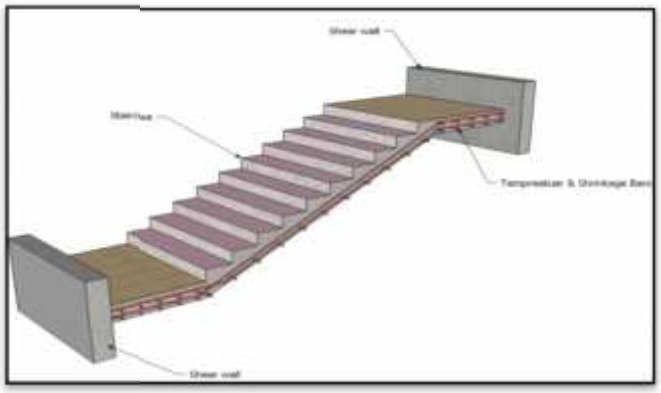
٣- منع الهبوط المتفاوت لأجزاء المبنى المختلفة.



شكل (٣-٧): الأساسات.

(٣-٥-٥) الأدراج:

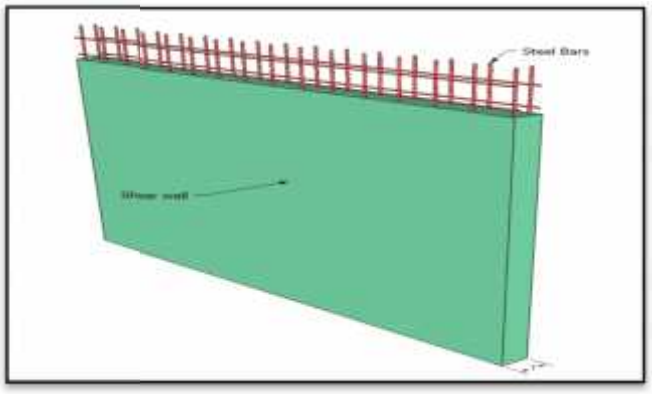
هي العناصر الإنشائية التي تربط بين مستويين أفقيين مختلفين، لتؤدي مهمة انتقال الأشخاص بين الفعاليات المختلفة خلال الطوابق المتعددة، ويتم تصميم **الأدراج** إنشائيا **بناءا على الأحمال** الرئيسية الحية والميتة، وتم استخدامها في المشروع بشكل واضح موزعة على أرجاء المشروع داخليا وخارجيا.



شكل (٣-٨): الأدراج.

(٣-٥-٦) الجدران الحاملة (جدران القص):

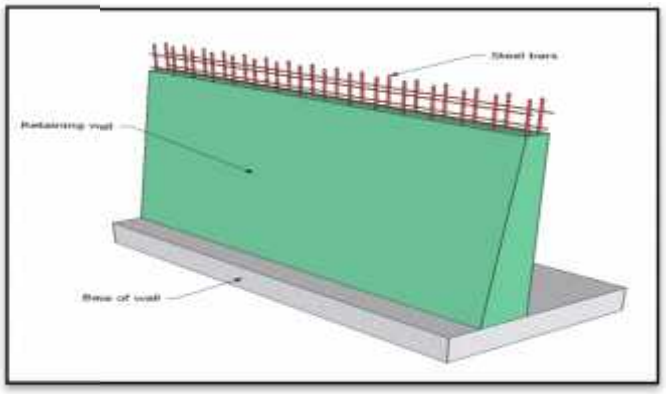
هي العناصر الإنشائية الحاملة التي تقاوم القوى العمودية والأفقية الواقعة عليها مثل قوى الزلازل والرياح **وتسمى جدران القص**، وهذه الجدران تسلح بطبقتين من الحديد حتى تزيد من كفاءتها على مقاومة القوى الأفقية، وتتمثل الجدران الحاملة بجدران بيت الدرج، وجدران المصاعد، والجدران الأخرى التي تبدأ من أساسات المبنى.



شكل (٣-٩): جدار القص.

(٣-٥-٧) الجدران الإستنادية:

هي عبارة عن العناصر الإنشائية التي تقوم بدعم التربة وحمايتها من الانزلاق أو الانهيار، ونظرا للاختلاف الواضح والكبير في مناسيب قطعة الأرض الواقع عليها المشروع كان لابد من اللجوء إلى الجدران الإستنادية.



شكل (٣-١٠): جدار لستنادي.

٦-٣ برامج الحاسوب المستخدمة :

هناك عدة برامج حاسوب سيتم استخدمها في هذا المشروع وهي:

١. AUTOCAD 2008 : و ذلك لرسم المخططات المفصلة للعناصر الإنشائية.
٢. Sketch up5: برنامج رسم ثلاثي الأبعاد.
٣. STAAD PRO: وذلك لرسم بعض العناصر الإنشائية.
٤. ATIR: للتصميم والتحليل الإنشائي للعناصر الإنشائية.
٥. (Office 2007) : تم استخدامه في كتابة النصوص وإخراج المشروع.

Chapter Four

4

Structural Design and Analysis

4-1	Introduction.
4-2	Loads on Structures.
4-3	Determination of Thickness.
4-4	Load Calculations.
4-5	Design of Topping.
4-6	Design of Rib (R2).
4-7	Design of Beam (B15).
٤-٨	Design of Stair
٤-٩	Design of Landing
٤-١٠	Design of One Way Solid Slab
٤-١١	Design of Two Way Solid Slab
٤-١٢	Design of Column
٤-١٣	Design of Isolated Footing (F11)
٤-١٤	Design of Strip Footing
٤-١٥	Design of Shear Wall
٤-١٦	Design of Basement wall
٤-١٧	Design of Water Tank

Chapter Four
Structural Analysis and Design

4-1 Introduction:

The three most common materials from which most structures are built

- Reinforced concrete (including pre stressed)
- Steel
- Wood

Because reinforced concrete is widely used in the world especially in Palestine, and because of many properties that it has, so the main material used in the project is reinforced concrete.

In this chapter, we will show the procedure for designing the several structural members of the project, so we will Discuss the steps that we followed to design them

So, this chapter will contain a sample calculation related to one of the preceding members contained in this project.

All of these members will be designed according to (ACI - code318M- 05).

4-2 Loads on Structures:

All structural elements must be designed for all loads anticipated to act during the life span of such elements. There are two main types of loads acting on the structure:

1- Dead loads: this will be determined by the weight calculations based on its density.
2- Live loads: its value will be taken from the Jordanian code.

4-2-1 Factored Loads:

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

qu = 1.2×DL + 1.6×LL ACI – 318 - 02 (9.2.1)

4-3 Determination Thickness of The Slab:

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:

Table (4-1): overall depth of one –way ribbed slab.

element	simply	One end con	Both end con	cantilever
One way slab	$\frac{Ln}{16}$	$\frac{Ln}{18.5}$	$\frac{Ln}{21}$	$\frac{Ln}{8}$

We will take the most length span available in the project:

$$h_{min} = \frac{Ln}{21} = \frac{4.60}{21} = 0.22m = 22cm$$

$$h_{min} = \frac{Ln}{18.5} = \frac{5.55}{18.5} = 0.3m = 30cm$$

$$h_{min} = \frac{Ln}{16} = \frac{5.48}{16} = 0.34m = 34cm \dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots \text{control}$$

So the thickness of the slab = 35cm

4-4 Load Calculation:

For the one-way ribbed slabs, the total dead load is calculated as follows:

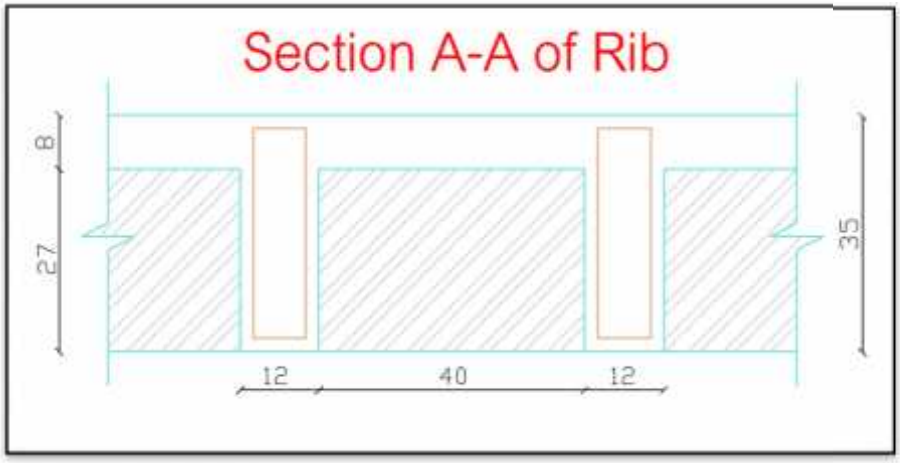


Figure (4-1): Section of the Rib.

Table (4-2): Calculation of the total dead load for one way rib slab.

No.	Parts of Rib	Calculation
1	Rib	0.27×0.12×25 = 0.81 KN/m Linear
2	Topping	0.08×0.52×25 = 1.04 KN/m Linear
3	Plaster	0.03×0.52×22 = 0.343 KN/m Linear
4	Block	0.27×0.4×10 = 1.08 KN/m Linear
5	Sand	0.10×0. 52×16.4 = 0.853 KN/m Linear
6	Tile & Mortar	0.05×0. 52×24 = 0. 624 KN/m Linear
		4.75 KN/m Linear

⋆Partition is neglected since L ≥ 5KN/m²

Live load = 5×0.52 = 2.6 KN/m

Factored load = 1.2×DL + 1.6×LL

= 1.2 ×4.75 +1.6 ×2.6 = 5.7 + 4.16 = 9.86 KN/m

4-5 Design of Topping:

4-5-1 Design of Moment:

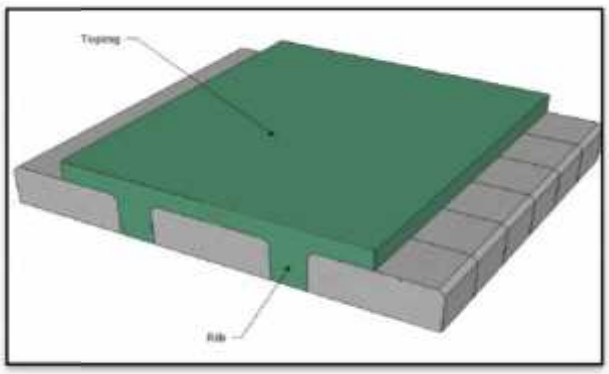


Figure (4-2): Topping.

Dead load = total dead load – dead load of one rib

$$DL = \left|\frac{4.75}{0.52}\right| - \left|\frac{0.81}{0.52}\right| = 7.58 KN/m^2$$

$$qu = 1.2 \times DL + 1.6 \times LL$$

$$qu = 1.2 \times 7.58 + 1.6 \times 5$$

$$qu = 17.1\ KN/m^2$$

$$\Longrightarrow \text{For a one meter strip: } qu = 17.1\ KN/m^2$$

$$Mu = \frac{qu \times L^2}{12} = \frac{17.1 \times 0.4^2}{12} = 0.23 KN.m$$

$$f\acute{c} = 0.8 \times fcw = 0.8 \times 30 = 24 MPa$$

$$Mn = fr \times S$$

$$fr = 0.42 \times \sqrt{f\acute{c}} = 0.42 \times \sqrt{24} = 2.06 MPa$$

$$S = \frac{b \times h^2}{6} = \frac{1 \times 0.08^2}{6} = 1.06 \times 10^{-3} m^3$$

$$Mn = 2060 \times 1.06 \times 10^{-3} = 2.2 KN.m$$

$$\phi.Mn = 0.55 \times 2.2 = 1.2 KN.m$$

$$\phi.Mn >> Mn \Longrightarrow 1.02 >> 0.23$$

No structural reinforcement is needed. Therefore, shrinkage and temperature reinforcement must be provided.

For the shrinkage and temperature reinforcement:

$\rho = 0.0018$ ACI-318-02 (7.12.2)

$As = \rho \times b \times h = 0.0018 \times 100 \times 8 = 1.44 cm^2/1m$

Use 1Φ 8/25 cm $\Longrightarrow$(4Φ8 / 1m), with $As_{provided}$ = 2.00 cm^2/1m in both directions

4-5-2 Design of Shear:

The topping must be designed so that no shear reinforcement is required.

$$Vu = \frac{qu \times L}{2} = \frac{17.1 \times 0.4}{2} = 3.42KN$$

$$\phi.Vc \geq Vu$$

$$\phi.Vc = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{fc'} \times b \times d$$

$$\phi.Vc = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{24} \times 1000 \times 35$$

$$\phi.Vc = 21.43KN$$

$$\phi.Vc = 21.43KN \gg Vu = 3.42KN$$

$\therefore$ No shear reinforcement is required for topping.

4-6 Design of Rib (R2):

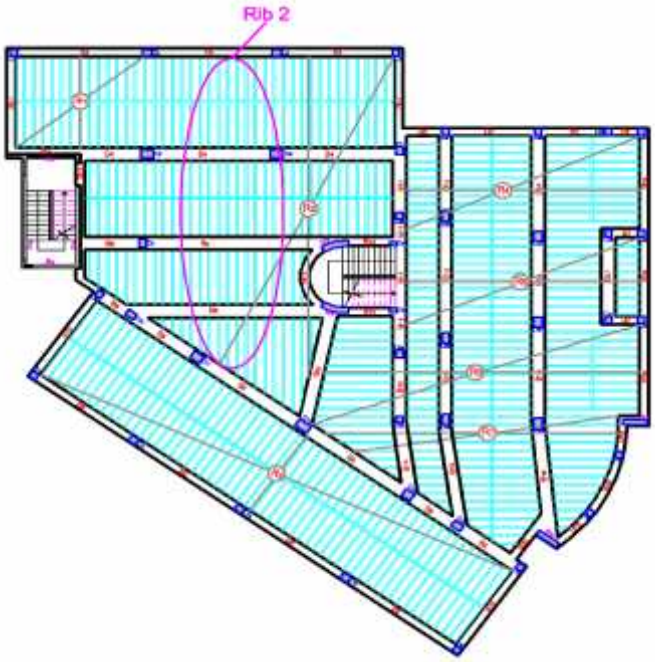


Figure (4-3): Rib (R2) location.

4-6-1 Introduction:

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

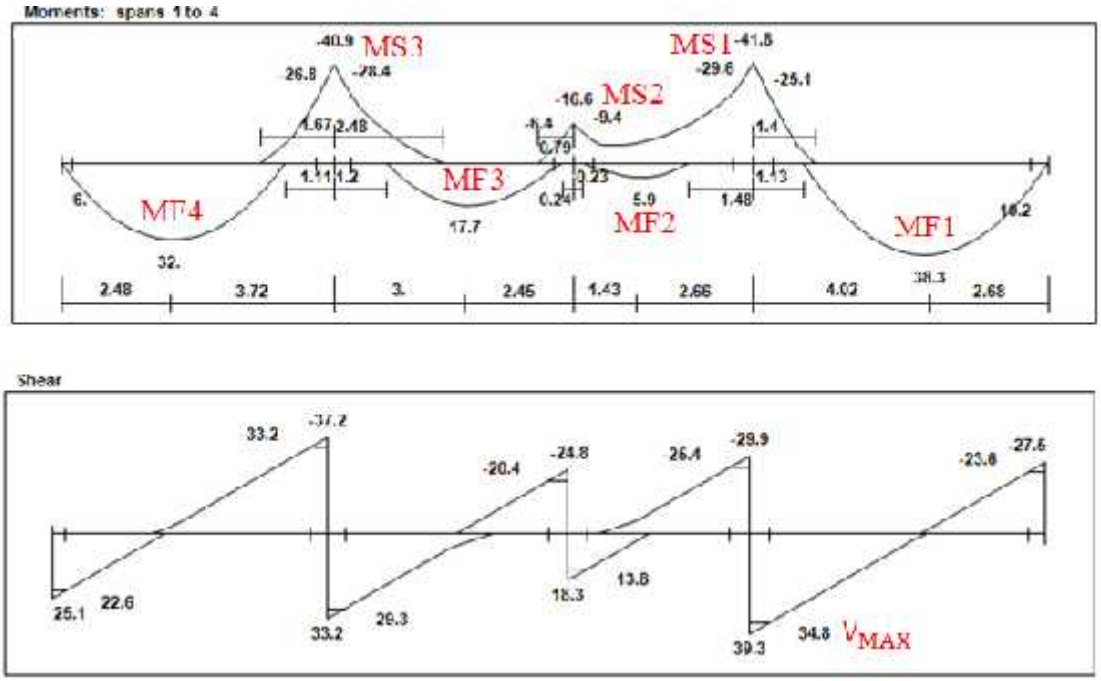


Figure (4-4): shear and moment diagrams for Rib R2.

4-6-2 Design of Moment of Rib (R2):

- **Design of Positive Moment of Rib (R2-MF1):**

According to the ACI318M-05 (Sec. 8.10), the effective flange width b_E of T- section, is the smallest of the following:

$$b_E = \frac{L}{4} = \frac{6.2}{4} = 155cm$$

$$b_E = 12 + 16 \times t = 12 + 16 \times 8 = 140cm$$

$$b_E \, c/c = 52cm$$

Select $b_E = 52$

$$Mn = \frac{Mu}{0.9} = \frac{38.3}{0.9} = 42.55KN.m$$

Determine if the rib will act as a rectangular section or T-Section for a = t = 8 cm.

$$C = 0.85 \times f\acute{c} \times t \times b_E = 0.85 \times 24 \times 80 \times 520 = 848.64KN$$

$$d = h - cover - \frac{\phi}{2} - \phi stirrups$$

$$d = 35 - 2 - \frac{1.2}{2} - 0.8 = 31.6cm$$

$$Mn = C \text{ or } T \quad d - \frac{a}{2}$$

$$Mn = 848.64 \quad 316 - \frac{80}{2} \quad = 234.22KN.m$$

$$Mn = 234.22 \gg Mn_{req} = 42.55KN$$

∴ Design as a rectangular section with b = b_E = 52 cm

$$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{42.55 \times 10^6}{520 \times 316^2} = 0.82 \, MPa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times f\acute{c}} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.59$$

$$\rho = \frac{1}{m} \quad 1 - \quad \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}}$$

$$\rho = \frac{1}{20.59} \quad 1 - \quad \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.59 \times 0.82}{420}}$$

$$\rho \ = 1.99 \times 10^{-3}$$

$$As_{req} = \rho \times b \times d$$

$$As_{req} = 1.99 \times 10^{-3} \times 52 \times 31.6 = 3.27cm^2$$

-Check For As_{min}

According to the ACI318M-05 (Section 10.5.1, Eq.10.3)

$$As_{min} = \frac{0.25 \times \sqrt{fc'} \times bw \times d}{fy} = \frac{0.25 \times \sqrt{24} \times 120 \times 316}{420} = 1.10cm^2$$

$$\text{Not less than } As_{min} = \frac{1.4 \times bw \times d}{fy} = \frac{1.4 \times 120 \times 316}{420} = 1.26cm^2$$

$$\Longrightarrow As_{req} = 3.27cm^2$$

$$\text{Select } 2\phi 16 \text{ with } As = 4.02cm^2 > As_{req} = 3.27cm^2$$

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

- Check of yielding

$$\text{Compresion} = \text{Tension}$$

$$C = T$$

$$0.85 \times fc' \times b \times a = As \times fy$$

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

$$\Longrightarrow a = 15.92mm$$

$$x = \frac{a}{\beta} = \frac{15.92}{0.85} = 18.73mm$$

$$\epsilon_s = \frac{316 - 18.73}{18.73} \times 0.003 = 0.048 > 0.005 \qquad \therefore \text{OK}$$

- **Design of Negative Moment of Rib (R2-MS1):**

The design of negative moment for the T-section is made as a rectangular section with

$$b = bw = 120, Mu = 26.9KN.m$$

$$Mn = \frac{Mu}{0.9} = \frac{29.6}{0.9} = 32.88KN.m$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{32.88 \times 10^6}{120 \times 316^2} = 2.74\ MPa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.59$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.59 \times 2.74}{420}}\right)$$

$$\rho = 7.05 \times 10^{-3}$$

$$As_{req} = \rho \times b \times d$$

$$As_{req} = 7.05 \times 10^{-3} \times 12 \times 31.6 = 2.67cm^2$$

-Check For As_{min}

According to the ACI318M-05 (Section 10.5.1, Eq.10.3)

$$As_{min} = \frac{0.25 \times \sqrt{fc'} \times bw \times d}{fy} = \frac{0.25 \times \sqrt{24} \times 120 \times 316}{420} = 1.10cm^2$$

$$\text{Not less than } As_{min} = \frac{1.4 \times bw \times d}{fy} = \frac{1.4 \times 120 \times 316}{420} = 1.26cm^2$$

$$\Longrightarrow As_{req} = 2.67cm^2$$

Select $2\phi 14$ with $As = 3.08cm^2 > As_{req} = 2.67cm^2$

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

- Check of yielding

Compresion = Tension

C = T

$$0.85 \times fc' \times b \times a = As \times fy$$

$$0.85 \times 24 \times 120 \times a = 308 \times fy$$

$$\Longrightarrow a = 52.7$$

$$x = \frac{a}{\beta} = \frac{52.79}{0.85} = 62.11mm$$

$$\epsilon_s = \frac{316 - 62.11}{62.11} \times 0.003 = 0.012 > 0.005 \qquad \therefore \text{OK}$$

