بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

هندسة المباني

مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لفيلا سكنية مقترح بناؤها في الخليل

عمل الطالبة:

لارا محمد عوايصة.

إشراف:

م.منى الشاعر

الخليل – فلسطين

2021-2020

الإهداء:

إلى من قيل له ((لا تكثر من التفكير والبحث حتى لا تضل))،فعصى وقد عرف جيدا أن خير حمدلله على نعمة العقل هو استخدامه.

إلى من دفعني إلى العلم وبه ازداد افتخار .....والدي العزيز

إلى من يسعد قلبي بلقياها .....والدتي الغالية

إلى أغلى ما في الحياة..... زوجي الحبيب

إلى أقرب من في الوجود إلى نفسي .....إخوتي الأعزاء

إلى من أتشوق لرؤيتهم منارات المستقبل .....أطفالي الأعزاء

إلى من أهدتني بهم السماء.....أصدقائي الأحباء

إلى المنارات التي أضاءت لي الدرب .....أساتذتي الأجلاء

إلى اللحظات السعيدة في جامعتنا الغراء

إلى أرواح الشهداء.....إلى فلسطين الإباء

إلى كل هؤلاء .....أهدي ما جنيت بعناء

شكر و تقدير:

إلهي لا يطيب الليل إلا بشكرك ولا يطيب النهار إلى بطاعتك .. ولا تطيب اللحظات إلا بذكرك .. ولا تطيب الآخرة إلا بعفوك .. ولا تطيب الجنة إلا برؤيتك.

إلى من بلغ الرسالة وأدى الأمانة .. ونصح الأمة .. إلى نبي الرحمة ونور العالمين..
سيدنا محمد صلى الله عليه وسلم.

إلى هذه الصرح العلمي الفتي الجبار نتقدم بالشكر والامتنان ...جامعة بوليتكنك فلسطين.

إلى كلية الهندسة و التكنولوجيا ،

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

إلى الذين مهدوا لنا طريق الهداية و العلم و المعرفة...
إلى جميع أساتذتنا الأفاضل...

"كن عالما ... فان لم تستطع فكن متعلما،فان لم تستطع فأحب العلماء،فان لم تستطع فلا تبغضهم" .

إلى المشرف على هذا المشروع المهندسة منى الشاعر.

لن ننسى أيضا تقديم الشكر إلى زملائنا وأصدقائنا وكل من قدم لنا العون ومد لنا يد المساعدة ،وإلى كل من ساهم في إتمام هذا المشروع .

فريق العمل..

ملخص المشروع:

التصميم الإنشائي لفيلا مقترح بناؤها في مدينة بيت لحم .

عمل الطالبة :

لارا محمد عوايصة.

إشراف:

م.منى الشاعر.

تتلخص فكرة هذا المشروع في عمل التصميم الإنشائي وكافة التفاصيل الإنشائية اللازمة لفيلا سكنية سيتم بناؤها في الخليل .

المنشأ عبارة عن فيلا سكنية مكونة من أربع طوابق .

الطابق الأرضي عبارة عن مراب للسيارة .

الطابق الأول مكون من غرفة ضيوف وغرفة معيشة ومطبخ وغرفة طعام وحمام ومغاسل ومسبح وغرفتي نوم.

الطابق الثاني مكون من من غرف نوم وحمامات وصالة ومطبخ صغير.

الطابق الثالث مكون من غرفة نوم وحمام وصالة ومطبخ صغير.

النظام الإنشائي للفيلا كالتالي:

عقدة الطابق الأرضي والأول والثاني والثالث من الخرسانة المسلحة One way ribbed slab

والجسور والأعمدة من الخرسانة المسلحة أيضا.

سيتم خلال المشروع عمل تصميم لكافة العناصر الإنشائية وتحليلها واستخدام الأنسب منها، بحيث يحقق تناسب أمني واقتصادي داخل المنشأ وستتم الاستعانة ببعض البرامج مثل

.(AutoCAD, Atir, word, other)

والله ولي التوفيق

Abstract

Structural design of the proposed residential villa built in Bethlehem city.

Done by :

Lara Mohammad Awayssa

Palestine Polytechnic University

Supervisor

Eng.Muna Alshaer

The main idea of this project to prepare all structural design and executive detail of villa.

This building consists of 4 floors and it contain all activities required for any person.