- **Design of Positive Moment of Rib (R2-MF2):**

Mu=5.9KN.m

$$Mn = \frac{Mu}{0.9} = \frac{5.9}{0.9} = 6.55KN.m$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{6.55 \times 10^6}{520 \times 316^2} = 0.126\ MPa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.59$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.59 \times 0.126}{420}}\right)$$

$$\rho = 3.02 \times 10^{-4}$$

$$As_{req} = \rho \times b \times d$$

$$As_{req} = 3.02 \times 10^{-4} \times 52 \times 31.6 = 0.5cm^2$$

-Check For As_{min}

According to the ACI318M-05 (Section 10.5.1, Eq.10.3)

$$As_{min} = \frac{0.25 \times \sqrt{fc'} \times bw \times d}{fy} = \frac{0.25 \times \sqrt{24} \times 120 \times 316}{420} = 1.10cm^2$$

Not less than $As_{min} = \frac{1.4 \times bw \times d}{fy} = \frac{1.4 \times 120 \times 316}{420} = 1.26cm^2$

$\Longrightarrow As_{req} = 1.26cm^2$

Select 2ϕ10 with $As = 1.57cm^2 > As_{req} = 1.26cm^2$

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

- Check of yielding

Compresion = Tension

C = T

$$0.85 \times fc' \times b \times a = As \times fy$$

$$0.85 \times 24 \times 520 \times a = 157 \times 420$$

$$\Longrightarrow a = 6.22mm$$

$$x = \frac{a}{\beta} = \frac{6.22}{0.85} = 7.31mm$$

$$\epsilon_s = \frac{316 - 7.31}{7.31} \times 0.003 = 0.126 > 0.005 \qquad \therefore OK$$

- **Design of Negative Moment of Rib (R2-MS2):**

The design of negative moment for the T-section is made as a rectangular section with b = bw =120,Mu=9.4KN.m

$$Mn = \frac{Mu}{0.9} = \frac{9.4}{0.9} = 10.44KN.m$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{10.44 \times 10^6}{120 \times 316^2} = 0.87\ MPa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.59$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.59 \times 0.87}{420}}\right)$$

$\rho = 2.12 \times 10^{-3}$

$As_{req} = \rho \times b \times d$

$As_{req} = 2.12 \times 10^{-3} \times 12 \times 31.6 = 0.81cm^2$

-Check For As_{min}

According to the ACI318M-05 (Section 10.5.1, Eq.10.3)

$$As_{min} = \frac{0.25 \times \sqrt{fc'} \times bw \times d}{fy} = \frac{0.25 \times \sqrt{24} \times 120 \times 316}{420} = 1.10cm^2$$

$$\text{Not less than } As_{min} = \frac{1.4 \times bw \times d}{fy} = \frac{1.4 \times 120 \times 316}{420} = 1.26cm^2$$

$\Longrightarrow As_{req} = 1.26cm^2$

Select $2\phi 10$ with $As = 1.57cm^2 > As_{req} = 1.26cm^2$

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

- Check of yielding

Compresion = Tension

C = T

$0.85 \times fc' \times b \times a = As \times fy$

$0.85 \times 24 \times 120 \times a = 157 \times 420$

$$\Longrightarrow a = 26.93mm$$

$$x = \frac{a}{\beta} = \frac{26.93}{0.85} = 31.68mm$$

$$\epsilon_s = \frac{316 - 31.68}{31.68} \times 0.003 = 0.026 > 0.005 \qquad \therefore OK$$

- **Design of Positive Moment of Rib (R3-MF3):**

Mu=17.7KN.m

$$Mn = \frac{Mu}{0.9} = \frac{17.7}{0.9} = 19.66KN.m$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{19.66 \times 10^6}{520 \times 316^2} = 0.38\ MPa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times f\acute{c}} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.59$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.59 \times 0.38}{420}}\right)$$

$$\rho = 9.10 \times 10^{-4}$$

$$As_{req} = \rho \times b \times d$$

$$As_{req} = 9.10 \times 10^{-4} \times 52 \times 31.6 = 1.50cm^2$$

-Check For As_{min}

According to the ACI318M-05 (Section 10.5.1, Eq.10.3)

$$As_{min} = \frac{0.25 \times \sqrt{f\acute{c}} \times bw \times d}{fy} = \frac{0.25 \times \sqrt{24} \times 120 \times 316}{420} = 1.10cm^2$$

$$\text{Not less than } As_{min} = \frac{1.4 \times bw \times d}{fy} = \frac{1.4 \times 120 \times 316}{420} = 1.26cm^2$$

$$\Longrightarrow As_{req} = 1.50cm^2$$

Select $2\phi 12$ with $As = 2.26cm^2 > As_{req} = 1.50cm^2$

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

- Check of yielding

Compresion = Tension

C = T

$0.85 \times f\acute{c} \times b \times a = As \times fy$

$0.85 \times 24 \times 520 \times a = 226 \times 420$

$\Longrightarrow a = 8.9mm$

$x = \frac{a}{\beta} = \frac{8.9}{0.85} = 10.5mm$

$\epsilon_s = \frac{316 - 10.5}{10.5} \times 0.003 = 0.08 > 0.005 \qquad \therefore OK$

- **Design of Negative Moment of Rib (R3-MS3):**

The design of negative moment for the T-section is made as a rectangular section with b = bw =120, Mu=28.4KN.m

$Mn = \frac{Mu}{0.9} = \frac{28.4}{0.9} = 31.55KN.m$

$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{31.55 \times 10^6}{120 \times 316^2} = 2.63\ MPa$

$m = \frac{fy}{0.85 \times f\acute{c}} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.59$

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

$\rho = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.59 \times 2.63}{420}}\right)$

$\rho = 6.74 \times 10^{-3}$

$As_{req} = \rho \times b \times d$

$As_{req} = 6.74 \times 10^{-3} \times 12 \times 31.6 = 2.55cm^2$

-Check For As_{min}

According to the ACI318M-05 (Section 10.5.1, Eq.10.3)

$As_{min} = \frac{0.25 \times \sqrt{f\acute{c}} \times bw \times d}{fy} = \frac{0.25 \times \sqrt{24} \times 120 \times 316}{420} = 1.10cm^2$

Not less than $As_{min} = \frac{1.4 \times bw \times d}{fy} = \frac{1.4 \times 120 \times 316}{420} = 1.26cm^2$

$\Longrightarrow As_{req} = 2.55cm^2$

Select $2\phi 14$ with $As = 3.08cm^2 > As_{req} = 2.55cm^2$

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

- Check of yielding

Compresion = Tension

C = T

$0.85 \times f\acute{c} \times b \times a = 308 \times fy$

$0.85 \times 24 \times 120 \times a = 308 \times 420$

$\Longrightarrow a = 52.79mm$

$x = \frac{a}{\beta} = \frac{52.79}{0.85} = 62.11mm$

$\epsilon_s = \frac{316 - 62.11}{62.11} \times 0.003 = 0.012 > 0.005 \quad \therefore OK$

- **Design of Positive Moment of Rib (R2-MF4):**

Mu=32KN.m

$Mn = \frac{Mu}{0.9} = \frac{32}{0.9} = 35.55KN.m$

$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{35.55 \times 10^6}{520 \times 316^2} = 0.68\ MPa$

$m = \frac{fy}{0.85 \times f\acute{c}} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.59$

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

$\rho = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.59 \times 0.68}{420}}\right)$

$\rho = 1.66 \times 10^{-3}$

$As_{req} = \rho \times b \times d$

$As_{req} = 1.66 \times 10^{-3} \times 52 \times 31.6 = 2.72cm^2$

-Check For As_{min}

According to the ACI318M-05 (Section 10.5.1, Eq.10.3)

$$As_{min} = \frac{0.25 \times \sqrt{fc'} \times bw \times d}{fy} = \frac{0.25 \times \sqrt{24} \times 120 \times 316}{420} = 1.10cm^2$$

$$\text{Not less than } As_{min} = \frac{1.4 \times bw \times d}{fy} = \frac{1.4 \times 120 \times 316}{420} = 1.26cm^2$$

$$\Longrightarrow As_{req} = 2.72cm^2$$

$$\text{Select } 2\phi 14 \text{ with } As = 3.08cm^2 > As_{req} = 2.72cm^2$$

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

- Check of yielding

$$\text{Compresion} = \text{Tension}$$

$$C = T$$

$$0.85 \times fc' \times b \times a = As \times fy$$

$$0.85 \times 24 \times 520 \times a = 308 \times 420$$

$$\Longrightarrow a = 12.18mm$$

$$x = \frac{a}{\beta} = \frac{12.18}{0.85} = 14.33mm$$

$$\epsilon_s = \frac{316 - 14.33}{14.33} \times 0.003 = 0.063 > 0.005 \qquad \therefore \text{OK}$$

4-6-3 Design of Shear of Rib (R2- V_{MAX}):

$Vu_{max} = 34.8KN$ from shear envelope

According to the ACI318M-05 (Sec. 11.1, Eq.11.3)

$$\phi \times Vc = \frac{\phi \times \sqrt{f'c} \times bw \times d}{6} = \frac{0.75 \times \sqrt{24} \times 120 \times 316}{6} = 23.22KN$$

$$\phi \times Vs_{min} = \phi \times \frac{1}{3} \times bw \times d = 0.75 \times \frac{1}{3} \times 120 \times 316 = 9.48KN$$

$$\phi \times \frac{1}{3} \times \sqrt{f'c} \times bw \times d = 0.75 \times \frac{1}{3} \times \sqrt{24} \times 120 \times 316 = 46.44KN$$

$$\phi \times Vc + \phi \times \frac{1}{3} \times \sqrt{f'c} \times bw \times d = 23.22 + 46.44 = 69.66KN$$

$$\phi \times Vc + \phi \times Vs_{min} < Vu \leq \phi \times Vc + \phi \times \frac{1}{3} \times \sqrt{f'c} \times bw \times d$$

$32.7 < 34.8 \leq 69.66$ Category 4 is satisfied

$$\phi \times Vs = Vu - \phi \times Vc = 34.8 - 23.22 = 11.58KN$$

$$\phi \times Vs = \frac{\phi \times Av \times fy \times d}{S} \Longrightarrow\Longrightarrow S = \frac{\phi \times Av \times fy \times d}{\phi \times Vs}$$

$$S = \frac{0.75 \times 100 \times 420 \times 31.6}{11.58} = 85.96\ cm$$

$$S = \frac{d}{2} = \frac{31.6}{2} = 15.8\ cm$$

$S \leq 60cm$

Select S=15 cm

Use 2 legs ϕ8@15cm

4-7 Design of Beam:

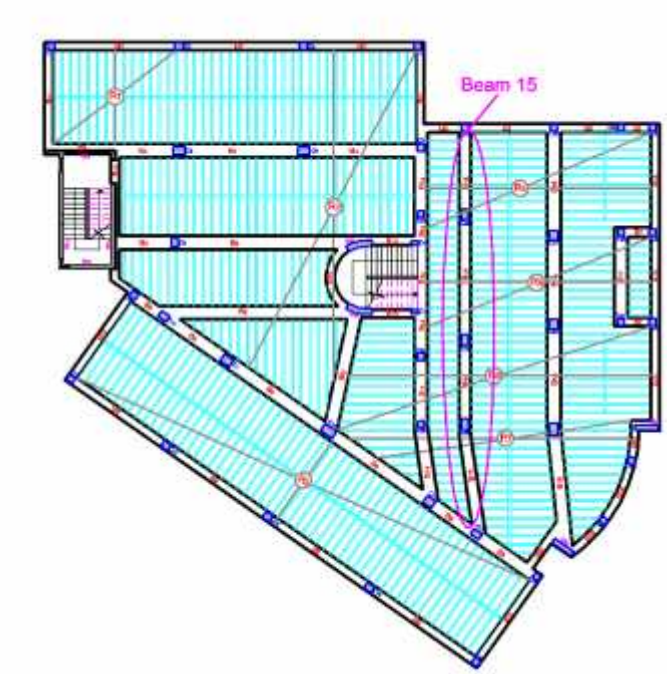


Figure (4-5): Beam B(15) location.

4-7-1 Introduction:

The envelope for both shear and moment diagrams drawn using ATIR program as shown in the following page:

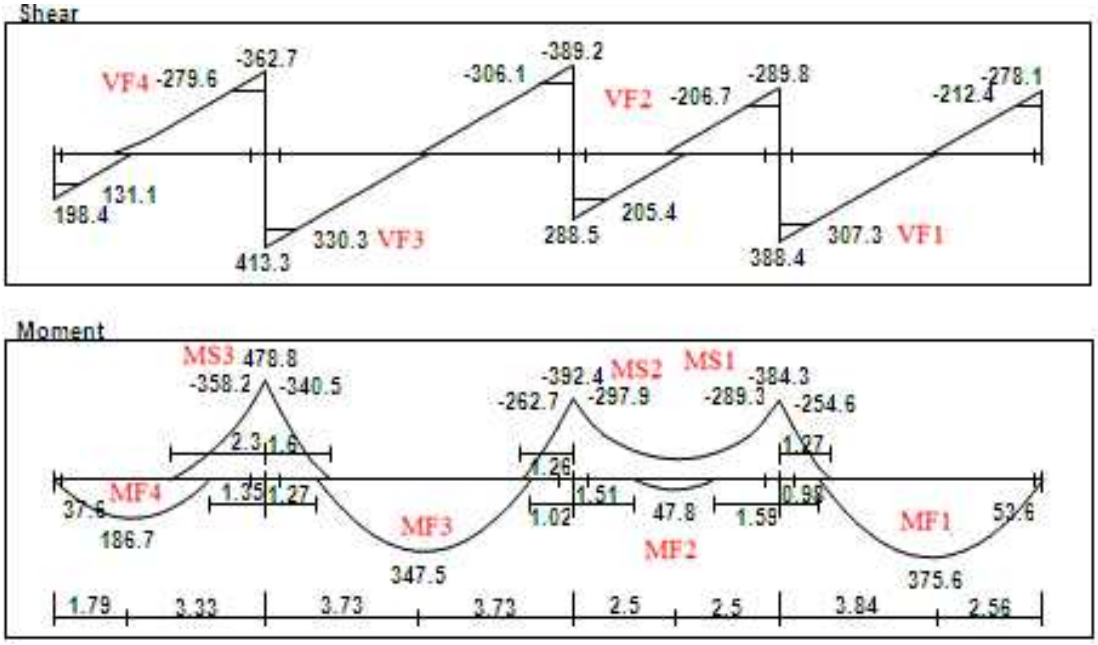


Figure (4-6): shear and moment diagrams Beam B(15).

4-7-2 Design of Moment of Beam (B15):

- **Design of Positive Moment of Beam (B15_MF1):**

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

Select $\rho = \rho_{max}$

$f\acute{c} = 24\ MPa < 28\ MPa \Longrightarrow \beta_1 = 0.85$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times f\acute{c}}{fy} \times \beta_1 \times \frac{600}{600 + fy}$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times 24}{420} \times 0.85 \times \frac{600}{600 + 420} = 0.024$$

$$\rho_{max} = 0.75 \times \rho_b = 0.75 \times 0.0243 = 0.0182$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times f\acute{c}} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.59$$

$$d = 50 - 4 - 0.8 - \frac{1.2}{2} = 44.6cm$$

$$Rn_{max} = \rho_{max} \times fy \times \ 1 - 0.5 \times \rho \times m$$

$$Rn_{max} = 0.01823 \times 420 \times \ 1 - .05 \times 0.0182 \times 20.59$$

$$Rn_{max} = 6.22MPa$$

$$Mn_{max} = Rn_{max} \times b \times d^2$$

$$Mn_{max} = 6.22 \times 700 \times 446^2 = 866.08KN.m$$

$$Mn_{req} = \frac{Mu}{\phi} = \frac{375.6}{0.9} = 417.3KN.m$$

$$Mn_{max} = 866.08 > Mn_{req} = 417.3$$

$\Longrightarrow$ Design the section as a singly reinforced section

$$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{417.3 \times 10^6}{700 \times 446^2} = 3.0\ MPa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times f\acute{c}} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.59$$

$$\rho = \frac{1}{m} \ 1 - \ \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}}$$

$$\rho = \frac{1}{20.59} \ 1 - \ \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.59 \times 3.0}{420}}$$

$$\rho = 7.7 \times 10^{-3}$$

$$As_{req} = \rho \times b \times d$$

$As_{req} = 7.7 \times 10^{-3} \times 70 \times 44.6 = 24.2cm^2$

-Check For As_{min}

According to the ACI318M-05 (Section 10.5.1, Eq.10.3)

$$As_{min} = \frac{0.25 \times \sqrt{fc'} \times bw \times d}{fy} = \frac{0.25 \times \sqrt{24} \times 700 \times 446}{420} = 9.1cm^2$$

$$\text{Not less than } As_{min} = \frac{1.4 \times bw \times d}{fy} = \frac{1.4 \times 700 \times 446}{420} = 10.41cm^2$$

$\Longrightarrow As_{req} = 24.2cm^2$

Select $6\phi 25$ with $As = 29.4cm^2 > As_{req} = 24.2cm^2$

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

- Check of yielding

Compresion = Tension

C = T

$0.85 \times fc' \times b \times a = As \times fy$

$0.85 \times 24 \times 700 \times a = 2940 \times 420$

$\Longrightarrow a = 86.5\ mm$

$$x = \frac{a}{\beta} = \frac{86.5}{0.85} = 101.8mm$$

$$\epsilon_s = \frac{446 - 101.8}{101.8} \times 0.003 = 0.01 > 0.005 \qquad \therefore \text{OK}$$

- **Design of Negative Moment of Beam (B15_MS1):**

Mu=289.3KN.m

$$Mn = \frac{Mu}{0.9} = \frac{289.3}{0.9} = 321.4KN.m$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{321.4 \times 10^6}{700 \times 446^2} = 2.3MPa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.59$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.59 \times 2.3}{420}}\right)$$

$$\rho = 5.8 \times 10^{-3}$$

$$As_{req} = \rho \times b \times d$$

$$As_{req} = 5.8 \times 10^{-3} \times 70 \times 44.6 = 18.26cm^2$$

-Check For As_{min}

According to the ACI318M-05 (Section 10.5.1, Eq.10.3)

$$As_{min} = \frac{0.25 \times \sqrt{fc'} \times bw \times d}{fy} = \frac{0.25 \times \sqrt{24} \times 700 \times 446}{420} = 9.10cm^2$$

$$\text{Not less than } As_{min} = \frac{1.4 \times bw \times d}{fy} = \frac{1.4 \times 700 \times 446}{420} = 10.41cm^2$$

$$\Longrightarrow As_{req} = 18.26cm^2$$

Select 5ϕ25 with $As = 24.5cm^2 > As_{req} = 18.26cm^2$

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

- Check of yielding

Compresion = Tension

C = T

$$0.85 \times fc' \times b \times a = As \times fy$$

$$0.85 \times 24 \times 700 \times a = 2450 \times 420$$

$$\Longrightarrow a = 72mm$$

$$x = \frac{a}{\beta} = \frac{72}{0.85} = 84.7mm$$

$$\epsilon_s = \frac{446 - 87.7}{87.7} \times 0.003 = 0.012 > 0.005 \qquad \therefore \text{OK}$$

- **Design of Positive Moment of Beam (B15_MF2):**

Mu= 47.8KN.m

$$Mn_{req} = \frac{Mu}{\phi} = \frac{47.8}{0.9} = 53.11KN.m$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{53.11 \times 10^6}{700 \times 446^2} = 0.38\ MPa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fć} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.59$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.59 \times 0.38}{420}}\right)$$

$$\rho = 9.2 \times 10^{-4}$$

$$As_{req} = \rho \times b \times d$$

$$As_{req} = 9.2 \times 10^{-4} \times 70 \times 44.6 = 2.9cm^2$$

-Check For As_{min}

According to the ACI318M-05 (Section 10.5.1, Eq.10.3)

$$As_{min} = \frac{0.25 \times \sqrt{fć} \times bw \times d}{fy} = \frac{0.25 \times \sqrt{24} \times 700 \times 446}{420} = 9.1cm^2$$

$$\text{Not less than } As_{min} = \frac{1.4 \times bw \times d}{fy} = \frac{1.4 \times 700 \times 446}{420} = 10.41cm^2$$

$$\Longrightarrow As_{req} = 10.41cm^2$$

Select $4\phi 20$ with $As = 12.56cm^2 > As_{req} = 10.41cm^2$

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

- Check of yielding

Compresion = Tension

C = T

$$0.85 \times fć \times b \times a = As \times fy$$

$$0.85 \times 24 \times 700 \times a = 1256 \times 420$$

$$\Longrightarrow a = 36.9mm$$

$$\epsilon_s = \frac{446 - 43.46}{43.46} \times 0.003 = 0.028 > 0.005 \qquad \therefore OK$$

- **Design of Negative Moment of Beam (B15_MS2):**

Mu=٢٩٧.٩ KN.m

$$Mn = \frac{Mu}{0.9} = \frac{297.9}{0.9} = 331\ KN.m$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{331 \times 10^6}{700 \times 446^2} = 2.4MPa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.59$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.59 \times 2.4}{420}}\right)$$

$$\rho = 6 \times 10^{-3}$$

$$As_{req} = \rho \times b \times d$$

$$As_{req} = 6 \times 10^{-3} \times 70 \times 44.6 = 18.7cm^2$$

-Check For As_{min}

According to the ACI318M-05 (Section 10.5.1, Eq.10.3)

$$As_{min} = \frac{0.25 \times \sqrt{fc'} \times bw \times d}{fy} = \frac{0.25 \times \sqrt{24} \times 700 \times 446}{420} = 9.10cm^2$$

$$\text{Not less than } As_{min} = \frac{1.4 \times bw \times d}{fy} = \frac{1.4 \times 700 \times 446}{420} = 10.41cm^2$$

$$\Longrightarrow As_{req} = 18.7cm^2$$

Select $6\phi 20$ with $As = 18.84cm^2 > As_{req} = 18.01cm^2$

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

- Check of yielding

Compresion = Tension

C = T

$$0.85 \times fc' \times b \times a = As \times fy$$

$$0.85 \times 24 \times 700 \times a = 1884 \times 420$$

$$\Longrightarrow a = 55.41mm$$

$$x = \frac{a}{\beta} = \frac{55.41}{0.85} = 65.18mm$$

$$\epsilon_s = \frac{446 - 65.18}{65.18} \times 0.003 = 0.017 > 0.005 \qquad \therefore OK$$

- **Design of Positive Moment of Beam (B15_MF3):**

$$Mu = 347.5KN.m$$

$$Mn_{req} = \frac{Mu}{\phi} = \frac{347.5}{0.9} = 386.1KN.m$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{386.1 \times 10^6}{700 \times 446^2} = 2.77\ MPa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.59$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.59 \times 2.77}{420}}\right)$$

$$\rho = 7.12 \times 10^{-3}$$

$$As_{req} = \rho \times b \times d$$

$$As_{req} = 7.12 \times 10^{-3} \times 70 \times 44.6 = 22.2cm^2$$

-Check For As_{min}

According to the ACI318M-05 (Section 10.5.1, Eq.10.3)

$$As_{min} = \frac{0.25 \times \sqrt{fc'} \times bw \times d}{fy} = \frac{0.25 \times \sqrt{24} \times 700 \times 446}{420} = 9.1cm^2$$

$$\text{Not less than } As_{min} = \frac{1.4 \times bw \times d}{fy} = \frac{1.4 \times 700 \times 446}{420} = 10.41cm^2$$

$$\Longrightarrow As_{req} = 22.2cm^2$$

$$\text{Select } 5\phi 25 \text{ with } As = 24.5cm^2 > As_{req} = 22.2cm^2$$

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

- Check of yielding

$$\text{Compresion} = \text{Tension}$$

C = T

$$0.85 \times f\acute{c} \times b \times a = As \times fy$$

$$0.85 \times 24 \times 700 \times a = 2450 \times 420$$

$$\Longrightarrow a = 72mm$$

$$x = \frac{a}{\beta} = \frac{72}{0.85} = 84.7mm$$

$$\epsilon_s = \frac{446 - 84.7}{84.7} \times 0.003 = 0.013 > 0.005 \qquad \therefore OK$$

- **Design of Negative Moment of of Beam (B15_MS3):**

$$Mu = 358.2\ KN.m$$

$$Mn = \frac{Mu}{0.9} = \frac{358.2}{0.9} = 398\ KN.m$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{398 \times 10^6}{700 \times 446^2} = 2.85MPa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times f\acute{c}} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.59$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.59 \times 2.85}{420}}\right)$$

$$\rho = 7.3 \times 10^{-3}$$

$$As_{req} = \rho \times b \times d$$

$$As_{req} = 7.3 \times 10^{-3} \times 70 \times 44.6 = 22.8cm^2$$

-Check For As_{min}

According to the ACI318M-05 (Section 10.5.1, Eq.10.3)

$$As_{min} = \frac{0.25 \times \sqrt{f\acute{c}} \times bw \times d}{fy} = \frac{0.25 \times \sqrt{24} \times 700 \times 446}{420} = 9.10cm^2$$

$$\text{Not less than } As_{min} = \frac{1.4 \times bw \times d}{fy} = \frac{1.4 \times 700 \times 446}{420} = 10.41cm^2$$

$$\Longrightarrow As_{req} = 22.8cm^2$$

Select $5\phi 25$ with $As = 24.5cm^2 > As_{req} = 23.6cm^2$

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

- Check of yielding

Compresion = Tension

C = T

$0.85 \times f\acute{c} \times b \times a = As \times fy$

$0.85 \times 24 \times 700 \times a = 2450 \times 420$

$\Longrightarrow a = 72mm$

$x = \frac{a}{\beta} = \frac{72}{0.85} = 84.7mm$

$\epsilon_s = \frac{446 - 84.7}{84.7} \times 0.003 = 0.012 > 0.005 \qquad \therefore OK$

- **Design of Positive Moment of Beam (B15_MF4):**

Mu= ١٨٦.٧ KN.m

$Mn_{req} = \frac{Mu}{\phi} = \frac{186.7}{0.9} = 207.4\ KN.m$

$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{207.4 \times 10^6}{700 \times 446^2} = 1.5\ MPa$

$m = \frac{fy}{0.85 \times f\acute{c}} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.59$

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

$\rho = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.59 \times 1.5}{420}}\right)$

$\rho = 3.7 \times 10^{-3}$

$As_{req} = \rho \times b \times d$

$As_{req} = 3.7 \times 10^{-3} \times 70 \times 44.6 = 11.6cm^2$

-Check For As_{min}

According to the ACI318M-05 (Section 10.5.1, Eq.10.3)

$As_{min} = \frac{0.25 \times \sqrt{f\acute{c}} \times bw \times d}{fy} = \frac{0.25 \times \sqrt{24} \times 700 \times 446}{420} = 9.1cm^2$

Not less than $As_{min} = \frac{1.4 \times bw \times d}{fy} = \frac{1.4 \times 700 \times 446}{420} = 10.41cm^2$

$\Longrightarrow As_{req} = 11.6cm^2$

Select $3\phi 25$ with $As = 14.7cm^2 > As_{req} = 11.6cm^2$

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

- Check of yielding

Compresion = Tension

C = T

$0.85 \times f\acute{c} \times b \times a = As \times fy$

$0.85 \times 24 \times 700 \times a = 1470 \times 420$

$\Longrightarrow a = 43.2mm$

$x = \frac{a}{\beta} = \frac{43.2}{0.85} = 50.9mm$

$\epsilon_s = \frac{446 - 50.9}{50.9} \times 0.003 = 0.023 > 0.005$ ∴ OK

4-7-3 Design of Shear of Beam (B15):

- **Design of Shear of Beam (B15-VF1):**

$Vu = 307.3KN$ from shear envelope

According to the ACI318M-05 (Sec. 11.1, Eq.11.3)

$$\phi \times Vc = \frac{\phi \times \sqrt{f'c} \times bw \times d}{6} = \frac{0.75 \times \sqrt{24} \times 700 \times 446}{6} = 191.18KN$$

$$\phi \times Vs_{min} = \phi \times \frac{1}{3} \times bw \times d = 0.75 \times \frac{1}{3} \times 700 \times 446 = 78.05KN$$

$$\phi \times \frac{1}{3} \times \sqrt{f'c} \times bw \times d = 0.75 \times \frac{1}{3} \times \sqrt{24} \times 700 \times 446 = 382.37KN$$

$$\phi \times Vc + \phi \times \frac{1}{3} \times \sqrt{f'c} \times bw \times d = 191.18 + 382.37 = 573.55KN$$

$$\phi \times Vc + \min\phi \times Vs < Vu \leq \phi \times Vc + \phi \times \frac{1}{3} \times \sqrt{f'c} \times bw \times d$$

$269.23 < 307.3 \leq 573.55$ Category 4 is satisfied

$$\phi \times Vs = Vu - \phi \times Vc = 307.3 - 191.18 = 116.12KN$$

$$\phi \times Vs = \frac{\phi \times Av \times fy \times d}{S} \Longrightarrow\Longrightarrow S = \frac{\phi \times Av \times fy \times d}{\phi \times Vs}$$

$$S = \frac{0.75 \times 2 \times 78.5 \times 420 \times 446}{116.12 \times 10^3} = 18.9\ cm$$

$$S = \frac{d}{2} = \frac{446}{2} = 22.3\ cm$$

$S \leq 60cm$

Select S=15 cm

Use 2 legs ϕ10@15cm

- **Design of Shear of Beam (B15-VF2):**

$Vu_{max} = 206.7KN$ from shear envelope

According to the ACI318M-05 (Sec. 11.1, Eq.11.3)

$$\phi \times Vc = \frac{\phi \times \sqrt{f'c} \times bw \times d}{6} = \frac{0.75 \times \sqrt{24} \times 700 \times 446}{6} = 191.18KN$$

$$\phi \times Vs_{min} = \phi \times \frac{1}{3} \times bw \times d = 0.75 \times \frac{1}{3} \times 700 \times 446 = 78.05KN$$

$$\phi \times Vc + \phi \times Vs_{min} = 191.18 + 78.05 = 269.23KN$$

$$\phi \times Vc < Vu \leq \phi \times Vc + \phi \times Vs_{min}$$

$191.18 < 206.7 \leq 269.23$ Category 3 is satisfied

$\Longrightarrow$ minimum shear reinforcement is required.

$$Av = \frac{bw \times S}{3 \times fy} \Longrightarrow\Longrightarrow S = \frac{3 \times Av \times fy}{bw}$$

$$S = \frac{3 \times 2 \times 78.5 \times 420}{700} = 28.3\ cm$$

$$S = \frac{d}{2} = \frac{446}{2} = 22.3\ cm$$

$S \leq 60cm$

select S=20 cm

Use 2 legs ϕ10@20cm

- **Design of Shear of Beam (B15-VF3):**

$Vu_{max} = 330.3KN$ from shear envelope

According to the ACI318M-05 (Sec. 11.1, Eq.11.3)

$$\phi \times Vc = \frac{\phi \times \sqrt{f\acute{c}} \times bw \times d}{6} = \frac{0.75 \times \sqrt{24} \times 700 \times 446}{6} = 191.18KN$$

$$\phi \times Vs_{min} = \phi \times \frac{1}{3} \times bw \times d = 0.75 \times \frac{1}{3} \times 700 \times 446 = 78.05KN$$

$$\phi \times \frac{1}{3} \times \sqrt{fc} \times bw \times d = 0.75 \times \frac{1}{3} \times \sqrt{24} \times 700 \times 446 = 382.37KN$$

$$\phi \times Vc + \phi \times \frac{1}{3} \times \sqrt{fc} \times bw \times d = 191.18 + 382.37 = 573.55KN$$

$$\phi \times Vc + \min\phi \times Vs < Vu \leq \phi \times Vc + \phi \times \frac{1}{3} \times \sqrt{fc} \times bw \times d$$

$269.23 < 330.3 \leq 573.55$ Category 4 is satisfied

$$\phi \times Vs = Vu - \phi \times Vc = 330.3 - 191.18 = 139.12KN$$

$$\phi \times Vs = \frac{\phi \times Av \times fy \times d}{S} \Longrightarrow\Longrightarrow S = \frac{\phi \times Av \times fy \times d}{\phi \times Vs}$$

$$S = \frac{0.75 \times 2 \times 78.5 \times 420 \times 446}{139.12 \times 10^3} = 15.8\ cm$$

$$S = \frac{d}{2} = \frac{446}{2} = 22.3\ cm$$

$S \leq 60cm$

Select S=15 cm

Use 2 legs ϕ10@15cm

- **Design of Shear of Beam (B15-VF4):**

$Vu_{max} = 279.6KN$ from shear envelope

According to the ACI318M-05 (Sec. 11.1, Eq.11.3)

$$\phi \times Vc = \frac{\phi \times \sqrt{f'c} \times bw \times d}{6} = \frac{0.75 \times \sqrt{24} \times 700 \times 446}{6} = 191.18KN$$

$$\phi \times Vs_{min} = \phi \times \frac{1}{3} \times bw \times d = 0.75 \times \frac{1}{3} \times 700 \times 446 = 78.05KN$$

$$\phi \times \frac{1}{3} \times \sqrt{f'c} \times bw \times d = 0.75 \times \frac{1}{3} \times \sqrt{24} \times 700 \times 446 = 382.37KN$$

$$\phi \times Vc + \phi \times \frac{1}{3} \times \sqrt{f'c} \times bw \times d = 191.18 + 382.37 = 573.55KN$$

$$\phi \times Vc + \min \phi \times Vs < Vu \leq \phi \times Vc + \phi \times \frac{1}{3} \times \sqrt{f'c} \times bw \times d$$

$269.23 < 279.6 \leq 573.55$ Category 4 is satisfied

$$\phi \times Vs = Vu - \phi \times Vc = 279.6 - 191.18 = 88.42KN$$

$$\phi \times Vs = \frac{\phi \times Av \times fy \times d}{S} \Longrightarrow\Longrightarrow S = \frac{\phi \times Av \times fy \times d}{\phi \times Vs}$$

$$S = \frac{0.75 \times 2 \times 78.5 \times 420 \times 446}{88.42 \times 10^3} = 24.9\ cm$$

$$S = \frac{d}{2} = \frac{446}{2} = 22.3\ cm$$

$S \leq 60cm$

Select S=20 cm

Use 2 legs ϕ10@20cm

4-8 Design of Stair1:

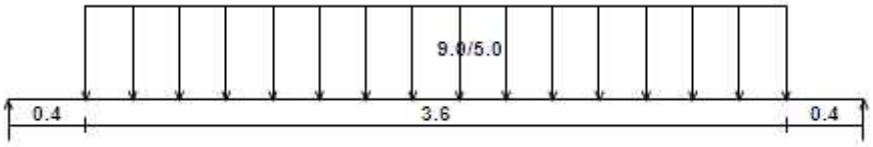


Figure (4-7): structural system of stair1.

4-8-1 Determination of Slab Thickness:

$$L = 0.4 + 3.6 + 0.4 = 4.4$$

$$h_{req} = \frac{Ln}{20} = \frac{4.4}{20} = 0.22m = 22cm$$

$$fy \neq 400\ MPa$$

$$h_{req} = \text{modificatio factor} \times h$$

$$\text{modificatio factor } M = 0.4 + \frac{fy}{700}$$

$$\text{modificatio factor } M = 0.4 + \frac{420}{700} = 1$$

$$h_{req} = 1 \times 22 = 22\ cm$$

$\theta = \tan^{-1}(16.5 / 30) = 28.8$

$\cos\theta = 0.870$

4-8-2 Load Calculations:

Dead loads

$$\text{vertical tiles} = 0.04 \times 23 \times \frac{33}{30} = 1.01 KN/m^2$$

$$\text{horizontal tiles} = 0.03 \times 23 \times \frac{16.5}{30} = 0.03 KN/m^2$$

$$\text{vertical morter} = 0.03 \times 22 \times \frac{16.5}{30} = 0.36 KN/m^2$$

$$\text{horizontal morter} = 0.03 \times 22 = 0.66 KN/m^2$$

$$\text{plaster} = 22 \times \frac{0.02}{\cos\theta} = 22 \times \frac{0.02}{0.87} = 0.5 KN/m^2$$

$$\text{step} = 25 \times \frac{16.5}{2} = 2.06 KN/m^2$$

$$\text{slab} = \frac{0.14 \times 25}{\cos\theta} = \frac{0.14 \times 25}{0.87} = 4 KN/m^2$$

$$\text{total dad load} = 9KN/m^2$$

live load

live load for stairs $=5KN/m^2$

Factored load

$$qu = 1.2 \times DL + 1.6 \times LL$$

$$qu = 1.2 \times 9 + 1.6 \times 5$$

$$qu = 18.8KN/m$$

4-8-3 Design of Shear:

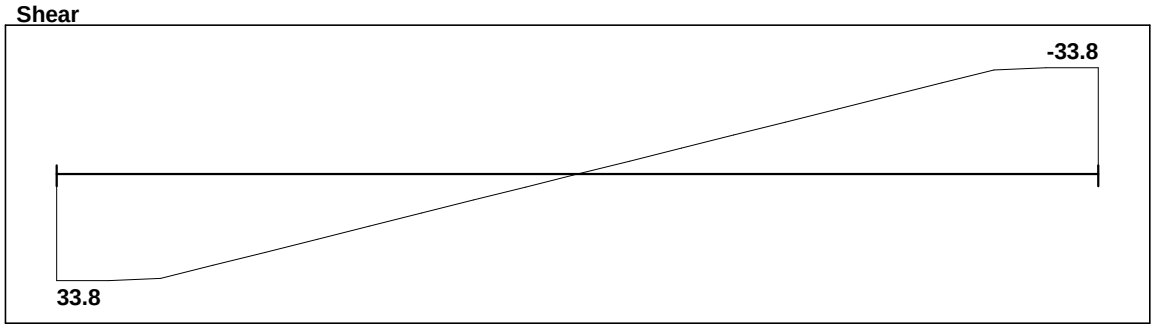


Figure (4-8): shear diagram of stair1.

$$Vu = \frac{qu.l}{2} = \frac{18.8 \times 3.6}{2} = 33.8KN$$

$$\phi \times Vc = \frac{\phi \times \sqrt{fc'} \times bw \times d}{6} = \frac{0.75 \times \sqrt{24} \times 1000 \times d_{req}}{6} = 612.4 \times d_{req}$$

$$\phi \times Vc = Vu$$

$$612.4 \times d_{req} = 33.8$$

$$d_{req} = 5.5cm$$

$$h_{req} = d + cover + \frac{\phi}{2}$$

$$h_{req} = 5.5 + 2 + 1 = 8.5cm \leq h_{selected} = 22cm$$

→ No shear reinforcement is required.

4-8-4 Design of Bending Moment:

The Following figure shows the Moment Envelope acting on the stair.

See figure (4-9).

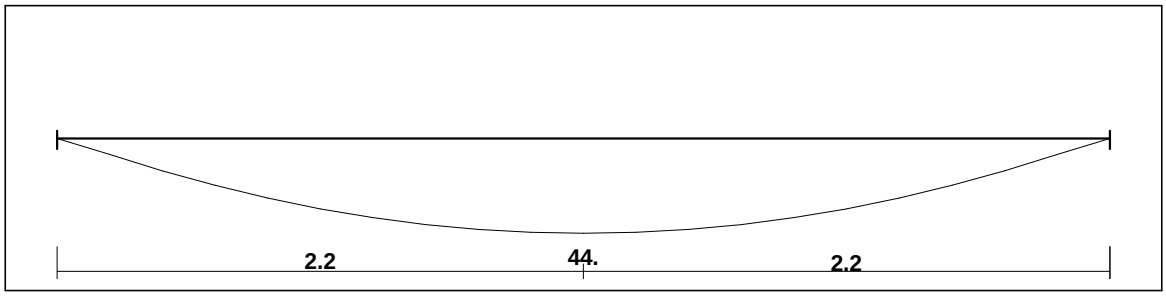


Figure (4-9): moment diagram of stair1.