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

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

TABLE OF CONTENTS

فهرس المحتويات

المحتويات

صفحة عنوان المشروع.....i

الإهداء.....ii

الشكر والتقدير iii

ملخص المشروع بالعربية.....iv

ملخص المشروع باللغة الانجليزية.....v

TABLE OF CONTENTS.....vi

فهرس المحتويات vi

1-1المقدمة..... ١٣

1-2تعريف عام بالمشروع ١٣

1-3مشكلة البحث (المشروع) ١٣

1-4أسباب اختيار المشروع..... ١٤

1-5أهداف المشروع ١٤

1-6 خطوات المشروع..... ١٥

1-7نطاق المشروع ١٥

1-8 موقع المشروع ١٦

1-9التوقيت الزمني للمشروع ١٦

الوصف المعماري للمشروع: ١٧

2-1 المقدمة..... ١٨

2-2 لمحة عامة عن المشروع..... ١٩

2-3 موقع المشروع ١٩

2-4 أهمية الموقع ١٩

2-5 حركة الشمس والرياح ٢٠

2-6 عزل الصوت ٢٠

2-7 التعديلات التي جرت على المبنى..... ٢٠

2-8 عناصر المشروع..... ٢٠

2-8-1 الموقع العام : ٢٠
2-8-2 محتويات المبنى حسب الأدوار : ٢١
2-8-3 وصف الواجهات. ٢٦
الوصف الانشائي للمبنى ٣٠
3-1مقدمة : ٣١
3-2 الهدف من التصميم الإنشائي: ٣١
3-3 مراحل التصميم الإنشائي : ٣١
3-4 الأحمال المؤثرة على المبنى: ٣٢
3-3-1 الأحمال الميتة: ٣٢
3-3-2 الأحمال الحية : ٣٤
3-3-3 الأحمال البيئية : ٣٤
2) أحمال الثلوج: ٣٤
3) أحمال الزلازل : ٣٥
3-5 الاختبارات العملية : ٣٦
3-6 العناصر الانشائية المكونة للمبنى : ٣٦
3-6-2 الجسور: ٣٨
3-6-3 الأعمدة: ٣٩
3-6-4الاساسات : ٤٠
3-6-5 جدران القص :..... ٤١
جدران القص(Shear Wall): ٤١
3-6-6 الأدراج: ٤٣
4- الفصل الرابع(الحسابات).....46
4-1المقدمة.....47
4-2 load calculation ٤٣8
4-3 Thickness calculation ٤٣8
4-4 Design of topping.....52
4-5 Design of Rib..... 53
4-6Design of Beam.....62
4-7 Design of column..... 76
4-8Design of stair.....79
4-9Design of Footing.....85

4-10 Design of Basement 92
4-11 Design of Pool 98
Design of Shear wall 108
الفصل الخامس 110
5-1 النتائج والتوصيات 111
5-2 الملاحق 112

List of Abbreviations

Av = area of shear reinforcement within a distance (S).

At = area of one leg of a closed stirrup resisting tension within a distance (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.

M = bending moment.

Mu = factored moment at section.

Mn = nominal moment.

S = spacing of shear in direction parallel to longitudinal reinforcement.

Vc = nominal shear strength provided by concrete.

Vn = nominal shear stress.

Vs = nominal shear strength provided by shear reinforcement.

Vu = factored shear force.

Wu = factored load per unit area.

F = strength reduction factor.

TABLE 9.5(a)—MINIMUM THICKNESS OF NONPRESTRESSED BEAMS OR ONE-WAY SLABS UNLESS DEFLECTIONS ARE CALCULATED

Table(4-1): MINIMUM THICKNESS OF NONPRESTRESSED BEAMS OR ONE-WAY SLABS UNLESS DEF

	Minimum thickness, *h*			
	Simply supported	One end continuous	Both ends continuous	Cantilever
Member	Members not supporting or attached to partitions or other construction likely to be damaged by large deflections.			
Solid one-way slabs	$\ell/20$	$\ell/24$	$\ell/28$	$\ell/10$
Beams or ribbed one-way slabs	$\ell/16$	$\ell/18.5$	$\ell/21$	$\ell/8$

Notes:

Values given shall be used directly for members with normalweight concrete (density w_c = 2320 kg/m^3) and Grade 420 reinforcement. For other conditions, the values shall be modified as follows:

a) For structural lightweight concrete having unit density, w_c, in the range 1440-1920 kg/m^3, the values shall be multiplied by $(1.65 - 0.003w_c)$ but not less than 1.09.

b) For f_y other than 420 MPa, the values shall be multiplied by $(0.4 + f_y/700)$.

LECTIONS ARE CALCULATED

TABLE 9.5(b) — MAXIMUM PERMISSIBLE COMPUTED DEFLECTIONS

Type of member	Deflection to be considered	Deflection limitation
Flat roofs not supporting or attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections	Immediate deflection due to live load *L*	$\ell/180^*$
Floors not supporting or attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections	Immediate deflection due to live load *L*	$\ell/360$
Roof or floor construction supporting or attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections	That part of the total deflection occurring after attachment of nonstructural elements (sum of the long-term deflection due to all sustained loads and the immediate deflection due to any additional live load)†	$\ell/480^‡$
Roof or floor construction supporting or attached to nonstructural elements not likely to be damaged by large deflections		$\ell/240^§$

* Limit not intended to safeguard against ponding. Ponding should be checked by suitable calculations of deflection, including added deflections due to ponded water, and considering long-term effects of all sustained loads, camber, construction tolerances, and reliability of provisions for drainage.

† Long-term deflection shall be determined in accordance with 9.5.2.5 or 9.5.4.3, but may be reduced by amount of deflection calculated to occur before attachment of nonstructural elements. This amount shall be determined on basis of accepted engineering data relating to time-deflection characteristics of members similar to those being considered.

‡ Limit may be exceeded if adequate measures are taken to prevent damage to supported or attached elements.

§ Limit shall not be greater than tolerance provided for nonstructural elements. Limit may be exceeded if camber is provided so that total deflection minus camber does not exceed limit.

Table (4-2): MAXIMUM PERMISSIBLE COMPUTED DEFLECTIONS

1-1 المقدمة.

1-2 تعريف عام بالمشروع.

1-3 مشكلة البحث(المشروع) .

1-4 أسباب اختيار المشروع .

1-5 أهداف المشروع .

1-6 خطوات المشروع .

1-7 نطاق المشروع.

1-8 حدود المشروع.

1-9 وصف المشروع .

1-1المقدمة

السكن هو استقرار وأمان فمنذ أزل التاريخ كان الإنسان يبحث عن مأوى ليحميه من حرارة الصيف وبرودة الشتاء فسكن الكهوف ثم تطور وبدأ يستخدم ما حوله من أشجار وأحجار وغيرها من المواد المتوافرة في الطبيعة ليبني مسكنا خاصا به وبطبيعة الإنسان أنه طموح يحب التطور أصبح يخطو بخطوات سريعة نحو التطور العمراني.

توجهنا في هذا المشروع لاختيار تصميم فيلا سكنية في بيت لحم تتميز بشكلها وتعدد مناسيبها وتعدد استخدام مواد البناء من حجر وخرسانة ،لنكون قادرين على تغطية جميع الأعمال الإنشائية التي سيتم استخدامها في المنشأ ،بما يضمن تصميم إنشائي سليم يحقق المواصفات والمعايير الهندسية المطلوبة.

1-2تعريف عام بالمشروع

المشروع عبارة عن مبنى سكني مقترح انشاؤه في الخليل ،تم تصميمه معماريا برغبة من صاحبه من قبل المهندس محمد شاهين يتكون من أربع طوابق على قطعة أرض مساحتها حوالي 965.5 م ^{2}.

1-3مشكلة البحث (المشروع)

تكمن مشكلة البحث في هذا المشروع في التحليل و التصميم الإنشائي لجميع العناصر المكونة للمبنى الذي ستجري عليه هذه الدراسة.

حيث سيتم تحليل جميع القوى والأحمال الواقعة على كل عنصر إنشائي من عقدات وجسور وأعمدة وأدراج وأعصاب وأساسات وغيرها .... .

ومن ثم تحديد أبعادها وتصميم التسليح اللازم لها.

1-4أسباب اختيار المشروع

اختيار المشروع يعود لعدة أسباب منها:

١.اكتساب المهارة في تصميم العناصر الإنشائية للمبنى ،وزيادة المعرفة بالنظم الإنشائية المستخدمة .

٢.تعدد العناصر الإنشائية وتنوعها حيث نجد فيه عقدات خرسانية وأعمدة خرسانية وواجهات من الزجاج وجدران حاملة وجدران القص ...إلخ.

٣.وجود مظهر جمالي في المبنى.