Mu = 44 KN.m

$$Mn = \frac{Mu}{0.9} = \frac{44}{0.9} = 48.8\ KN.m$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{48.8 \times 10^6}{1000 \times 190^2} = 1.35MPa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.59$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.589 \times 1.35}{420}}\right)$$

$$\rho = 3.32 \times 10^{-3}$$

$$As_{req} = \rho \times b \times d$$

$$As_{req} = 3.32 \times 10^{-3} \times 1000 \times 190 = 6.32cm^2/m$$

-Check For As_{min}

According to the ACI318M-05 (Section 10.5.1, Eq.10.3)

$$As_{min} = \frac{0.25 \times \sqrt{fc'} \times bw \times d}{fy} = \frac{0.25 \times \sqrt{24} \times 1000 \times 190}{420} = 5.54cm^2$$

$$\text{Not less than } As_{min} = \frac{1.4 \times bw \times d}{fy} = \frac{1.4 \times 1000 \times 190}{420} = 6.33cm^2$$

As min for shrinkage and temperature

$As_{min} = 0.0018 \times b \times h$

$As_{min} = 0.0018 \times 100 \times 22 = 3.96cm^2$

$As_{req} = As_{min} = 6.33cm^2$

Select $\phi 12$ with $As = 1.13cm^2$

$Sreq = \frac{1.13}{6.33} \times 100 = 17.85cm$

Select S = 15cm

$S = 15cm < S_{req} = 17.85cm$

$S = 15cm < 3 \times h = 66cm$

$S = 15cm < 45cm$

Select $\phi 12/15cm$ with $As = 7.53cm^2 > As_{req} = 6.33cm^2$

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

- Check of yielding

Compresion = Tension

C = T

$0.85 \times f\acute{c} \times b \times a = As \times fy$

$0.85 \times 24 \times 1000 \times a = 753 \times 420$

$\Longrightarrow a = 15.5mm$

$x = \frac{a}{\beta} = \frac{15.5}{0.85} = 18.24mm$

$\epsilon_s = \frac{190 - 18.3}{18.3} \times 0.003 = 0.028 > 0.005 \quad \therefore OK$

4-8-5 Development Length of the Bars:

$Ld = \frac{fy}{2\sqrt{f\acute{c}}} \times \alpha \times \beta \times db$

$Ld = \frac{420}{2\sqrt{24}} \times 1 \times 1 \times 1.2 = 51.4cm$

$Ld_{available} > Ld_{req} = 51.4cm$

$100cm > 51.4cm \Longrightarrow OK$

4-8-6 Design of Lateral Reinforcement:

As = As for shrinkage and temperature

$As = 0.0018 \times b \times h$

$As = 0.0018 \times 100 \times 22 = 3.96cm^2$

Not less than: $As = 0.2 \times As_{main}$

$As = 0.2 \times 7.53 = 1.5cm^2/m$

Select $\phi 12$ with $As = 1.13cm^2$

$$Sreq = \frac{1.13 \times 100}{3.96} = 28.5cm$$

Select S =25cm

Select $\phi 12/25cm$ with $As = 4.52cm^2/m > As_{req} = 3.96cm^2$

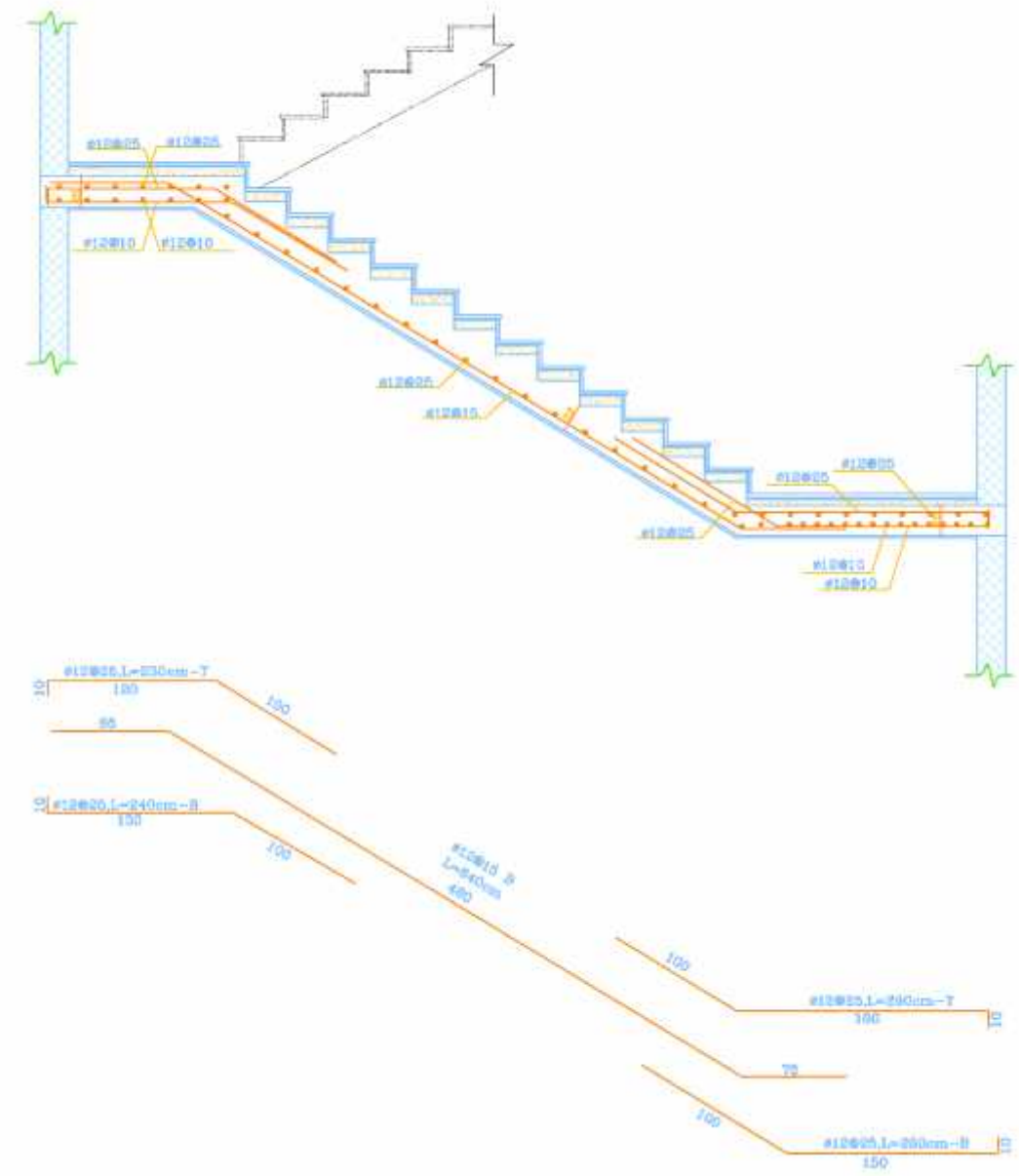


Figure (4-10): Reinforcement of stair1.

4-9 Design of Landing:

Design as one way solid slab

4-9-1 Load Calculations:

Dead loads

$$\text{Dead load of tiles} = 0.04 \times 23 = 0.92 KN/m^2$$

$$\text{Dead load of morter} = 0.03 \times 22 = 0.66 KN/m^2$$

$$\text{Dead load of plaster} = 22 \times 0.03 = 0.66 KN/m^2$$

$$\text{Dead load of slab} = 0.22 \times 25 = 5.5 KN/m^2$$

$$\text{total dead load} = 7.74 KN/m^2$$

live load

live load on the landing =5KN/m^2

reaction of the stairs on the landing = 33.8KN/m

Factored load

$$qu = 1.2 \times DL + 1.6 \times LL + reaction$$

$$qu = 1.2 \times 7.74 + 1.6 \times 5 + 33.8$$

$$qu = 51 KN/m$$

4-9-2 Design of Shear:

$$Vu = \frac{qu.l}{2} = \frac{51 \times 2.8}{2} = 71.4\ KN$$

$$\phi \times Vc = \frac{\phi \times \sqrt{fc'} \times bw \times d}{6} = \frac{0.75 \times \sqrt{24} \times 1000 \times 190}{6} = 116.35\ KN$$

$$\phi.Vc = 116.35\ KN \gg Vu = 71.4 KN$$

∴ No shear reinforcement is required for topping.

4-9-3 Design of Main Reinforcement:

By using -Atir -software the Envelope Moment is :

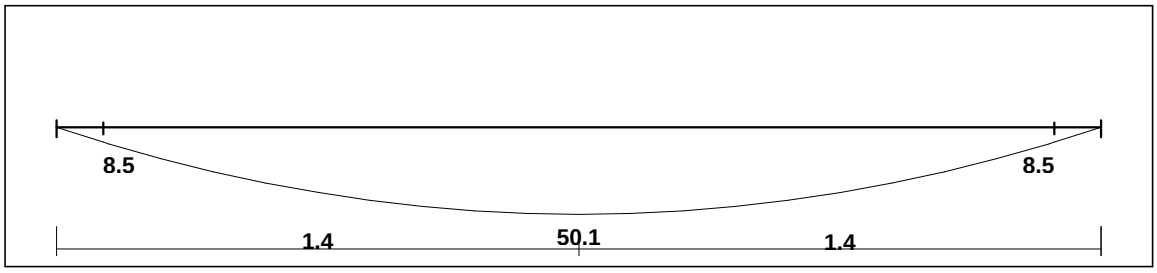


Figure (4-1١): moment diagram of landing.

Mu = 50.1 KN.m

$$Mn = \frac{Mu}{0.9} = \frac{50.1}{0.9} = 55.5\ KN.m$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{55.5 \times 10^6}{1000 \times 190^2} = 1.53MPa$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.58 \times 1.53}{420}}\right)$$

$$\rho = 3.79 \times 10^{-3}$$

$$As_{req} = \rho \times b \times d$$

$$As_{req} = 3.79 \times 10^{-3} \times 100 \times 19 = 7.2cm^2/m$$

-Check For As_{min}

According to the ACI318M-05 (Section 10.5.1, Eq.10.3)

$$As_{min} = \frac{0.25 \times \sqrt{fc'} \times bw \times d}{fy} = \frac{0.25 \times \sqrt{24} \times 1000 \times 190}{420} = 5.54cm^2$$

$$\text{Not less than } As_{min} = \frac{1.4 \times bw \times d}{fy} = \frac{1.4 \times 1000 \times 190}{420} = 6.33cm^2$$

$As_{req} = 7.2cm^2 > As_{min} = 6.33cm^2$

Select $\phi 12$ with $As = 1.13cm^2$

$$Sreq = \frac{1.13}{7.2} \times 100 = 15.69\ cm$$

Select S = 10cm < S_{req}

S = 10cm <S_{req}=15.69

S = 10cm <3 h=66cm

S = 10cm <45cm

Select $\phi 12/10cm$ with $As = 11.3cm^2 > As_{req} = 7.2cm^2$

- Check of yielding

Compresion = Tension

C = T

$0.85 \times f\acute{c} \times b \times a = As \times fy$

$0.85 \times 24 \times 1000 \times a = 1130 \times 420$

$\Longrightarrow a = 23.2mm$

$$x = \frac{a}{\beta} = \frac{23.2}{0.85} = 27.3mm$$

$$\epsilon_s = \frac{190 - 27.3}{27.3} \times 0.003 = 0.017 > 0.005 \qquad \therefore OK$$

4-9-4 Design of Secondary Reinforcement:

As_{req} for shrinkage and temperature

$As_{req} = 0.0018 \times b \times h$

$As_{req} = 0.0018 \times 100 \times 22 = 3.96cm^2$

Not less than $0.2 \times As_{min} = 0.2 \times 11.3 = 2.26$

Select $\phi 12$ with $As = 1.13cm^2$

$$S_{req} = \frac{1.13}{3.9} \times 100 = 28.9cm$$

Select S = 25cm

$S = 25cm < S_{req} = 28.8cm$

$S = 25cm < 3 \times h = 66cm$

$S = 25cm < 45cm$

Select $\phi 12/25cm$ with $As = 4.52cm^2 > As_{req} = 3.9cm^2$

4-9-5 Design of Top Reinforcement:

$$As \geq \frac{1}{3} \times As_{main}$$

$$As = \frac{1}{3} \times 11.3 = 3.77$$

$$\text{Select } \phi 10/20 \text{ cm with } As = \frac{1.13 \times 100}{25} = 3.93 \text{ cm}^2 > As_{req} = 3.77 \text{ cm}^2$$

4-10 Design of One Way Solid Slab:

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{6.8}{3.05} = 2.2 > 2 \quad \Longrightarrow \text{one way solid slab.}$$

$$h = \frac{Ln}{20} : \text{For one way solid slab .}$$

$$h = \frac{2.8}{20} = 0.14 \text{ cm}$$

$$\text{select } h = 15\text{cm}$$

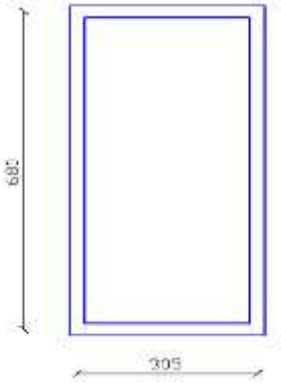


Figure (4-1٢): one way solid slab.

4-10-1 Load Calculations:

$$\text{Dead load of slab} = 0.15 \times 25 = 3.75 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Dead load of plastering} = 0.03 \times 22 = 0.66 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Total Dead load of slab} = 4.41 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Live Load} = 2\text{KN/m}^2$$

$$qu = 1.2 \times DL + 1.6 \times LL$$

$$qu = 1.2 \times 4.41 + 1.6 \times 2$$

$$qu = 8.49\text{KN/m}$$

4-10-2 Design of Shear:

$$Vu = \frac{qu.l}{2} = \frac{8.49 \times 3}{2} = 12.74 \text{ KN}$$

$$\phi \times Vc = \frac{\phi \times \sqrt{fc'} \times bw \times d}{6} = \frac{0.75 \times \sqrt{24} \times 1000 \times 120}{6} = 73.5 \text{ KN}$$

$$\phi.Vc = 73.5 \text{ KN} \gg Vu = 12.74\text{KN}$$

∴ No shear reinforcement is required for topping.

4-10-3 Design of Bending Moment:

$$Mn = \frac{Mu}{0.9} = \frac{9.6}{0.9} = 10.67\text{KN.m}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{10.67 \times 10^6}{1000 \times 120^2} = 0.74\text{MPa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.59$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.59 \times 0.74}{420}}\right)$$

$$\rho = 1.8 \times 10^{-3}$$

$$As_{req} = \rho \times b \times d$$

$$As_{req} = 1.8 \times 10^{-3} \times 100 \times 12 = 2.15\ cm^2/m$$

-Check For As_{min}

According to the ACI318M-05 (Section 10.5.1, Eq.10.3)

$$As_{min} = \frac{0.25 \times \sqrt{fc'} \times bw \times d}{fy} = \frac{0.25 \times \sqrt{24} \times 1000 \times 120}{420} = 3.5cm^2$$

$$\text{Not less than } As_{min} = \frac{1.4 \times bw \times d}{fy} = \frac{1.4 \times 1000 \times 120}{420} = 4cm^2$$

Select $\phi 12$ with $As = 1.13cm^2$

$$S_{req} = \frac{1.13}{4} \times 100 = 28.2\ cm$$

Select $S = 20\ cm$

$S = 20\ cm < S_{req} = 28.2$

$S = 20\ cm < 3 \times h = 60\ cm$

$S = 20\ cm < 45\ cm$

$$\text{Select } \phi 12/20 \text{ with } As = \frac{1.13 \times 100}{20} = 7.85\ cm^2 > 4\ cm^2$$

- Check of yielding

Compresion = Tension

C = T

$0.85 \times fc' \times b \times a = As \times fy$

$0.85 \times 24 \times 1000 \times a = 785 \times 420$

$\Longrightarrow a = 16.16mm$

$$x = \frac{a}{\beta} = \frac{16.16}{0.85} = 19mm$$

$$\epsilon_s = \frac{120 - 19}{19} \times 0.003 = 0.016 > 0.005 \qquad \therefore OK$$

4-10-4 Design of Secondary Reinforcement:

As_{req} shall not be less than As_{min} for shrinkage and temperature.

$$As_{min} = 0.0018 \times b \times h$$

$$As_{min} = 0.0018 \times 100 \times 15 = 2.7\ cm^2$$

Not less than $0.2 \times As_{main}$

$$= 0.2 \times 7.85$$

$$= 1.57 cm^2$$

Select $\phi 12$ with $As = 1.13 cm^2$

$$S_{req} = \frac{1.13}{2.7} \times 100 = 41.85\ cm$$

select $S = 25\ cm$

$$S = 25\ cm < S_{req} = 41.85$$

$$S = 25\ cm < 3 \times h = 60\ cm$$

$$S = 25\ cm < 45\ cm$$

Select $\phi 12/25\ cm$ with $As = \frac{1.13 \times 100}{25} = 4.52\ cm^2 > As_{req} = 3.9\ cm^2$

4-10-5 Design of Top Reinforcement :

$$As \geq \frac{1}{3} \times As_{main}$$

$$As = \frac{1}{3} \times 11.3 = 3.77$$

Select $\phi 10/20$ with $As = \frac{1.13 \times 100}{25} = 3.93\ cm^2 > As_{req} = 2.7\ cm^2$ in the two ways

4-11 Design of Two Way Solid Slab:

$\frac{L_y}{L_x} = \frac{5.15}{4.05} = 1.3 < 2 \quad \Longrightarrow$ Tow way solid slab.

$h = \frac{Ln}{30}$: For Two way solid slab .

$h = \frac{5.32}{30} = 0.177$ cm

select $h = 20$cm

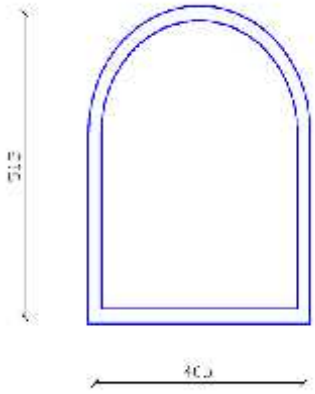


Figure (4-1٣): two way solid slab.

4-11-1 Load Calculations:

Dead load of slab $= 0.2 \times 25 = 5\ KN/m^2$

Dead load of plastering $= 0.03 \times 22 = 0.66\ KN/m^2$

Total Dead load of slab $= 5.66\ KN/m^2$

Live Load of the landing $= 2KN/m^2$

$h_{min} = 125mm$

select $h = 200$ m $> h_{min} = 125mm$

$K_{fx} = 16.8$

$K_{fy} = 30.9$

$K_{Ax} = K_{Ay} = 1.96$

For 1m strip:

$qu = 1.2 \times DL + 1.6 \times LL$

$qu = 1.2 \times 5.66 + 1.6 \times 2$

$qu = 9.99 \approx 10KN/m$

$Mu_x = \frac{qu.lx^2}{K_{fx}} = \frac{10 \times 4.05^2}{16.8} = 9.76\ KN.m/m$

$Mu_y = \frac{qu.lx^2}{K_{fy}} = \frac{10 \times 4.05^2}{30.9} = 5.31\ KN.m/m$

$A_y = A_x = \frac{qu.lx}{K_{Ax}} = \frac{10 \times 4.05}{1.96} = 20.66\ KN/m$

Increasing of field moment :

$m_{fx} = 1.285$

$m_{fy} = 1.285$

$Mu_x = 9.76 \times 1.285 = 12.54 KN.m/m$

$Mu_y = 5.31 \times 1.285 = 6.82 KN.m/m$

4-11-2 Design of Shear Reinforcement :

$Vu = 20.66\ KN$

$d = 20 - 2 - 1 = 170\ mm$

$$\phi \times Vc = \frac{\phi \times \sqrt{fc'} \times bw \times d}{6} = \frac{0.75 \times \sqrt{24} \times 1000 \times 170}{6} = 104.1KN$$

$\phi.Vc = 104.10KN \gg Vu = 20.66KN$

∴ No shear reinforcement is required for topping.

4-11-3 Design of Reinforcement in X- direction :

$$Mu_x = \frac{Mu_x}{0.9} = \frac{12.54}{0.9} = 13.93KN.m/m$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{13.93 \times 10^6}{1000 \times 170^2} = 0.48MPa$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.59 \times 0.48}{420}}\right)$$

$\rho = 1.16 \times 10^{-3}$

$As_{req} = \rho \times b \times d$

$As_{req} = 1.16 \times 10^{-3} \times 100 \times 17 = 1.98 cm^2/m$

-Check For As_{min}

According to the ACI318M-05 (Section 10.5.1, Eq.10.3)

$$As_{min} = \frac{0.25 \times \sqrt{fc'} \times bw \times d}{fy} = \frac{0.25 \times \sqrt{24} \times 1000 \times 170}{420} = 4.96 cm^2/m$$

Not less than $As_{min} = \frac{1.4 \times bw \times d}{fy} = \frac{1.4 \times 1000 \times 170}{420} = 5.67 cm^2/m$

$1.3 \times As_{req} = 1.3 \times 1.98 = 2.57\ cm^2/m$

$\Longrightarrow As_{req} = As_{min} = 2.57 cm^2/m$

As_{req} shall not be less than As_{min} for shrinkage and temperature.

$As_{min} = 0.0018 \times 100 \times 20 = 3.6\ cm^2$

$\Longrightarrow As_{req} = As_{min} = 3.6 cm^2/m$

Select $\phi 12$ with $As = 1.13 cm^2$

$S_{req} = \frac{1.13}{3.6} \times 100 = 31.93\ cm$

select $S = 30\ cm < S_{req}$

$S = 30\ cm < 3 \times h = 60\ cm$

$S = 30\ cm < 45\ cm$

Select $\phi 12/30$ with $As = \frac{1.13 \times 100}{30} = 3.76\ cm^2/m > 3.6\ cm^2/m$

- Check of yielding

Compresion = Tension

C = T

$0.85 \times f\acute{c} \times b \times a = As \times fy$

$0.85 \times 24 \times 1000 \times a = 376 \times 420$

$\Longrightarrow a = 7.7mm$

$x = \frac{a}{\beta} = \frac{7.7}{0.85} = 9.1mm$

$\epsilon_s = \frac{170 - 9.1}{9.1} \times 0.003 = 0.05 > 0.005$ $\therefore$ OK

4-11-4 Design of Reinforcement in Y- direction :

$Mu_y = \frac{Mu_y}{0.9} = \frac{6.82}{0.9} = 7.58 KN.m/m$

$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{7.58 \times 10^6}{1000 \times 170^2} = 0.26 MPa$

$m = \frac{fy}{0.85 \times f\acute{c}} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.58$

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

$$\rho = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.59 \times 0.26}{420}}\right)$$

$\rho = 6.23 \times 10^{-4}$

$As_{req} = \rho \times b \times d$

$As_{req} = 6.23 \times 10^{-3} \times 100 \times 17 = 1.06\ cm^2/m$

$As_y \geq 0.2 \times As_x$

$As_y = 1.06\ cm^2/m \geq 0.2 \times 3.76 = 0.75\ cm^2/m$

-Check For As_{min}

According to the ACI318M-05 (Section 10.5.1, Eq.10.3)

$$As_{min} = \frac{0.25 \times \sqrt{fc'} \times bw \times d}{fy} = \frac{0.25 \times \sqrt{24} \times 1000 \times 170}{420} = 4.96 cm^2/m$$

Not less than $As_{min} = \frac{1.4 \times bw \times d}{fy} = \frac{1.4 \times 1000 \times 170}{420} = 5.67 cm^2/m$

$1.3 \times As_{req} = 1.3 \times 1.06 = 1.38 cm^2/m$

$\Rightarrow As_{req} = 1.38 cm^2/m$

As_{req} shall not be less than As_{min} for shrinkage and temperature.

$As_{min} = 0.0018 \times 100 \times 20 = 3.6\ cm^2$

$\Rightarrow As_{req} = As_{min} = 3.6 cm^2/m$

Select $\phi 12$ with $As = 1.13 cm^2$

$$S_{req} = \frac{1.13}{3.6} \times 100 = 31.93\ cm$$

select $S = 30\ cm < S_{req}$

$S = 30\ cm < 3 \times h = 60\ cm$

$S = 30\ cm < 45\ cm$

Select $\phi 12/30$ with $As = \frac{1.13 \times 100}{30} = 3.76\ cm^2/m > 3.6\ cm^2/m$

- Check of yielding

Compresion = Tension

C = T

$0.85 \times f\acute{c} \times b \times a = As \times fy$

$0.85 \times 24 \times 1000 \times a = 376 \times 420$

$\Longrightarrow a = 7.7mm$

$x = \frac{a}{\beta} = \frac{7.7}{0.85} = 9.1mm$

$\epsilon_s = \frac{170 - 9.1}{9.1} \times 0.003 = 0.05 > 0.005 \qquad \therefore$ OK

4-11-5 Design of Top Reinforcement :

Reinforcement of shrinkage and temperature .

As_{req} shall not be less than As_{min} for shrinkage and temperature.

$As_{min} = 0.0018 \times b \times h$

$As_{min} = 0.0018 \times 100 \times 20 = 3.6\ cm^2$

Select $\phi 10/15$ cm in the two ways

$As = \frac{0.785 \times 100}{15} = 5.2\ cm^2/m > As_{min} = 3.6\ cm^2/m$

4-12 Design of Column:

4-12-1 Design of Column (C5) in the First Basement Floor:

$Pu = 4161.25\ KN$

$$Pn_{req} = \frac{Pu}{\phi} = \frac{4161.25}{0.65} = 6401.92\ KN$$

Use $\rho = \rho g = 1.5\%$

$$Pn = 0.8 \times Ag(0.85 \times f\acute{c} + \rho g \times (fy - 0.85 \times f\acute{c}))$$

$$6401.92 \times 10^3 = 0.8 \times Ag(0.85 \times 24 + 0.015 \times 420 - 0.85 \times 24)$$

$$Ag_{req} = 303.24 \times 10^3 mm^2$$

Select $70cm \times 50cm$ with $Ag = 0.35m^2 > Ag_{req} = 0.3m^2$

$$Pn = 0.8 \times Ag(0.85 \times f\acute{c} + \rho g \times (fy - 0.85 \times f\acute{c}))$$

$$6401.92 \times 10^3 = 0.8 \times 350 \times 10^3(0.85 \times 24 + \rho g \times 420 - 0.85 \times 24)$$

$$\rho g = 0.006 < \rho_{min} = 0.01$$

$$As_{req} = \rho_{req} \times Ag = 35cm^2$$

$$As_{req} = 0.01 \times 3500 = 35cm^2$$

use $\phi 18$ with $As = 2.54cm^2$

Select $16\phi 18$ with $As = 40.64cm^2 > As_{req} = 35cm^2$

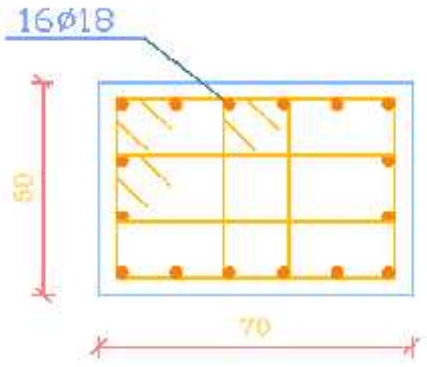


Figure (4-14): short column reinforcement.

4-12-2 Check Slenderness Effect

For Braced System

$$\frac{KLu}{r} \leq 34 - 12\ \frac{M1}{M2}\ \leq 40$$ ACI 10_12_2

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

Lu: actual (un supported) length

r: radius of gyration , $r = 0.3 \times h$ =√(I/A

K = 1
Lu = 4m
$r = 0.3 \times 0.5 = 0.15$

$$\frac{M1}{M2} = 0.0$$

$$\frac{KLu}{r} \leq 34 - 12(\frac{M1}{M2}) \leq 40$$

$$\frac{1 \times 4}{0.15} = 26.67 < 34$$

∴short column

∴ Slenderness effect must not be considered

4-12-3 Lateral Ties Selection:

Design of the tie reinforcement

$S \leq 16 \times db$ longitudinal bar diameter ACI -7.10.5.2

$S \leq 48 \times dt$ tie bar diameter

$S \leq 60cm$

$S \leq 16 \times 1.8 = 28.8cm$

$S \leq 48 \times 1.0 = 48cm$

$S \leq 60cm$

use ϕ10 ties/25 cm

Figure (4-10): short column ties.

4-13 Design of Isolated Footing (F11):

4-13-1 Load Calculations:

- Factored load = 4257KN
- Service load = 3243.1 KN
- Column dimension = 65cm×50cm
- Soil density = 18 KN/m^3
- Allowable soil pressure = 400 KN/m^2
- Estimate footing to be about 60cm in addition to about 10cm of concrete
- Soil weight above the footing$= \ 1.5-0.6 \ \times 18 = 16.2KN/m^2$
- footing weight $= 0.6 \times 25 = 15KN/m^2$

4-13-2 Determination of Footing Area:

$P_{net} = 400 - \ 15 + 16.2 \ = 368.8KN/m^2$

$\text{required area}(A_{req}) = \frac{\text{service load}}{\text{Pnet}} = \frac{3243.1}{368.8} = 8.8m^2$

try 3m ×3m with A = $9m^2 > A_{req} = 8.8m^2$

4-13-3 Determination of Footing Depth:

for the design of the reinforced concrete member factored load must be used

$Pu \ = 4257KN$

$Pnet = \frac{\text{Factored load}}{\text{area}} = \frac{4257}{9} = 473KN/m^2$

$\phi \times Vc = \frac{\phi \times \sqrt{fc} \times bw \times d}{6} = \frac{0.75 \times \sqrt{24} \times 3000 \times d_{req}}{6} = 1837.1 \times d_{req}$

$\phi \times Vc \geq Vu$

$1837.1 \times d_{req} = 1667.33 - 1419 \times d_{req}$

$d_{req} = 51cm$

$h_{req} = 51 + 8 + 2 = 61cm$

Select h = 70cm

$d = 70 - 8 - 2 = 60cm$

check this depth for two way shear action using critical section with d = 60 cm

$$Vu = Pnet \times \ B \times L \ - \ a + d \ (b + d)$$

$$Vu = 473 \times \ 3 \times 3 \ - \ 65 + 60 \ (50 + 60) \ = 3606.6KN$$

$$b = 2 \times \ 65 + 60 \ + 2 \times \ 50 + 60 \ = 470KN$$

$\alpha s = 40$(interior beam)

$$Bc = \frac{a}{b} = \frac{65}{50} = 1.3$$

4-13-4 Design of Footing Against Punching(Two Way Shear):

the punching shear strength is the smallest of

$$Vc = \ \frac{1}{6} \ 1 + \frac{2}{Bc} \ \sqrt{f\acute{c}} \times b \times d = \ \frac{1}{6} \ 1 + \frac{2}{1.3} \ \sqrt{24} \times 4700 \times 600 = 5844.86KN$$

$$Vc = \ \frac{1}{12} \ 2 + \frac{\alpha s}{b/d} \ \sqrt{f\acute{c}} \times b \times d = \ \frac{1}{12} \ 2 + \frac{40}{4700/600} \ \sqrt{24} \times 4700 \times 600 = 8181.3KN$$

$$Vc = \frac{1}{3} \times b \times d \times \sqrt{fc} = \frac{1}{3} \times 4700 \times 600 \times \sqrt{24} = 4605 \ldots\ldots\ldots \text{control}$$

$$Vu = 473 \times \ 3 \ ^{2} - \ 1.3 \times 1.15 \ = 3549.9KN$$

$$\phi . Vc = 3453.8KN < Vu = 3549.9KN$$

Calculate required d to satisfy punching shear

Let: h = 75cm

d = 65cm

$$b = 2 \times \ 65 + 65 \ + 2 \times \ 50 + 65 \ = 490KN$$

$$Vc = \frac{1}{3} \times b \times d \times \sqrt{fc} = \frac{1}{3} \times 4900 \times 650 \times \sqrt{24} = 5201 \ldots\ldots\ldots \text{control}$$

$$\phi . Vc = 0.75 \times 5201 = 3900KN$$

$$\phi . Vc = 3900KN > Vu = 3549.9KN$$

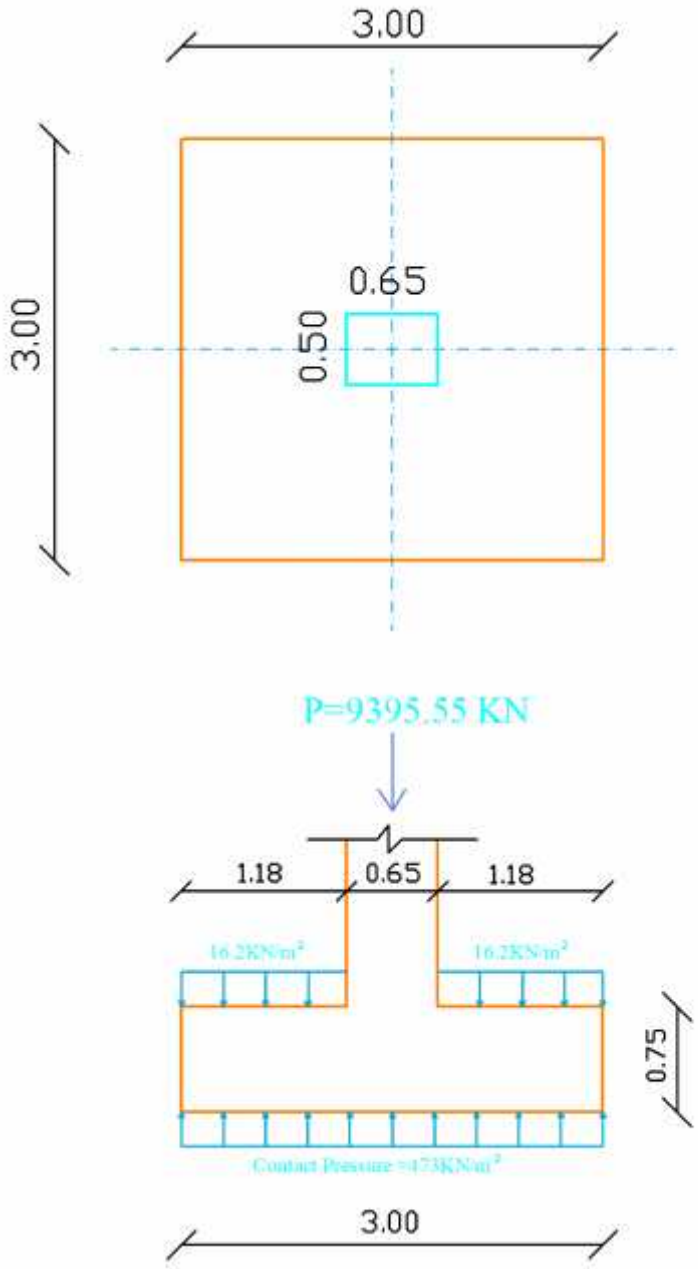


Figure (4-١٦): Geometry of the footing (F11).

4-13-5 Design of Bending Moment:

Design as plain concrete

$$\phi.Mn = 0.55 \times 0.42 \times \sqrt{fc'} \times Sm$$

$$Sm = \frac{b \times h^2}{6}$$

$$Sm = \frac{3000 \times 750^2}{6} = 0.28 \times 10^9 \ mm^3$$

$$\phi.Mn = 0.55 \times 0.42 \times \sqrt{24} \times 0.28 \times 10^9 = 316.87KN.m$$

$$Mu = P\,net \times W \times \left(\frac{L}{2} - \frac{a}{2}\right) \times 0.5 \left(\frac{L}{2} - \frac{a}{2}\right)$$

$$Mu = 473 \times 3 \times \left(\frac{3}{2} - \frac{0.65}{2}\right) \times 0.5 \left(\frac{3}{2} - \frac{0.65}{2}\right)$$

$$Mu = 1042.08KN$$

$$\phi.Mn = 316.87KN.m < Mu = 1042.08KN.m$$

Design in plain concrete is not satisfied so, the section of footing must be reinforced.

4-13-6 Design Of Bottom Reinforcement:

Mu=1042.08KN.m

$$Mn = \frac{Mu}{0.9} = \frac{1042.08}{0.9} = 1157.86KN.m$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{1157.86 \times 10^6}{3000 \times 650^2} = 0.69MPa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.59$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.59 \times 0.69}{420}}\right)$$

$$\rho = 1.67 \times 10^{-3}$$

$$As_{req} = \rho \times b \times d$$

$$As_{req} = 1.67 \times 10^{-3} \times 300 \times 65 = 32.6cm^2$$

As_{min} = for shrinkage and temperature

$$As_{min} = 0.0018 \times b \times h$$

$$As_{min} = 0.0018 \times 300 \times 75 = 40.5\ cm^2$$

$As_{req} = 40.5\ cm^2$

Select $\phi 18$ with $As = 2.54 cm^2$

Select $18\phi 18$ with $As = 45.72\ cm^2 > As_{req} = 40.5\ cm^2$

- Check of yielding

Compresion = Tension

C = T

$0.85 \times f\acute{c} \times b \times a = As \times fy$

$0.85 \times 24 \times 3000 \times a = 4572 \times 420$

$\Longrightarrow a = 31.4mm$

$x = \frac{a}{\beta} = \frac{3.1}{0.85} = 3.7cm$

$\epsilon_s = \frac{65 - 3.7}{3.7} \times 0.003 = 0.049 > 0.005$ $\therefore$ OK

4-13-7 Development Length of Main Reinforcement:

$Ld = \frac{fy}{2\sqrt{f\acute{c}}} \times \alpha \times \beta \times db$

$Ld = \frac{420}{2\sqrt{24}} \times 1 \times 1 \times 1.8 = 77.16cm$

$Ld_{available} = \frac{300 - 65}{2} - 8 = 109\ cm$

$Ld_{available} > Ld_{req} = 77.16cm \Longrightarrow$ OK

Using hock $\geq \phi 16$

Required length of hock $\geq \phi 16 = 16 \times 1.8 = 28.8cm$

Select: hock = 30cm > hock $_{required}$ = 28.8cm

4-13-8 Check Transfer of Load At The Base of Column(Design of Dowels):

$\phi.Pn = \phi \times (0.85 \times f\acute{c} \times Ag)$

$\phi.Pn = 0.65 \times (0.85 \times 24 \times 65 \times 50) = 43095KN$

$\phi.Pn = 43095KN > Pu = 4257KN$

minimum dowels are required for load transfer

ρ_{min}=0.005 ACI-Code – 15.8.2.1

Select $14\phi 20$ with $As = 30.77\ cm^2$

4-13-9 Development Length of Dowels:

$$Ld = \frac{fy}{4\sqrt{fc'}} \times db$$

$$Ld = \frac{420}{4\sqrt{24}} \times 1.8 = 36.74cm$$

$$Ld_{available} = \frac{300 - 65}{2} - 8 = 117.5\ cm$$

$Ld_{available} > Ld_{req} = 36.74cm \implies OK$

$$Ld_1 = \frac{0.24fy}{\sqrt{fc'}} \times db$$

$$Ld_1 = \frac{0.24 \times 420}{\sqrt{24}} \times 1.8 = 37.04cm$$

$$Ld_2 = 0.44 \times fy \times db = 0.44 \times 420 \times 1.8 = 33.26cm$$

Using hock $\geq 16\ \phi$

Required length of hock $\geq 16\ \phi = 16 \times 1.8 = 28.8cm$

hock $_{selected}$ = 30cm > hock $_{required}$ = 28.8cm

4-14 Design of Strip Footing:

4-14-1 Load Calculations:

- Weight of wall = 122.5KN
- $Pu_{factored} = 9395.55KN$
- $Pu_{service} = 7226.1KN$
- Estimate footing to be about 30cm in addition to about 10cm of concrete
- Soil weight above the footing$= \ 1.5 - 0.3 \ \times 18 = 21.6KN/m^2$
- Weight of footing = $0.3 \times 25 = 7.5KN/m^2$

4-14-2 Determination of Footing Area:

$P_{net} = 400 - \ 7.5 + 21.6 \ = 371.4KN/m^2$

$$\text{required area} = \frac{\text{service load}}{P_{net}} = \frac{7226.1}{371.4} = 19.5m^2$$

$$\text{width of footing} = \frac{\text{area}}{\text{length}} = \frac{19.5}{29.6} = 66cm$$

$\text{select } w = 80cm$

$$B/C = \frac{Pu_{factored}}{\text{area}} = \frac{9395.55}{0.8 \times 29.60} = 396.8KN/m^2$$

4-14-3 Determination of Footing Depth(One Way Shear):

$\phi \times Vc \geq Vu$

$Vu = 396.8 \times (275 - d_{req})$

$$\phi \times Vc = \frac{\phi \times \sqrt{fc'} \times bw \times d}{6} = \frac{0.75 \times \sqrt{24} \times 1000 \times d_{req}}{6} = 612.4 \times d_{req}$$

$\phi \times Vc = Vu$

$612.4 \times d_{req} = 109120 - 396.8 \times d_{req}$

$d_{req} = 10.8cm$

$h_{req} = 10.8 + 8 + 1.6 = 20.4cm$

Select h = 30cm

$d = 30 - 8 - 1.6 = 20.4cm$

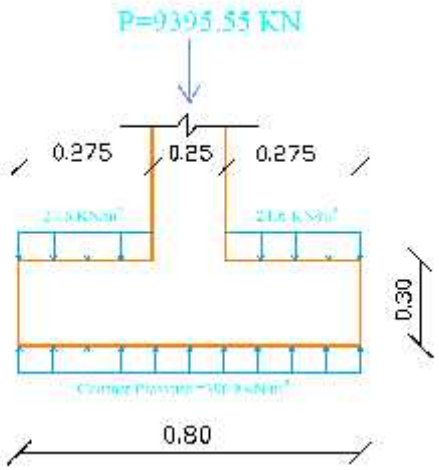


Figure (4-1٧): Geometry of strip footing.