٤.تقديم مشروع مميز لدائرة الهندسة المدنية كمشروع تخرج للحصول على درجة البكالوريوس في الهندسة المدنية تخصص هندسة مباني.

1-5أهداف المشروع

تنقسم أهداف المشروع إلى قسمين :-

- أهداف معمارية :-

من أهم الأمور التي يبحث عنها الشخص عند اختياره لمسكنه أن يحقق الراحة النفسية والأمان . ويعد الشكل المعماري والألوان المستخدمة من الأمور التي تحقق هذه الراحة ،كما يعد الطابع المعماري والذوق الفني في المبنى السكني دليل على تطور المنطقة وحضارتها .

- أهداف إنشائية :-

التحليل والتصميم الإنشائي للفيلا وإظهار القوة الإنشائية لها،حيث سيتم إعداد مخططات إنشائية من الجسور والأعمدة و العقدات والأساسات ليكون جاهزا للتنفيذ بحيث لا يؤثر على التصميم المعماري المصمم.

و بذلك يمكن أن يعد المشروع بمثابة مرجع متكامل في مجال التحليل و التصميم لمختلف العناصر الإنشائية في المباني لما يحويه من أمثلة و تطبيقات على هذه الموضوعات .

1-6 خطوات المشروع

١. **عمل التصميم الإنشائي المتكامل وإعداد المخططات الخاصة بكل عنصر من العناصر الإنشائية ليكون هذا المشروع متكاملاً دون التأثير على الطابع المعماري والحركة داخل هذا المبنى .**

٢. **تطبيق المكتسبات النظرية على مدى السنوات الدراسية الماضية وما أضفاه التدريب الميداني في عمل هذا التصميم وربط هذه المعلومات مع بعضها البعض .**

٣. **اكتساب المهارة في التعامل مع برامج الحاسوب التي استخدمت في التصميم الإنشائي للمشروع .**

٤. **التدرب على كيفية التنسيق بين الوظيفتين الإنشائية و المعمارية للعناصر المختلفة التي يتألف منها المنشأ .**

\

1-7نطاق المشروع

١. **دراسة المخططات المعمارية وذلك للتأكد من صحتها من النواحي المعمارية وتوافقها مع أهداف المشروع مع إجراء كافة التعديلات المعمارية اللازمة عليها ، وإكمال النقص الموجود فيها إن وجد .**

٢. **القيام بتوزيع الأعمدة والجسور بحيث لا يتعارض مع العناصر المعمارية والتقسيمات المختلفة التي وضعها المصمم المعماري .**

٣. تحليل العناصر الإنشائية والأحمال المؤثرة عليها ومن ثم تحديد النظام الإنشائي المناسب .

٤. تصميم العناصر الإنشائية بناءا على نتائج التحليل .

٥. التأكد من صحة التصميم وذلك عن طريق برامج التصميم المختلفة .

٦. إعداد المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي يحتويها المشروع .

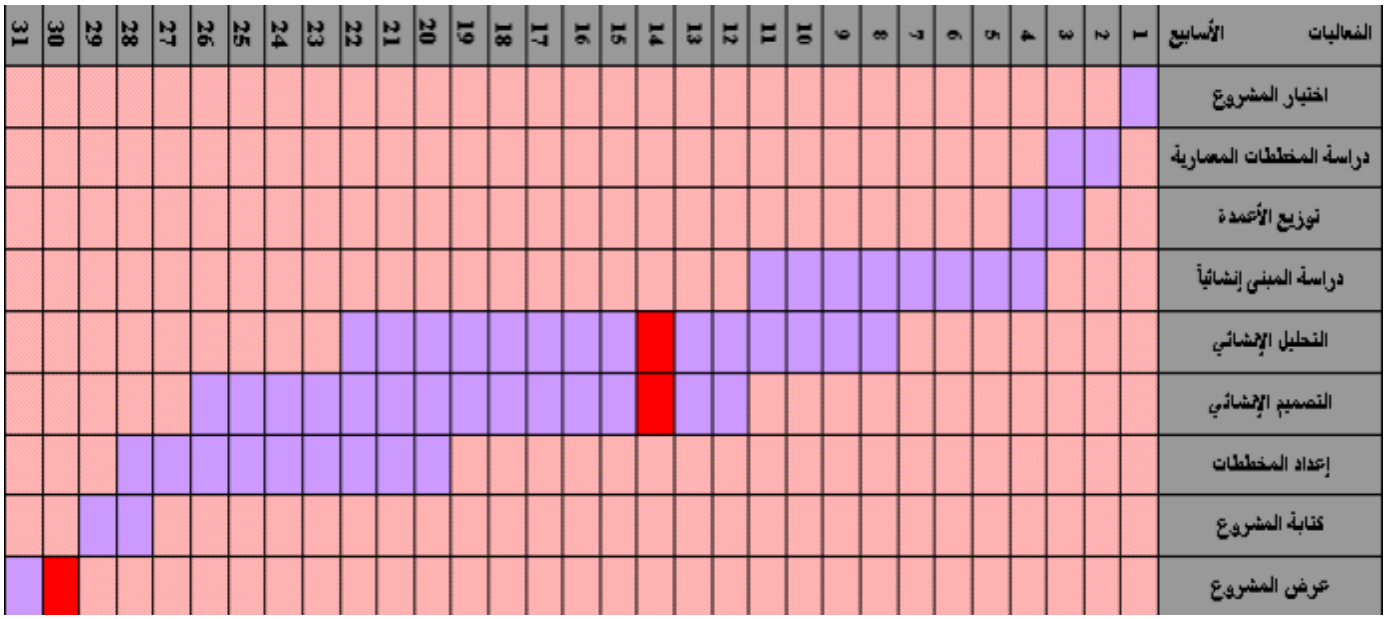
٧. كتابة المشروع وتقديمه .

1-8 موقع المشروع

تقع قطعة الأرض التي سيقام عليها المشروع في مدينة الخليل ،على قطعة أرض تبلغ مساحتها965.5 م^2 .

1-9التوقيت الزمني للمشروع

- بدايةً تم إعطاءنا التعليمات الخاصة بوقت بداية ونهاية تسليم المشروع ، وتحضير المخططاتوالتسليم النهائي .
- الزمني الذي يتبع في المشروع كالتالي



الجدول(١-١) الجدول الزمني لإعداد المشروع

الفصل الثاني:

الوصف المعماري للمشروع:

2-1 المقدمة.

2-2 لمحة عامة عن المشروع .

2-3 موقع المشروع .

2-4 أهمية الموقع .

2-5 حركة الشمس والرياح .

2-6 عزل الصوت .

2-7 التعديلات التي جرت على المبنى .

2-8 النواحي المعمارية .

2-9 وصف الواجهات .

2-1 المقدمة

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

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

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

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

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

2-2 لمحة عامة عن المشروع

تكمن الفكرة في إنشاء فيلا سكنية متكاملة الخدمات ، بحيث يجد الساكنون فيها كل ما يلزمهم من وسائل الراحة ، بالإضافة إلى الشكل المعماري المتميز بجماله وقد اختار المصمم الشكل الرباعي يتخلله منحنى ليعطي انسيابية للمبنى ، والشكل الرباعي يعطي اتزانا وثبات وقام بترتيب الأدوار كل منها يتعامد مع الآخر بحيث يعطي شكلا جميلا ، وكذلك استخدم الزجاج بكثرة في الواجهات وخاصة جهة المنحنى ليعطي إضاءة ومنظر أجمل واستخدم الدرج الدائري للانتقال بين الطوابق، المقصد من اختيار هذا المشروع هو إجراء حساباته الإنشائية .

2-3 موقع المشروع

يتضمن هذا الفصل تحليلا لموقع المشروع المقترح والذي يقع في فلسطين بمدينة الخليل. سوف يتضمن هذا الفصل لمحة عن مدينة الخليل وتعريفا بها وطبيعتها ومناخها وتحليلا لموقع المشروع المقترح من ناحية زاوية الشمس والرياح والتحليل العمراني والمعماري.

مدينة الخليل هي مدينة فلسطينيه تقع في الضفة الغربية التابعة للسلطة الفلسطينية على بعد ٣٥ كم إلى الجنوب من القدس .تُعد اليوم أكبر مدن الضفة الغربية من حيث عدد السكان والمساحة، حيث بلغ عدد سكانها في عام ٢٠١٦ بقرابة ٢١٥ ألف نسمة، وتبلغ مساحتها ٤٢ كم.[2] تمتاز المدينة بأهمية اقتصادية، حيث تُعد من أكبر المراكز الاقتصادية في الضفة الغربية.وترتفع عن مستوى سطح البحر ٩٤٠ متراً.