4-14-4 Design of Bending Moment:

Mu = 14 KN.m

$$Mn = \frac{Mu}{0.9} = \frac{14}{0.9} = 15.5\ KN.m$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{15.5 \times 10^6}{1000 \times 204^2} = 0.4MPa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times f\acute{c}} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.59$$

$$\rho = \frac{1}{m}\ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}}$$

$$\rho = \frac{1}{20.59}\ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.589 \times 0.4}{420}}$$

$$\rho = 9.6 \times 10^{-3}$$

$$As_{req} = \rho \times b \times d$$

$$As_{req} = 9.6 \times 10^{-4} \times 1000 \times 204 = 1.96cm^2/m$$

As min for shrinkage and temperature

$$As_{min} = 0.0018 \times b \times h$$

$$As_{min} = 0.0018 \times 100 \times 30 = 5.4cm^2\ /m$$

$$As_{req} = As_{min} = 5.4cm^2/m$$

Select $\phi 12$ with $As = 1.13cm^2$

$$Sreq = \frac{1.13 \times 100}{5.7} = 20cm$$

Select $5\phi 12/20cm$ with $As = 5.7\ cm^2/m > As_{req} = 5.4\ cm^2/m$

- Check of yielding

Compresion = Tension

C = T

$$0.85 \times fć \times b \times a = As \times fy$$

$$0.85 \times 24 \times 1000 \times a = 570 \times 420$$

$$\Longrightarrow a = 11.7mm$$

$$x = \frac{a}{\beta} = \frac{11.7}{0.85} = 13.8mm$$

$$\epsilon_s = \frac{204 - 13.8}{13.8} \times 0.003 = 0.04 > 0.005 \qquad \therefore OK$$

4-14-5 Development Length of Main Reinforcement:

$$Ld = \frac{fy}{2\sqrt{fć}} \times \alpha \times \beta \times db$$

$$Ld = \frac{420}{2\sqrt{24}} \times 1 \times 1 \times 1.2 = 51.99 \geq 30cm$$

$Ld_{\ available} = 19.5cm < Ld = 51.9cm \Longrightarrow OK$

So standard hock of 20cm must be used to provide Ld

4-14-6 Design of Secondary Reinforcement:

As = As for shrinkage and temperature

$$As = 0.0018 \times b \times h$$

$$As = 0.0018 \times 100 \times 30 = 5.4cm^2/m$$

use $5\phi 12/20cm$

4-14-7 Check Transfer of Load at Base of Column (Design of Dowels):

$$As_{min} = 0.0012 \times b \times d$$

$$As_{min} = 0.0012 \times 100 \times 20.4$$

$$As_{min} = 2.448cm^2$$

select $\phi 10/25cm$

$$Ld = \frac{fy}{4\sqrt{f\acute{c}}} \times \alpha \times \beta \times db$$

$$Ld = \frac{420}{4\sqrt{24}} \times 1 \times 1 \times 1 = 20.4 \geq 30cm$$

$$ld_{available} = 30 - 8 - 1.2 = 20.8 \geq ld = 20.4cm$$

So standard hock of 20cm must be used to provide Ld

4-15 Design of Shear Wall (11):

4-15-1 Calculation of Loads:

W_{Floor} = Total dead loads of the floor.

- $W_{First\ Basement\ Floor}$ = Weight of slab+ Weight of stairs + 0.5(Weight of upper columns & walls + Weight of lower columns & walls) = 11820 KN.

- $W_{Second\ Basement\ Floor}$ = Weight of slab+ Weight of stairs + 0.5(Weight of upper columns & walls + Weight of lower columns & walls) = 11630.5 KN.

- $W_{Ground\ Floor}$ = Weight of slab + Weight of stairs + 0.5(Weight of upper columns & walls + Weight of lower columns & walls) = 10151.8 KN.

- $W_{First\ Floor}$ = Weight of slab + Weight of stairs + 0.5(Weight of upper columns & walls + Weight of lower columns & walls) = 10007 KN.

- $W_{Second\ Floor}$ = Weight of slab+ Weight of stairs + 0.5(Weight of upper columns & walls + Weight of lower columns & walls) = 9558 KN.

- $W_{Roof\ Floor}$ = Weight of slab + 0.5×Weight of lower columns & walls = 491.5kN.

4-15-2 Calculation of Shear Force on "Shear Walls":

$W_{Total} = W_{First\ Basement\ Floor} + W_{Second\ Basement\ Floor} + W_{Ground\ Floor} + W_{First\ Floor} + W_{Second\ Floor} + W_{Roof\ Floor}$

$= 11820 + 11630.5 + 10151.8 + 10007 + 9558 + 491.5 = 53659$ KN

According to the UBC, the total design base shear in a given direction,

$V = 0.07 \times W_{Total}$.

V = 0.07×53659= 4668.3 KN.

Ft = 0.07 × T × V (UBC1997-Eq. 30-14)

Ft = 0.07 × 0.5× 4668.3= 163.39 KN.

$$Fx = \frac{V - Ft \times W \times h}{\sum W \times h} \qquad (UBC1997 - Eq.30 - 15)$$

Table (4-٣): FX Calculations.

Floor	W (KN)	V (KN)	H (m)	Ft (KN)	V-Ft (KN)	W×h	Fx
Roof	491.5	4668.3	22.15	163.3	4504.9	108867.7	81.5
Second	9558	4668.3	18.7	163.3	4504.9	178734.6	1338.2
First	10007	4668.3	15.25	163.3	4504.9	152606.7	1142.5
Ground	10151.8	4668.3	11.5	163.3	4504.9	116745.7	874.1
Basement 2	11630.5	4668.3	7.9	163.3	4504.9	91880.95	688
Basement 1	11820	4668.3	4.3	163.3	4504.9	50826	380.5
Σ	53659					601680.6	

From software program the following results are obtained:

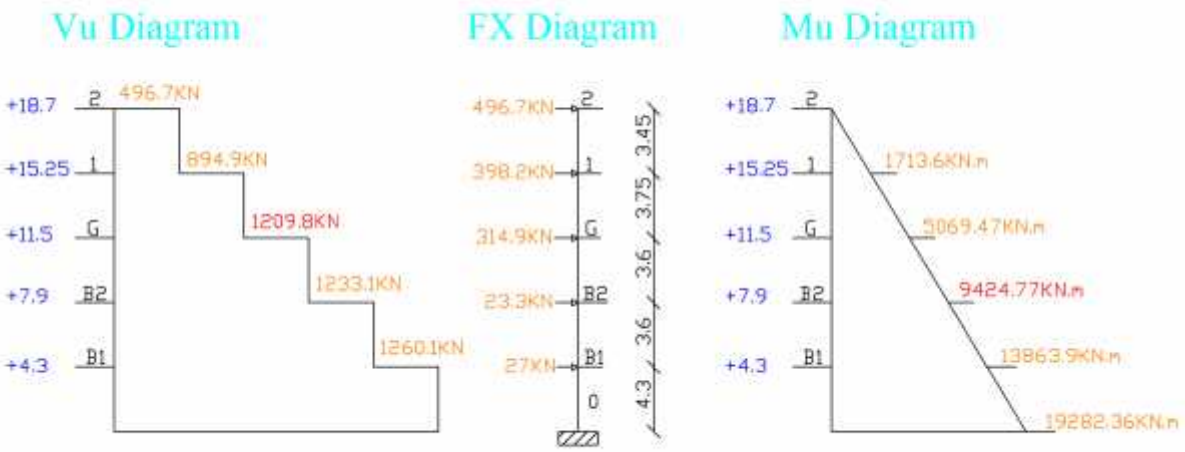


Figure (4-1٨): FX, Vu, Mu.

4-15-3 Design of Shear Wall:

$f_c' = 24$ Mpa

$f_y = 420$ Mpa

$h = 25$ cm shear wall thickness

$l_w = 6.56$ m shear wall width

$h_w = 22.15$ m story hight

4-15-4 Design of Vertical Reinforcement:

Vu = 1209.8 KN

$$V_n = \frac{1209.8}{0.75} = 1613.06 \text{ KN}$$

$$d = 0.8 \times l_w = 0.8 \times 6.56 = 5.248 \text{ m}$$

$$V_{c_1} = \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times h$$

$$= \frac{1}{6} \times \sqrt{24} \times 0.25 \times 5.248 \times 1000$$

$$= 1071.24 \text{ KN}$$

$$V_s = V_n - V_{c_1}$$

$$= 1613.06 - 1071.24 = 541.82 \text{ KN}$$

$$\frac{A_{vh}}{S_2} = \frac{V_s}{f_y \times d} = \frac{0.54182}{420 \times 5.248} = 0.00024$$

$$\left(\frac{A_{vh}}{S_2}\right)_{min} = 0.0025 \times h = 0.0025 \times 0.25 = 0.000625 \text{ mm}$$

$$S_2 \leq \frac{L_w}{5} = \frac{6.56}{5} = 1312 \text{ mm}$$

$$S_2 \leq 3 \times h = 3 \times 250 = 750 \text{ mm}$$

$$\frac{A_{vh}}{S_2} = 0.000625 \text{ mm}$$

Try 2 Ø10

$$\frac{2 \times 79 \times 10^{-6}}{S_2} = 0.005$$

$$\longrightarrow S_2 = 0.316$$

select $S_2 = 30$ cm

$\therefore$ use 2Ø10 @30 cm c/c for the reinforcement in tmo layer

4-15-6 Design of Horizontal Reinforcement:

$$A_{vn} = 0.0025 + 0.5\ 2.5 - \frac{hw}{lw}\ \frac{A_{vh}}{S_2} - 0.0025 \times S_1 \times h$$

$$\frac{hw}{lw} = \frac{22.15}{6.56} = 3.54 > 2.5$$

$$\longrightarrow A_{vn} = 0.0025 \times S_1 \times h$$

$$S_1 \leq \frac{lw}{3} = \frac{6.56}{3} = 2180\ mm$$

$$S_1 \leq 3 \times h = 3 \times 250 = 750\ mm$$

$$S_1 \leq 450\ mm$$

Try 2 Ø10

$$A_{vn} = 0.0025 \times S_1 \times h$$

$$2 \times 79 \times 10^{-6} = 0.0025 \times 0.25 \times S_1$$

$$\longrightarrow S_1 = 0.252 \qquad \text{Control}$$

select $S_1 = 25$ cm

$\therefore$ use 2Ø10 @25 cm c/c for the reinforcement in tmo layer

4-15-7 Design of Moment:

Mu = 9424.77 KN.m

$$As = \frac{lw}{S_1} \times 2 \times 79 = \frac{6.56}{0.25} \times 2 \times 79 = 0.00414\ m^2$$

$$\frac{Z}{lw} = 1\ \ 2 + \frac{0.85 \times fć \times lw \times h}{As \times fy}$$

$$\frac{Z}{lw} = 1\ \ 2 + \frac{0.85 \times 24 \times 6.56 \times 0.25}{0.00414 \times 420} = 0.0544$$

$$Mu = 0.9\ \ 0.5 \times Ast \times fy \times lw\ \ 1 - \frac{Z}{lw}$$

$$Mu = 0.9\ 0.5 \times 0.00424 \times 420 \times 6.56\ 1 - 0.0544 = 4.97\ MN.m$$

$$Mu = 9424.77 - 4970 = 4454.77\ MN.m$$

$$C \geq \frac{lw}{600\ \delta n/hw}$$

Assume $\delta n/hw = 0.007$

$$C \geq \frac{6.56}{600 \times 0.007} = 1.56$$

boundary element length $Cw = C - 0.1 \times lw$

$= 1.56 - 0.1 \times 6.56 = 0.904$

$\geq \frac{1.56}{2} = 0.78$

$\therefore$ The boundary element length $Cw = 0.904$

$$Ast = \frac{Mu/\emptyset}{fy\ lw - Cw} = \frac{4454.77 \times 10^3/0.9}{420\ 6.56 - 0.904} = 2083.6\ mm^2$$

$Ast = 2083.6 + 4 \times 79 = 2399.6\ mm^2$

$\therefore$ use 12Ø16 with $As = 2464\ mm^2$

4-16 Design of Basement wall:

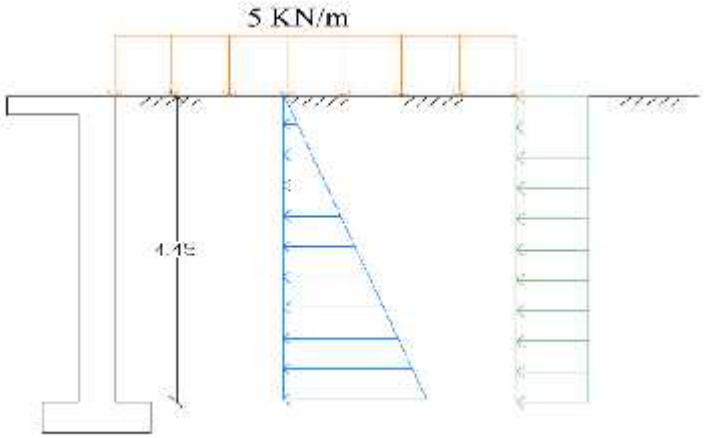


Figure (4-19): Geometry of basement wall.

Assume:

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

$k_o = 0.5$

$e_o = k_o \times \gamma \times h$

$e_o = 0.5 \times 18 \times 4.45 = 40.05\ KN/m^2$

$e_op = k_o \times p$

$e_op = 0.5 \times 5 = 2.5 KN/m^2$

for 1m strip of the basement wall

$e_o = 40.05 \times 1 = 40.1\ KN/m$

$e_op = 2.5 \times 1 = 2.5\ KN/m$

internal forces of moments

$e_ou = 40.1 \times 1.6 = 64.1\ KN/m$

$e_opu = 2.5 \times 1.6 = 4\ KN/m$

by using software analysis

Mu = 91.5 KN.m

4-16-1 Determination of Wall Thickness:

$$h_{req} = \frac{Ln}{20} = \frac{4.45}{20} = 22cm$$

$$fy \neq 400\ MPa$$

$$h_{req} = modificatio\ factor * h$$

$$modificatio\ factor\ \ M\ \ = 0.4 + \frac{fy}{700}$$

$$modificatio\ factor\ \ M\ \ = 0.4 + \frac{420}{700} = 1.0$$

$$h_{req} = 1 \times 22 = 22\ cm$$

Use $h = 25\ cm$

4-16-2 Design of Bending Moment:

$$Mn = \frac{Mu}{0.9} = \frac{91.5}{0.9} = 101.7\ KN.m$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{101.7 \times 10^6}{1000 \times 180^2} = 3.1\ MPa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.59$$

$$\rho = \frac{1}{m}\ \ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}}$$

$$\rho = \frac{1}{20.59}\ \ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.589 \times 3.1}{420}}$$

$$\rho = 8.16 \times 10^{-3}$$

$$As_{req} = \rho \times b \times d$$

$$As_{req} = 8.16 \times 10^{-3} \times 1000 \times 180 = 14.69\ cm^2/m$$

-Check For As_{min}

According to the ACI318M-05 (Section 10.5.1, Eq.10.3)

$$As_{min} = \frac{0.25 \times \sqrt{fc'} \times bw \times d}{fy} = \frac{0.25 \times \sqrt{24} \times 1000 \times 180}{420} = 5.24\ cm^2/m$$

$$\text{Not less than } As_{min} = \frac{1.4 \times bw \times d}{fy} = \frac{1.4 \times 1000 \times 180}{420} = 6\ cm^2/m$$

$$As_{min} = 0.0012 \times b \times h$$

$As_{min} = 0.0012 \times 100 \times 25 = 4.5\ cm^2/m$

$As_{req} = 16.74 cm^2/m > As_{min} = 4.5\ cm^2/m$

Select $\phi 16/10cm$ with $As = 20.1 cm^2/m > As_{req} = 16.74 cm^2/m$

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

- Check of yielding

Compresion = Tension

C = T

$0.85 \times f\acute{c} \times b \times a = As \times fy$

$0.85 \times 24 \times 1000 \times a = 2010 \times 420$

$\Longrightarrow a = 41.38mm$

$x = \frac{a}{\beta} = \frac{41.38}{0.85} = 48.68mm$

$\epsilon_s = \frac{180 - 48.68}{48.68} \times 0.003 = 0.008 > 0.005$ ∴ OK

4-16-3 Design of Shear:

$Vu = 103\ KN$

$\phi \times Vc = \frac{\phi \times \sqrt{f\acute{c}} \times bw \times d}{6} = \frac{0.75 \times \sqrt{24} \times 1000 \times 180}{6} = 110.16KN$

$\phi . Vc = 110.16KN > Vu = 103\ KN$

∴ No shear reinforcement is required for topping.

4-16-4 Design of Secondary Reinforcement:

$As = 0.0012 \times b \times h$

$As = 0.0012 \times 100 \times 25 = 4.5 cm^2/m$

Also

$As_{req} \geq \frac{1}{5} \times As_{main} = \frac{1}{5} \times 1674 = 3.35 cm^2/m$

Select $\phi 10$ with $As = 0.785 cm^2$

$Sreq = \frac{0.785 \times 100}{4.5} = 17.5cm$

Select S =15cm

Select $\phi 10/15cm$ with $As = 5.2cm^2/m > As_{req} = 4.5cm^2/m$

4-17 Design of Water Tank:

4-17-1 Design the Slab of Water Tank

$\frac{L_y}{L_x} = \frac{7.5}{6.2} = 1.2 < 2 \quad \Longrightarrow$ Tow way solid slab.

$h = \frac{Ln}{30}$: For Two way solid slab .

$h = \frac{7.5}{30} = 0.25$ cm

select $h = 25$cm

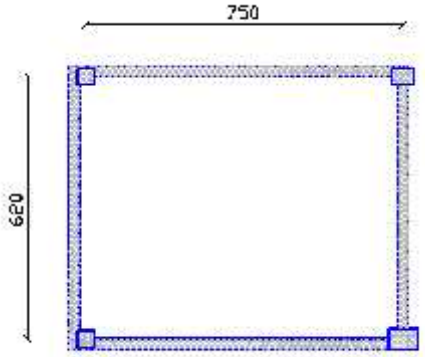


Figure (4-٢٠): Geometry of the slab.

4-17-1-1 Load Calculations:

Dead load of slab $= 0.25 \times 25 = 6.25\ KN/m^2$

Dead load of plastering $= 0.03 \times 22 = 0.66\ KN/m^2$

Total Dead load of slab $= 6.91\ KN/m^2$

Live Load $= 5KN/m^2$

$h_{min} = 125mm$

select $h = 250$ m $> h_{min} = 125mm$

$K_{fx} = 30$

$K_{fy} = 44$

$K_{Ax} = 1.75$

$K_{Ay} = 1.87$

For 1m strip:

$qu = 1.2 \times DL + 1.6 \times LL$

$qu = 1.2 \times 6.91 + 1.6 \times 5$

$qu = 16.89KN/m$

$$Mu_x = \frac{qu.lx^2}{K_{fx}} = \frac{16.29 \times 6.2^2}{30} = 20.88\ KN.m/m$$

$$Mu_y = \frac{qu.lx^2}{K_{fy}} = \frac{16.29 \times 6.2^2}{44} = 14.23\ KN.m/m$$

$$A_x = \frac{qu.lx}{K_{Ax}} = \frac{16.29 \times 6.2}{1.75} = 57.7\ KN/m$$

$$A_y = \frac{qu.lx}{K_{Ay}} = \frac{16.29 \times 6.2}{1.87} = 54\ KN/m$$

Increasing of field moment :

$$m_{fx} = 1.14$$

$$m_{fy} = 1.14$$

$$Mu_x = 1.14 \times 20.88 = 23.8KN.m/m$$

$$Mu_y = 1.14 \times 14.23 = 16.22KN.m/m$$

4-17-1-2 Design of Shear:

$$Vu = 57.7KN$$

$$d = 25 - 2 - 1 = 220\ mm$$

$$\phi \times Vc = \frac{\phi \times \sqrt{fc} \times bw \times d}{6} = \frac{0.75 \times \sqrt{24} \times 1000 \times 220}{6} = 134.7KN$$

$$\phi.Vc = 134.7KN > Vu = 57.7KN$$

∴ No shear reinforcement is required for topping.

4-17-1-3 Design of Reinforcement in x- direction :

$$Mu_x = \frac{Mu_x}{0.9} = \frac{23.8}{0.9} = 26.4KN.m/m$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{26.4 \times 10^6}{1000 \times 220^2} = 0.55MPa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.59$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.59 \times 0.55}{420}}\right)$$

$$\rho = 1.3 \times 10^{-3}$$

$As_{req} = \rho \times b \times d$

$As_{req} = 1.3 \times 10^{-3} \times 100 \times 22 = 2.9 cm^2/m$

-Check For As_{min}

According to the ACI318M-05 (Section 10.5.1, Eq.10.3)

$$As_{min} = \frac{0.25 \times \sqrt{fc'} \times bw \times d}{fy} = \frac{0.25 \times \sqrt{24} \times 1000 \times 220}{420} = 6.4 cm^2/m$$

$$\text{Not less than } As_{min} = \frac{1.4 \times bw \times d}{fy} = \frac{1.4 \times 1000 \times 220}{420} = 7.3 cm^2/m$$

$1.3 \times As_{req} = 1.3 \times 2.9 = 3.77\ cm^2/m$

$\Longrightarrow As_{req} = 3.77 cm^2/m$

As_{req} shall not be less than As_{min} for shrinkage and temperature.

$As_{min} = 0.0018 \times 100 \times 25 = 4.5\ cm^2$

$\Longrightarrow As_{req} = 4.5 cm^2/m$

Select $\phi 12$ with $As = 1.13 cm^2$

$$S_{req} = \frac{1.13}{4.5} \times 100 = 25 cm$$

select $S = 20\ cm < S_{req}$

$S = 20 cm < 3 \times h = 75\ cm$

$S = 20\ cm < 45\ cm$

$$\text{Select } \phi 12/20 \text{ with } As = \frac{2.01 \times 100}{20} = 5.65\ cm^2/m > As_{req} = 4.5\ cm^2/m$$

- Check of yielding

Compresion = Tension

C = T

$0.85 \times fc' \times b \times a = As \times fy$

$0.85 \times 24 \times 1000 \times a = 565 \times 420$

$\Longrightarrow a = 11.6 mm$

$$x = \frac{a}{\beta} = \frac{11.6}{0.85} = 13.6 mm$$

$$\epsilon_s = \frac{220 - 13.6}{13.6} \times 0.003 = 0.045 > 0.005 \qquad \therefore \text{OK}$$

4-17-1-4 Design of Reinforcement in y- direction :

$$Mu_y = \frac{Mu_y}{0.9} = \frac{16.22}{0.9} = 18.02 KN.m/m$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{18.02 \times 10^6}{1000 \times 220^2} = 0.37 MPa$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.59 \times 0.37}{420}}\right)$$

$$\rho = 8.9 \times 10^{-4}$$

$$As_{req} = \rho \times b \times d$$

$$As_{req} = 8.9 \times 10^{-4} \times 100 \times 22 = 1.96 cm^2/m$$

-Check For As_{min}

According to the ACI318M-05 (Section 10.5.1, Eq.10.3)

$$As_{min} = \frac{0.25 \times \sqrt{fc'} \times bw \times d}{fy} = \frac{0.25 \times \sqrt{24} \times 1000 \times 220}{420} = 6.41 cm^2/m$$

$$\text{Not less than } As_{min} = \frac{1.4 \times bw \times d}{fy} = \frac{1.4 \times 1000 \times 220}{420} = 7.33 cm^2/m$$

$$1.3 \times As_{req} = 1.3 \times 1.96 = 2.55 cm^2/m$$

As_{req} shall not be less than As_{min} for shrinkage and temperature.

$$As_{min} = 0.0018 \times 100 \times 25 = 4.5 cm^2$$

$$\Longrightarrow As = As_{min} = 4.5 cm^2/m$$

Select $\phi 12$ with $As = 1.13 cm^2$

$$S_{req} = \frac{1.13}{4.5} \times 100 = 25 \text{ cm}$$

select $S = 20 \text{ cm} < S_{req}$

$$S = 20 \text{ cm} < 3 \times h = 75 cm$$

$$S = 20 cm < 45\ cm$$

$$\text{Select } \phi 12/20 \text{ with } As = \frac{1.13 \times 100}{20} = 5.65 \text{ cm}^2/m > As_{req} = 4.5 \text{ cm}^2/m$$

- Check of yielding

Compresion = Tension

C = T

$0.85 \times f\acute{c} \times b \times a = As \times fy$

$0.85 \times 24 \times 1000 \times a = 565 \times 420$

$\Longrightarrow a = 11.6mm$

$x = \frac{a}{\beta} = \frac{11.6}{0.85} = 13.6mm$

$\epsilon_s = \frac{220 - 13.6}{13.6} \times 0.003 = 0.045 > 0.005 \qquad \therefore OK$

4-17-1-5 Design of Top Reinforcement :

Reinforcement of shrinkage and temperature .

$As = 0.0018 \times 100 \times 25 = 4.5cm^2$

Select $\phi 10$ with $As = 0.785cm^2$ in the two way

$S_{req} = \frac{0.785}{15} \times 100 = 5.2\ cm$

Select $\phi 10/15$ with $As = \frac{1.34 \times 100}{15} = 5.2\ cm^2/m > As_{req} = 4.5\ cm^2/m$

*All slab are the same

4-17-2 Design of Water Tank Base:

By using software analysis the values of moment and shear are as follows:

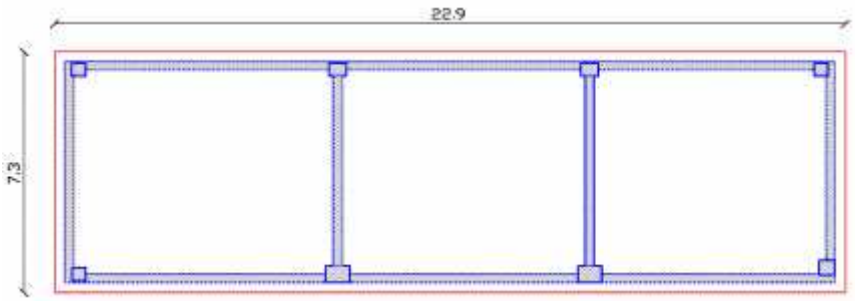


Figure (4-٢1): Geometry of water tank base.

4-17-2-1 Design of Shear Reinforcement :

$h = 45cm$

$d = 45 - 8 - 1 = 36\ cm$

$Vu = 198.8KN$

$$\phi \times Vc = \frac{\phi \times \sqrt{f\acute{c}} \times bw \times d}{6} = \frac{0.75 \times \sqrt{24} \times 1000 \times 360}{6} = 220.45KN$$

$\phi . Vc = 220.45KN > Vu = 198.8KN$

∴ No shear reinforcement is required for topping.

4-17-2-2 Design of Moment in X-direction :

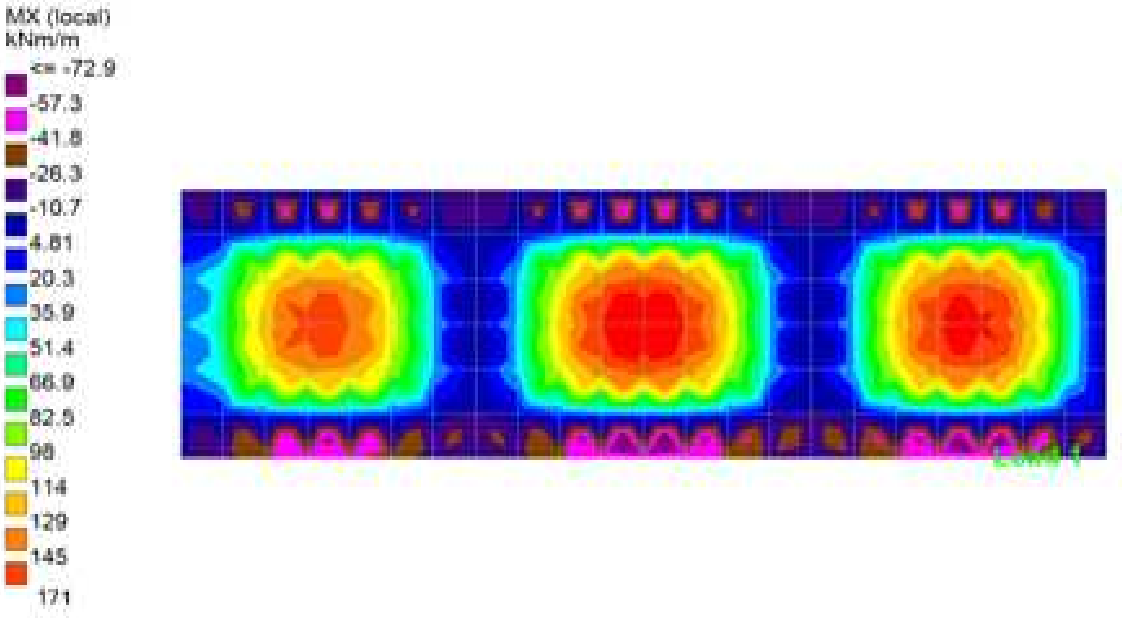


Figure (4-٢2): Moment in X-direction.

$$Mn = \frac{Mu}{0.9} = \frac{171}{0.9} = 190\ KN.m$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{190 \times 10^6}{1000 \times 360^2} = 1.47MPa$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.59 \times 1.47}{420}}\right)$$

$$\rho = 3.6 \times 10^{-3}$$

$$As_{req} = \rho \times b \times d$$

$$As_{req} = 3.6 \times 10^{-3} \times 100 \times 36 = 13.1cm^2/m$$

-Check For As_{min}

According to the ACI318M-05 (Section 10.5.1, Eq.10.3)

$$As_{min} = \frac{0.25 \times \sqrt{fc'} \times bw \times d}{fy} = \frac{0.25 \times \sqrt{24} \times 1000 \times 360}{420} = 10.49cm^2/m$$

$$\text{Not less than } As_{min} = \frac{1.4 \times bw \times d}{fy} = \frac{1.4 \times 1000 \times 360}{420} = 12cm^2/m$$

$$\Longrightarrow As_{req} = 13.1cm^2/m$$

As_{req} shall not be less than As_{min} for shrinkage and temperature.

$$As_{min} = 0.0018 \times 100 \times 45 = 8.1\ cm^2$$

$$\Longrightarrow As_{req} = 13.1cm^2/m$$

Select $\phi 16$ with $As = 2.09cm^2$

$$S_{req} = \frac{2.09}{13.1} \times 100 = 15.3cm$$

select $S = 15\ cm < S_{req} = 15.3$

$$S = 15cm < 3 \times h = 135\ cm$$

$$S = 15\ cm < 45\ cm$$

$$\text{Select } \phi 16/15 \text{ with } As = \frac{2.09 \times 100}{15} = 13.4\ cm^2/m > As_{req} = 13.1\ cm^2/m$$

- Check of yielding

Compresion = Tension

C = T

$0.85 \times f\acute{c} \times b \times a = As \times fy$

$0.85 \times 24 \times 1000 \times a = 1340 \times 420$

$\Longrightarrow a = 27mm$

$x = \frac{a}{\beta} = \frac{27}{0.85} = 33mm$

$\epsilon_s = \frac{360 - 33}{33} \times 0.003 = 0.03 > 0.005$ ∴ OK

4-17-2-3 Design of Moment in Y-direction :

As_{req} shall not be less than As_{min} for shrinkage and temperature.

$As_{min} = 0.0018 \times 100 \times 45 = 8.1\ cm^2$

$\Longrightarrow As_{req} = 13.1 cm^2/m$

Select ϕ16with $As = 2.09 cm^2$

$S_{req} = \frac{2.09}{8.1} \times 100 = 25.8cm$

select $S = 20cm < S_{req} = 25.8cm$

$S = 20cm < 3 \times h = 135\ cm$

$S = 20cm < 45\ cm$

Select ϕ16/20 with $As = \frac{2.09 \times 100}{20} = 10.45\ cm^2/m > As_{req} = 8.1\ cm^2/m$

- Check of yielding

Compresion = Tension

C = T

$0.85 \times f\acute{c} \times b \times a = As \times fy$

$0.85 \times 24 \times 1000 \times a = 1045 \times 420$

$\Longrightarrow a = 21mm$

$x = \frac{a}{\beta} = \frac{21}{0.85} = 25mm$

$\epsilon_s = \frac{360 - 25}{25} \times 0.003 = 0.04 > 0.005$ ∴ OK

4-17-3 Design The Walls of The Water Tank:

Case A:static system against earth pressure

$e_o = k \times \gamma \times h$

$e_o = 0.5 \times 18 \times 3.6 = 30.6 KN/m^2$

$e_o p = k \times p$

$e_o p = 0.5 \times 5 = 2.5 KN/m^2$

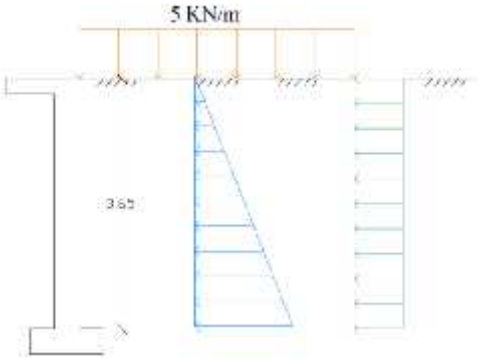


Figure (4-23): Geometry of wall.

for 1m strip of the basement

$e_o = 30.6 \times 1 = 30.6 KN/m$

$e_o p = 2.5 \times 1 = 2.5 KN/m$

internal forces of moments

$e_o u = 30.6 \times 1.6 = 48.96 KN/m$

$e_o pu = 2.5 \times 1.6 = 4 KN/m$

by using software analysis

Mu = 64.1 KN.m

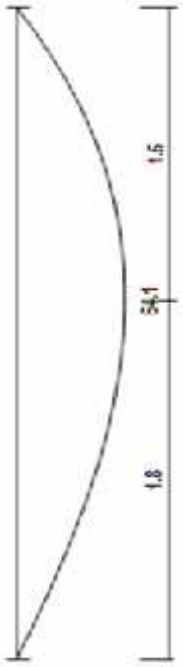


Figure (4-24): moment diagram of basement wall.

Case B:static system against water pressure

$e_o = k \times \gamma \times h$

$e_o = 0.5 \times 10 \times 3.6 = 18.2 KN/m^2$

$e_o p = k \times p$

$e_o p = 0.5 \times 5 = 2.5 KN/m^2$

for 1m strip of the basement

$e_o = 18.2 \times 1 = 18.2 KN/m$

$e_o p = 2.5 \times 1 = 2.5 KN/m$

internal forces of moments

$e_o u = 18.2 \times 1.6 = 29.1 KN/m$

$e_o pu = 2.5 \times 1.6 = 4 KN/m$

by using software analysis

Mu = 44.7 KN.m

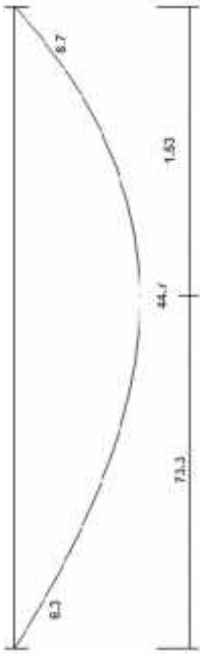


Figure (4-25): moment diagram of basement wall.

4-17-3-1 Determination of Wall Thickness:

$$h_{req} = \frac{Ln}{20} = \frac{3.65}{20} = 18cm$$

$fy \neq 400$ MPa

$h_{req} = \text{modificatio factor} \times h$

$$\text{modificatio factor } M = 0.4 + \frac{fy}{700}$$

$$\text{modificatio factor } M = 0.4 + \frac{420}{700} = 1.0$$

$h_{req} = 1 \times 18 = 18$ cm

Use $h = 25$ cm

4-17-3-2 Design of Shear:

The wall thickness must be determined so that no shear reinforcement is required

$Vu = Vu_{max=} 91.1\ KN$

$$\phi \times Vc = \frac{\phi \times \sqrt{fc} \times bw \times d}{6}$$

$$\phi \times V = \frac{0.75 \times \sqrt{24} \times 1000 \times d_{req}}{6}$$

$$\phi \times V = 612.4 \times d_{req}$$

$$\phi \times Vc = Vu$$

$$612.4 \times d_{req} = 91.1$$

$$d_{req} = 148.8mm = 14.8cm \approx 15cm$$

$$h_{req} = d + cover + \frac{\phi}{2}$$

$$h_{req} = 15 + 5 + 1 = 21cm \leq h_{selected} = 25cm$$

Select h = 25cm

→ No shear reinforcement is required.

Figure (4-26): shear diagram of basement wall.

4-17-3-3 Design of Bending Moment:

Mu = 64.1 KN.m

$$Mn = \frac{64.1}{0.9} = \frac{15}{0.9} = 71.2\ KN.m$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{71.2 \times 10^6}{1000 \times 190^2} = 1.97MPa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times f\acute{c}} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.59$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.589 \times 1.97}{420}}\right)$$

$$\rho = 4.95 \times 10^{-3}$$

$$As_{req} = \rho \times b \times d$$

$$As_{req} = 4.95 \times 10^{-3} \times 100 \times 19 = 9.4cm^2/m$$

$$As_{min} = \frac{0.25 \times \sqrt{f\acute{c}} \times bw \times d}{fy} = \frac{0.25 \times \sqrt{24} \times 1000 \times 190}{420} = 5.54cm^2/m$$

$$\text{Not less than } As_{min} = \frac{1.4 \times bw \times d}{fy} = \frac{1.4 \times 1000 \times 190}{420} = 6.33cm^2/m$$

$$As_{min} = 6.33cm^2/m$$

$$As_{req} = 9.4cm^2/m > As_{min} = 6.33cm^2/m$$

$$As_{min} = 0.0012 \times b \times h$$

$$As_{min} = 0.0012 \times 100 \times 25 = 4.5cm^2/m$$

Select $\phi 16$ with $As = 2.01cm^2$

$$Sreq = \frac{2.01 \times 100}{9.4} = 21.4cm$$

Select S = 20cm

$$S = 20cm < S_{req} = 21.4cm$$

$$S = 20cm < 3 \times h = 75cm$$

$$S = 20m < 45cm$$

$$\text{Select } \phi 16/20\text{cm with As} = \frac{2.01 \times 20}{100} = 10.05\text{cm}^2 > \text{As}_{req} = 9.4\text{cm}^2/\text{m}$$

- Check of yielding

Compresion = Tension

C = T

$$0.85 \times f\acute{c} \times b \times a = As \times fy$$

$$0.85 \times 24 \times 1000 \times a = 1005 \times 420$$

$$\Longrightarrow a = 20.7\text{mm}$$

$$x = \frac{a}{\beta} = \frac{20.7}{0.85} = 24.35\text{mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{190 - 24.35}{24.35} \times 0.003 = 0.02 > 0.005 \qquad \therefore \text{OK}$$

4-17-3-4 Design of Secondary Reinforcement:

$$As = 0.0012 \times b \times h$$

$$As = 0.0012 \times 100 \times 25 = 4.5\text{cm}^2/\text{m}$$

Also

$$\text{As}_{req} \geq \frac{1}{5} \times \text{As}_{main} = \frac{1}{5} \times 10.05 = 2.01\text{cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Select } \phi 12 \text{with As} = 1.13\text{cm}^2$$

$$\text{Sreq} = \frac{1.13 \times 100}{4.5} = 25\text{cm}$$

Select S = 20cm

$$S = 20\text{cm} < S_{req} = 25\text{cm}$$

$$S = 20\text{cm} < 3 \times h = 75\text{cm}$$

$$S = 20\text{m} < 45\text{cm}$$

$$\text{Select } \phi 12/20\text{cm with As} = 5.65\text{cm}^2/\text{m} > \text{As}_{req} = 4.5\ \text{cm}^2/\text{m}$$

4-17-3-5 Design of Interior Walls:

As = As for shrinkage and temperature

$$As = 0.0018 \times b \times h$$

$$As = 0.0018 \times 100 \times 25 = 4.5\text{cm}^2/\text{m}$$

Select $\phi 10$ with $As = 0.785 cm^2$

$$Sreq = \frac{0.785 \times 100}{4.5} = 17cm$$

Select S = 15cm

$S = 15cm < S_{req} = 17cm$

$S = 15cm < 3 \times h = 75cm$

$S = 15cm < 45cm$

Select $\phi 10/15cm$ with $As = 5.2 cm^2/m > As_{req} = 4.5\ cm^2/m$

4-17-4 Design Corners of The Water Tank:

Case A:static system against earth pressure

$e_o = k \times \gamma \times h$

$e_o = 0.5 \times 18 \times 3.65 = 30.6KN/m^2$

$e_op = k \times p$

$e_op = 0.5 \times 5 = 2.5KN/m^2$

for 1m strip of the basement

$e_o = 30.6 \times 1 = 30.6KN/m$

$e_op = 2.5 \times 1 = 2.5KN/m$

internal forces of moments

$e_ou = 30.6 \times 1.6 = 48.96KN/m$

$e_opu = 2.5 \times 1.6 = 4KN/m$

by using software analysis

Mu = 60.5 KN.m…….control

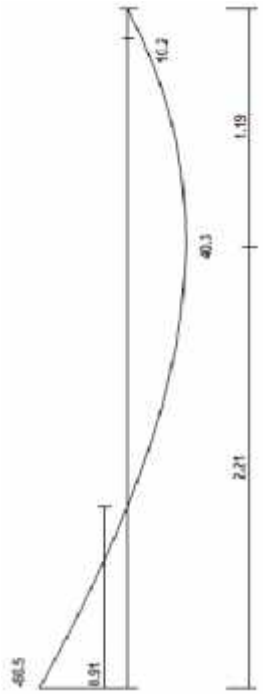


Figure (4-27): moment diagram of basement wall.