2-4 أهمية الموقع

وإن من أهم الأمور التي تميز موقع هذا المشروع وتم مراعاتها في اختيار هذا الموقع هي في النقاط التالية:

1-توفر قطعة أرض بمساحة تستوعب حجم المشروع .

2-حيوية المنطقة.

3-سهولة الوصول إلى الموقع .

4-احتفاظ الموقع بمميزات طبيعية .

2-5 حركة الشمس والرياح

من العوامل المهمة الواجب دراستها في تحليل المبنى هي حركة الشمس والرياح ، فالشمس عنصر مهم في حياتنا فهو يعطي الضوء والدفء ، فهي طاقة مجانية مرغوبة ،توجيه المبنى باتجاهها يعطي قدر مرغوب به من الطاقة خاصة أيام الشتاء والبرد لكن يجب التقليل من سطوعها على المبنى ، فالشمس وسيلة ناجحة إذا تم استخدامها بالشكل الصحيح .

أما الرياح فلها تأثير كبير على المبنى فهي تعد قوى وحمل يؤثر على الجدران بشكل أفقي ،فيجب مراعاة تأثيرها وأخذها بعين الاعتبار أثناء التصميم الإنشائي للمبنى ، ليلبي الشروط التصميمية المتعلقة بالإضاءة والتهوية الطبيعية .

2-6 عزل الصوت

نظراً لفعاليات المشروع المختلفة . وكون هذا المشروع عبارة فيلا سكنية ومتواجدة في منطقة هادئة نسبيا فهي ليست بحاجة إلى عزل للصوت .

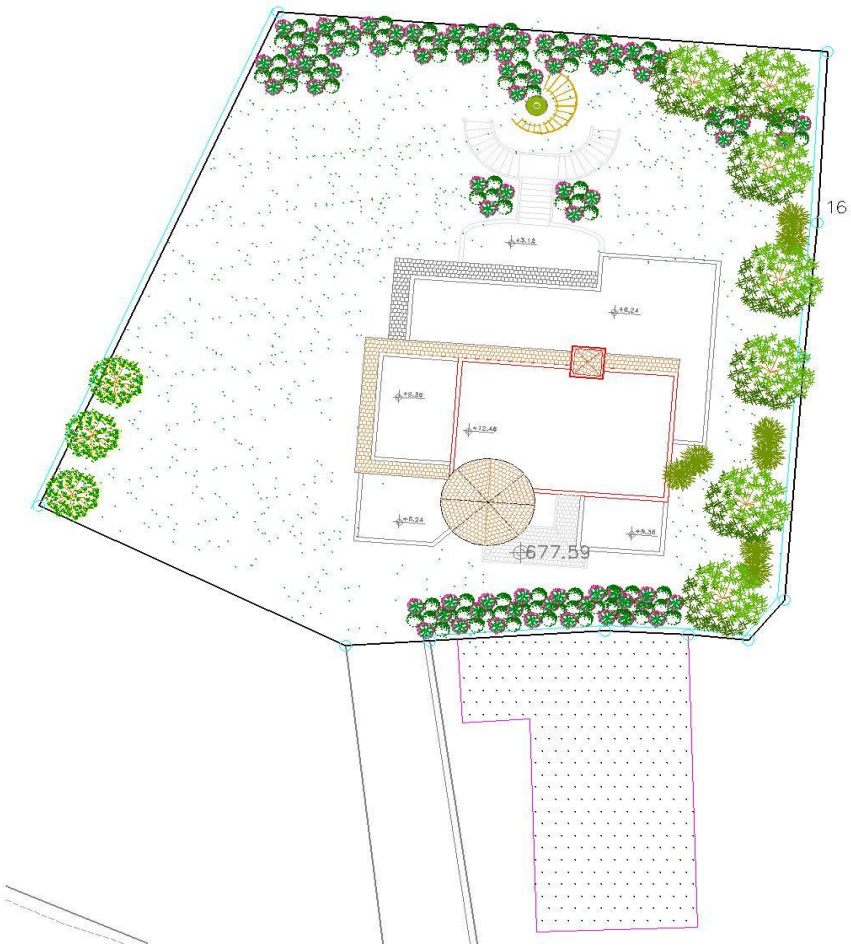
2-7 التعديلات التي جرت على المبنى

تم عمل تعديلات معمارية بسيطة لتتناسب مواقع الأعمدة والجسور بما يحقق اتزان إنشائي مع المحافظة على المظهر والشكل المعماري ، حيث تم تغيير مواقع بعض الشبابيك والأبواب ليتزن توزيع الأعمدة .

2-8 عناصر المشروع

2-8-1 الموقع العام :

يوجد مدخل واحد إلى قطعة الأرض ،يحدها من جهة الشرق مبنى فيلا لأرض مجاورة ، ويحدها من جهة الجنوب شارع فرعي ، قطعة الأرض بمساحة ٩٦٥.٥ متر مربع البناء على مساحة ٢٣٢ متر مربع بنسبة ٣٠% مبنى والباقي مساحة لإنشاء حديقة .



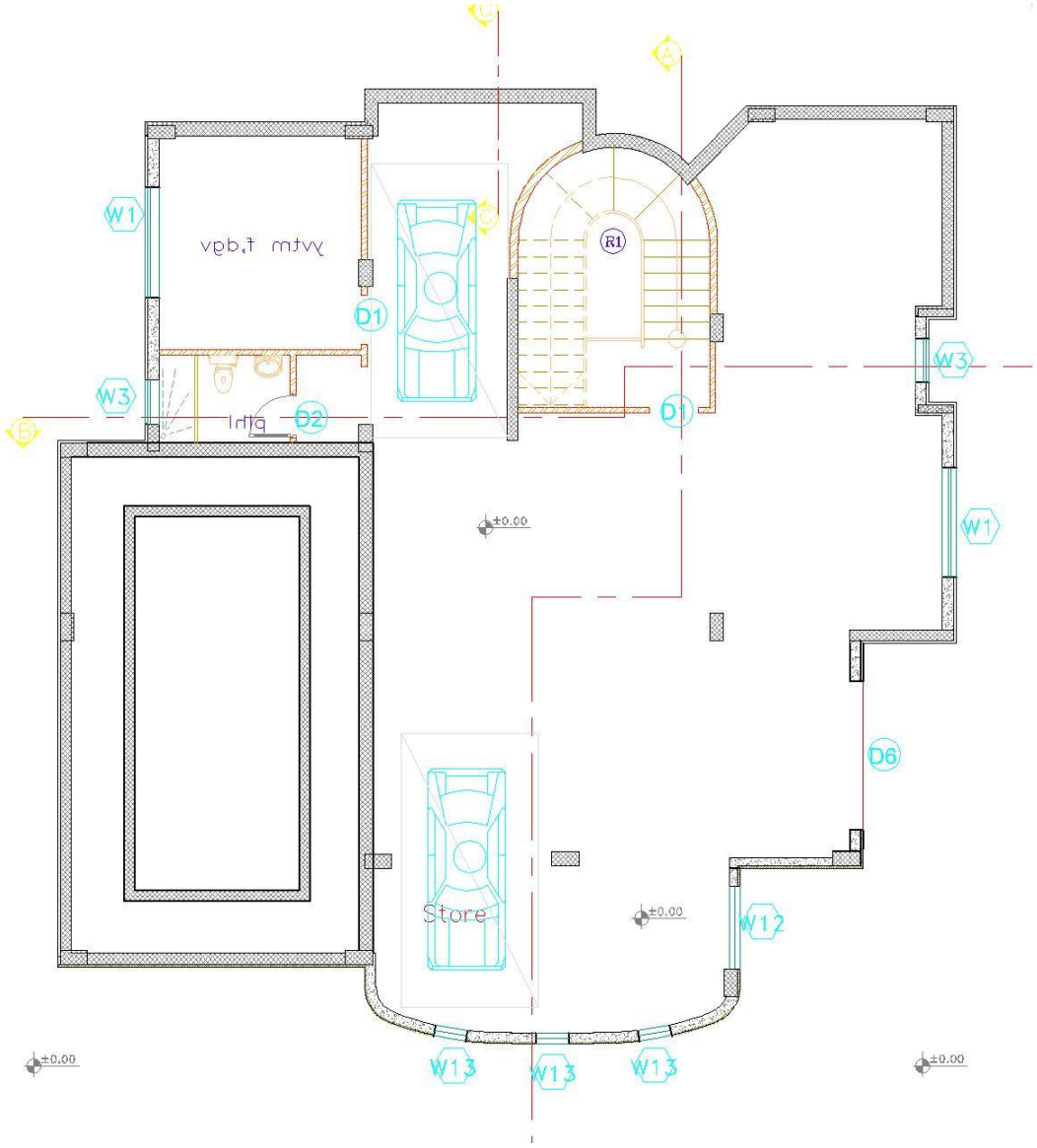
الشكل(١-٢)قطعة الأرض والبناء المقترح

2-8-2 محتويات المبنى حسب الأدوار :

2-8-2-1الطابق الأرضي :

تبلغ مساحة الطابق الأرضي حوالي ١٨٨ متر مربع .