Case B:static system against water pressure

$e_o = k \times \gamma \times h$

$e_o = 0.5 \times 10 \times 3.65 = 17KN/m^2$

$e_op = k \times p$

$e_op = 0.5 \times 5 = 2.5KN/m^2$

for 1m strip of the basement

$e_o = 17 \times 1 = 17KN/m$

$e_op = 2.5 \times 1 = 2.5KN/m$

internal forces of moments

$e_ou = 17 \times 1.6 = 27.2KN/m$

$e_opu = 2.5 \times 1.6 = 4KN/m$

by using software analysis

Mu = -42.8 KN.m

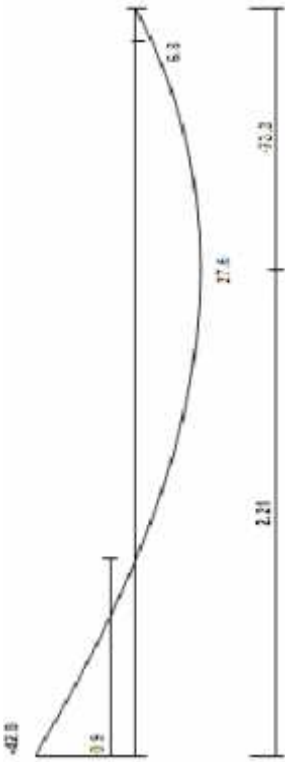


Figure (4-28): moment diagram of basement wall.

4-17-4-1 Design of Bending Moment:

Moment by earth pressure > moment by water pressure

Mu = 60.5 KN.m

$$Mn = \frac{60.5}{0.9} = 67.22\ KN.m$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{67.22 \times 10^6}{1000 \times 190^2} = 1.86MPa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.59$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.589 \times 1.86}{420}}\right)$$

$$\rho = 4.65 \times 10^{-3}$$

$$As_{req} = \rho \times b \times d$$

$$As_{req} = 4.65 \times 10^{-3} \times 100 \times 19 = 8.84cm^2/m$$

$$As_{min} = \frac{0.25 \times \sqrt{fc'} \times bw \times d}{fy} = \frac{0.25 \times \sqrt{24} \times 1000 \times 190}{420} = 5.54cm^2/m$$

$$\text{Not less than } As_{min} = \frac{1.4 \times bw \times d}{fy} = \frac{1.4 \times 1000 \times 190}{420} = 6.33cm^2/m$$

$$As_{req} = 9.4cm^2/m > As_{min} = 6.33cm^2/m$$

As min for shrinkage and temperature

$$As_{min} = 0.0018 \times b \times h$$

$$As_{min} = 0.0018 \times 100 \times 25 = 4.5cm^2/m$$

$$As_{req} = 8.84cm^2/m$$

Select $\phi 14$ with $As = 1.54cm^2$

$$Sreq = \frac{1.54 \times 100}{8.84} = 17.4cm$$

Select S = 15cm

$$S = 15cm < S_{req} = 17.4cm$$

$$S = 15cm < 3 \times h = 75cm$$

$$S = 15cm < 45cm$$

Selectϕ16/20 cm with As $= 9.4cm^2 > As_{req} = 8.84cm^2/m$

- Check of yielding

Compresion = Tension

C = T

$0.85 \times f\acute{c} \times b \times a = As \times fy$

$0.85 \times 24 \times 1000 \times a = 904 \times 420$

$\Longrightarrow a = 18.6mm$

$x = \frac{a}{\beta} = \frac{18.6}{0.85} = 21.8mm$

$\epsilon_s = \frac{190 - 21.8}{21.8} \times 0.003 = 0.023 > 0.005$ $\therefore$ OK

4-17-4-2 Design of Secondary Reinforcement

$As = 0.0012 \times b \times h$

$As = 0.0012 \times 100 \times 25 = 4.5cm^2/m$

Select ϕ12with $As = 1.13cm^2$

$Sreq = \frac{1.13 \times 100}{4.5} = 17.4cm$

Select S = 20cm

$S = 20cm < S_{req} = 17.4cm$

$S = 20cm < 3 \times h = 75cm$

$S = 20cm < 45cm$

Selectϕ12/20 cm with As $= 5.65cm^2 > As_{req} = 4.5cm^2/m$

الفصل الخامس

٥

النتائج والتوصيات

٥-١ النتائج.

٥-٢ التوصيات.

الفصل الخامس
النتائج والتوصيات

٥-١ النتائج :

١. تصميم العناصر المعمارية وأماكن الفراغات ومساحتها تم بناء على مواصفات وزارة التربية والتعليم.

٢. من العوامل التي يجب أخذها بعين الاعتبار، العوامل الطبيعية المحيطة بالمبنى وطبيعة الموقع وتأثير القوى الطبيعية على الموقع.

٣. لقد تم استخدام نظام عقدات الأعصاب في جميع العقدات نظراً لطبيعة وشكل المنشأ، كما تم استخدام نظام العقدات المصمتة (Solid Slab) لبيوت الدرج ، نظراً لكونها أكثر فاعلية من عقدات الأعصاب في تحمل ومقاومة الأحمال المركزة.

٤. 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.

٥. الأحمال الحية المستخدمة في هذا المشروع كانت من كود الأحمال الأردني.

٦. تصميم العناصر إنشائيا.

٥-٢ التوصيات:

١. يفضل تنفيذ المبنى حسب المخططات والتصاميم التي تم تجهيزها بأقل عدد ممكن من التغيرات، إذ تم تصميم المبنى إنشائيا لاستيعاب خمسة طوابق فقط.

٢. إذا تم اكتشاف أن قيم فحوصات التربة في الموقع تختلف عن القيم التي تم اعتمادها وخاصة بعد أعمال الحفر يجب أن تتم عملية إعادة تصميم الأساسات بشكل يتناسب مع القيم الجديدة للتربة.

المصادر والمراجع:

1. Hilal, “THEORY AND DESIGN OF REINFORCED CONCRETE (SHELLS) ”,third edition,1992.

2. K. Wight, James and others, “ BUILDING CODE REQUIRMENTS FOR STRUCTURAL CONCREATE AND COMMENTARY (ACI318M-05) ”, American Concrete Institute,2005.

3. MCCORMAC, Jack, “ DESIGN OF REINFORCED CONCRETE ”, HarperCollins Collage Publisher, United State of America, Third Edition,1993.

4. Unknown, “ UNIFORM BUILDING CODE (UBC 1997) ”,1997.

٤. جبجي، الدكتور داود، "كودة الأحمل والقوى"، مجلس البناء الوطني الأردني، الأردن، ١٩٩٠.

٥. واكد، خليل إبراهيم، **الدليل الإنشائي لتصميم البلاطات الخرسانية**، دار الكتب العلمية للنشر والتوزيع، جمهورية مصر العربية، **٢٠٠١م**.

٦. المواقع الالكترونية:

Makki, Mohammad, Structural Design Criteria, 15 oct.2008,
http//: www.alhandasa.net

المصـــادر والمراجـــع

قيم معامل طبوغرافية الأرض (S_1)

الرقم	المكـــــــــــــان	المعامل (S_1)
١	جميع الأماكن خلافا لما هو وارد في ٢ ، ٣ من هـــذا الجدول.	1.0
٢	الأماكن المعرضة للعواصف (شواطئ البحـــار ، قمـــم التلال).	1.1
٣	الأماكن المحمية من العواصف سواء بالتلال أو بالعناصر الثابتة الأخرى.	0.9

قيم المعامل (S_2) تبعا لفئات الأرض و أنواع البناء و الارتفاع فوق الأرض

فئات الأرض	الفئة أ			الفئة ب			الفئة جـ			الفئة د		
نوع البناء الارتفاع (H) متر	أ	ب	جـ	أ	ب	جـ	أ	ب	جـ	أ	ب	جـ
3 أو أقل	0.83	0.78	0.73	0.72	0.67	0.63	0.64	0.60	0.55	0.56	0.52	0.47
5	0.88	0.83	0.78	0.79	0.74	0.70	0.70	0.65	0.60	0.60	0.55	0.50
10	1.00	0.95	0.90	0.93	0.88	0.83	0.78	0.74	0.69	0.67	0.62	0.58
15	1.03	0.99	0.94	1.00	0.95	0.91	0.88	0.83	0.78	0.74	0.69	0.64
20	1.06	1.01	0.96	1.03	0.98	0.94	0.95	0.90	0.85	0.79	0.75	0.70
30	1.09	1.05	1.00	1.07	1.03	0.98	1.01	0.97	0.92	0.90	0.85	0.79
40	1.12	1.08	1.03	1.10	1.06	1.01	1.05	1.01	0.96	0.97	0.93	0.89
50	1.14	1.10	1.06	1.12	1.08	1.04	1.08	1.04	1.00	1.02	0.98	0.94
60	1.15	1.12	1.08	1.14	1.10	1.06	1.10	1.06	1.02	1.05	1.02	0.98
80	1.18	1.15	1.11	1.17	1.13	1.09	1.13	1.10	1.06	1.10	1.07	1.03
100	1.20	1.17	1.13	1.19	1.16	1.12	1.16	1.12	1.09	1.13	1.10	1.07
120	1.22	1.19	1.15	1.21	1.18	1.14	1.18	1.15	1.11	1.15	1.13	1.10
140	1.24	1.20	1.17	1.22	1.19	1.16	1.12	1.17	1.13	1.17	1.15	1.12
160	1.25	1.22	1.19	1.24	1.21	1.18	1.21	1.18	1.15	1.19	1.17	1.14
180	1.26	1.23	1.20	1.25	1.22	1.19	1.23	1.20	1.17	1.20	1.19	1.16
200	1.27	1.24	1.21	1.26	1.24	1.21	1.24	1.21	1.18	1.22	1.21	1.18

قيم المعامل الإحصائي (S_3) حسب العمر المتوقع للمنشأ

نوع المنشـــــــــــــأ	المعامل (S_3)
١. جميع الأبنية التي تختلف عما سيرد في ٢ ، ٣، ٤	1.00
٢. جميع الأبنية ذات الأهمية الخاصة مثل المستشفيات.	1.05
٣. الأبنية أو المنشآت الأقل أهمية مثل المزارع والأبراج في المنـــاطق الحرجية.	0.95
٤. المنشآت التي تستعمل أثناء عملية الإنشاء مثل الطوبار والمنشآت المؤقتة.	0.83

TABLE 16-I—SEISMIC ZONE FACTOR *Z*

ZONE	1	2A	2B	3	4
Z	0.075	0.15	0.20	0.30	0.40

NOTE: The zone shall be determined from the seismic zone map in Figure 16-2.

TABLE 16-J—SOIL PROFILE TYPES

SOIL PROFILE TYPE	SOIL PROFILE NAME/GENERIC DESCRIPTION	AVERAGE SOIL PROPERTIES FOR TOP 100 FEET (30 480 mm) OF SOIL PROFILE		
		Shear Wave Velocity, v_s feet/second (m/s)	Standard Penetration Test, $\bar{N}$ (or $\bar{N}_{ch}$ for cohesionless soil layers) (blows/foot)	Undrained Shear Strength, $\bar{s}_u$ psf (kPa)
S_A	Hard Rock	> 5,000 (1,500)	—	—
S_B	Rock	2,500 to 5,000 (760 to 1,500)		
S_C	Very Dense Soil and Soft Rock	1,200 to 2,500 (360 to 760)	> 50	> 2,000 (> 100)
S_D	Stiff Soil Profile	600 to 1,200 (180 to 360)	15 to 50	1,000 to 2,000 (50 to 100)
S_E[1]	Soft Soil Profile	< 600 (180)	< 15	< 1,000 (50)
S_F	Soil Requiring Site-specific Evaluation. See Section 1629.3.1.			

[1]Soil Profile Type S_E also includes any soil profile with more than 10 feet (3048 mm) of soft clay defined as a soil with a plasticity index, $PI > 20$, $w_{cr} \geq 40$ percent and $\bar{s}_u < 500$ psf (24 kPa). The Plasticity Index, PI, and the moisture content, w_{cr}, shall be determined in accordance with approved national standards.

TABLE 16-K—OCCUPANCY CATEGORY

OCCUPANCY CATEGORY	OCCUPANCY OR FUNCTIONS OF STRUCTURE	SEISMIC IMPORTANCE FACTOR, I	SEISMIC IMPORTANCE[3] FACTOR, I_E	WIND IMPORTANCE FACTOR, I_W
1. Essential facilities[2]	Group I, Division 1 Occupancies having surgery and emergency treatment areas Fire and police stations Garages and shelters for emergency vehicles and emergency aircraft Structures and shelters in emergency-preparedness centers Aviation control towers Structures and equipment in governmental communication centers and other facilities required for emergency response Standby power-generating equipment for Category 1 facilities Tanks or other structures containing housing or supporting water or other fire-suppression material or equipment required for the protection of Category 1, 2 or 3 structures	1.25	1.50	1.15
2. Hazardous facilities	Group H, Divisions 1, 2, 6 and 7 Occupancies and structures therein housing or supporting toxic or explosive chemicals or substances Nonbuilding structures housing, supporting or containing quantities of toxic or explosive substances that, if contained within a building, would cause that building to be classified as a Group H, Division 1, 2 or 7 Occupancy	1.25	1.50	1.15
3. Special occupancy structures[3]	Group A, Divisions 1, 2 and 2.1 Occupancies Buildings housing Group E, Divisions 1 and 3 Occupancies with a capacity greater than 300 students Buildings housing Group E Occupancies used for college or adult education with a capacity greater than 500 students Group I, Divisions 1 and 2 Occupancies with 50 or more resident incapacitated patients, but not included in Category 1 Group I, Division 3 Occupancies All structures with an occupancy greater than 5,000 persons Structures and equipment in power-generating stations, and other public utility facilities not included in Category 1 or Category 2 above, and required for continued operation	1.00	1.00	1.00
4. Standard occupancy structures[3]	All structures housing occupancies or having functions not listed in Category 1, 2 or 3 and Group U Occupancy towers	1.00	1.00	1.00
5. Miscellaneous structures	Group U Occupancies except for towers	1.00	1.00	1.00

[2]The limitation of I_p for panel connections in Section 1633.2.4 shall be 1.0 for the entire connector.
[3]Structural observation requirements are given in Section 1702.
[4]For anchorage of machinery and equipment required for life-safety systems, the value of I_p shall be taken as 1.5.

TABLE 16-N—STRUCTURAL SYSTEMS[1]

BASIC STRUCTURAL SYSTEM[2]	LATERAL FORCE-RESISTING SYSTEM DESCRIPTION	R	Ω_0	HEIGHT LIMIT FOR SEISMIC ZONES 3 AND 4 (feet) × 304.8 for mm
1. Bearing wall system	1. Light-framed walls with shear panels			
	a. Wood structural panel walls for structures three stories or less	5.5	2.8	65
	b. All other light-framed walls	4.5	2.8	65
	2. Shear walls			
	a. Concrete	4.5	2.8	160
	b. Masonry	4.5	2.8	160
	3. Light steel-framed bearing walls with tension-only bracing	2.8	2.2	65
	4. Braced frames where bracing carries gravity load			
	a. Steel	4.4	2.2	160
	b. Concrete[3]	2.8	2.2	—
	c. Heavy timber	2.8	2.2	65
2. Building frame system	1. Steel eccentrically braced frame (EBF)	7.0	2.8	240
	2. Light-framed walls with shear panels			
	a. Wood structural panel walls for structures three stories or less	6.5	2.8	65
	b. All other light-framed walls	5.0	2.8	65
	3. Shear walls			
	a. Concrete	5.5	2.8	240
	b. Masonry	5.5	2.8	160
	4. Ordinary braced frames			
	a. Steel	5.6	2.2	160
	b. Concrete[3]	5.6	2.2	—
	c. Heavy timber	5.6	2.2	65
	5. Special concentrically braced frames			
	a. Steel	6.4	2.2	240
3. Moment-resisting frame system	1. Special moment-resisting frame (SMRF)			
	a. Steel	8.5	2.8	N.L.
	b. Concrete[4]	8.5	2.8	N.L.
	2. Masonry moment-resisting wall frame (MMRWF)	6.5	2.8	160
	3. Concrete intermediate moment-resisting frame (IMRF)[5]	5.5	2.8	—
	4. Ordinary moment-resisting frame (OMRF)			
	a. Steel[6]	4.5	2.8	160
	b. Concrete[7]	3.5	2.8	—
	5. Special truss moment frames of steel (STMF)	6.5	2.8	240
4. Dual systems	1. Shear walls			
	a. Concrete with SMRF	8.5	2.8	N.L.
	b. Concrete with steel OMRF	4.2	2.8	160
	c. Concrete with concrete IMRF[5]	6.5	2.8	160
	d. Masonry with SMRF	5.5	2.8	160
	e. Masonry with steel OMRF	4.2	2.8	160
	f. Masonry with concrete IMRF[5]	4.2	2.8	—
	g. Masonry with masonry MMRWF	6.0	2.8	160
	2. Steel EBF			
	a. With steel SMRF	8.5	2.8	N.L.
	b. With steel OMRF	4.2	2.8	160
	3. Ordinary braced frames			
	a. Steel with steel SMRF	6.5	2.8	N.L.
	b. Steel with steel OMRF	4.2	2.8	160
	c. Concrete with concrete SMRF[3]	6.5	2.8	—
	d. Concrete with concrete IMRF[3]	4.2	2.8	—
	4. Special concentrically braced frames			
	a. Steel with steel SMRF	7.5	2.8	N.L.
	b. Steel with steel OMRF	4.2	2.8	160
5. Cantilevered column building systems	1. Cantilevered column elements	2.2	2.0	35[7]
6. Shear wall-frame interaction systems	1. Concrete[8]	5.5	2.8	160
7. Undefined systems	See Sections 1629.6.7 and 1629.9.2	—	—	—

N.L.—no limit

[1]See Section 1630.4 for combination of structural systems.

[2]Basic structural systems are defined in Section 1629.6.

[3]Prohibited in Seismic Zones 3 and 4.

[4]Includes precast concrete conforming to Section 1921.2.7.

[5]Prohibited in Seismic Zones 3 and 4, except as permitted in Section 1634.2.

[6]Ordinary moment-resisting frames in Seismic Zone 1 meeting the requirements of Section 2211.6 may use a *R* value of 8.

[7]Total height of the building including cantilevered columns.

[8]Prohibited in Seismic Zones 2A, 2B, 3 and 4. See Section 1633.2.7.

TABLE 16-Q—SEISMIC COEFFICIENT C_a

SOIL PROFILE TYPE	SEISMIC ZONE FACTOR, Z				
	Z = 0.075	Z = 0.15	Z = 0.2	Z = 0.3	Z = 0.4
S_A	0.06	0.12	0.16	0.24	$0.32N_a$
S_B	0.08	0.15	0.20	0.30	$0.40N_a$
S_C	0.09	0.18	0.24	0.33	$0.40N_a$
S_D	0.12	0.22	0.28	0.36	$0.44N_a$
S_E	0.19	0.30	0.34	0.36	$0.36N_a$
S_F	See Footnote 1				

[1] Site-specific geotechnical investigation and dynamic site response analysis shall be performed to determine seismic coefficients for Soil Profile Type S_F.

TABLE 16-R—SEISMIC COEFFICIENT C_v

SOIL PROFILE TYPE	SEISMIC ZONE FACTOR, Z				
	Z = 0.075	Z = 0.15	Z = 0.2	Z = 0.3	Z = 0.4
S_A	0.06	0.12	0.16	0.24	$0.32N_v$
S_B	0.08	0.15	0.20	0.30	$0.40N_v$
S_C	0.13	0.25	0.32	0.45	$0.56N_v$
S_D	0.18	0.32	0.40	0.54	$0.64N_v$
S_E	0.26	0.50	0.64	0.84	$0.96N_v$
S_F	See Footnote 1				

[1] Site-specific geotechnical investigation and dynamic site response analysis shall be performed to determine seismic coefficients for Soil Profile Type S_F.

المـــــلاحق