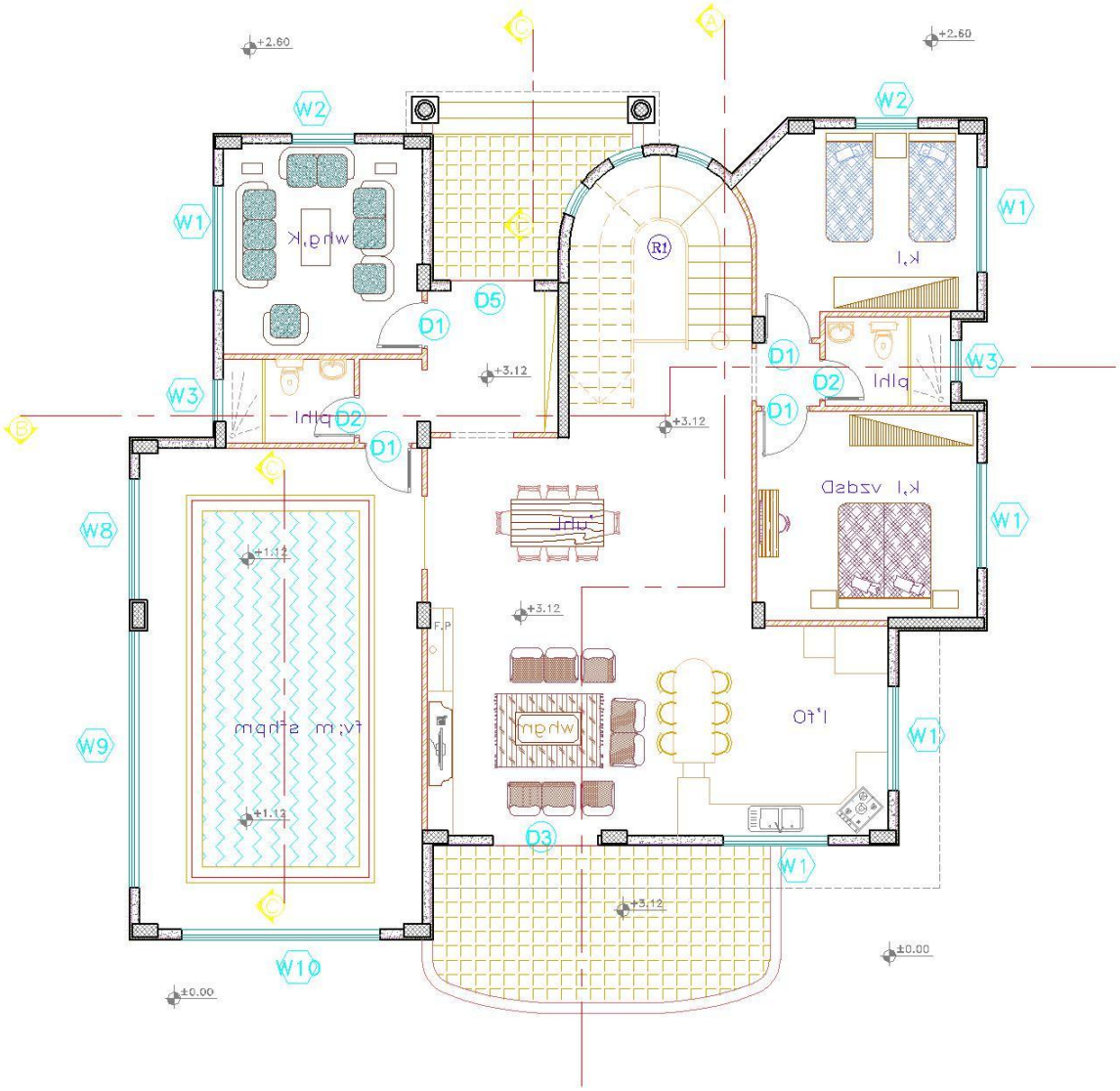
- مراب للسيارات .
- غرفة الخدم .
- حمام الخدم .



مخطط الطابق الأرضي

2-8-2-2الطابق الأول :

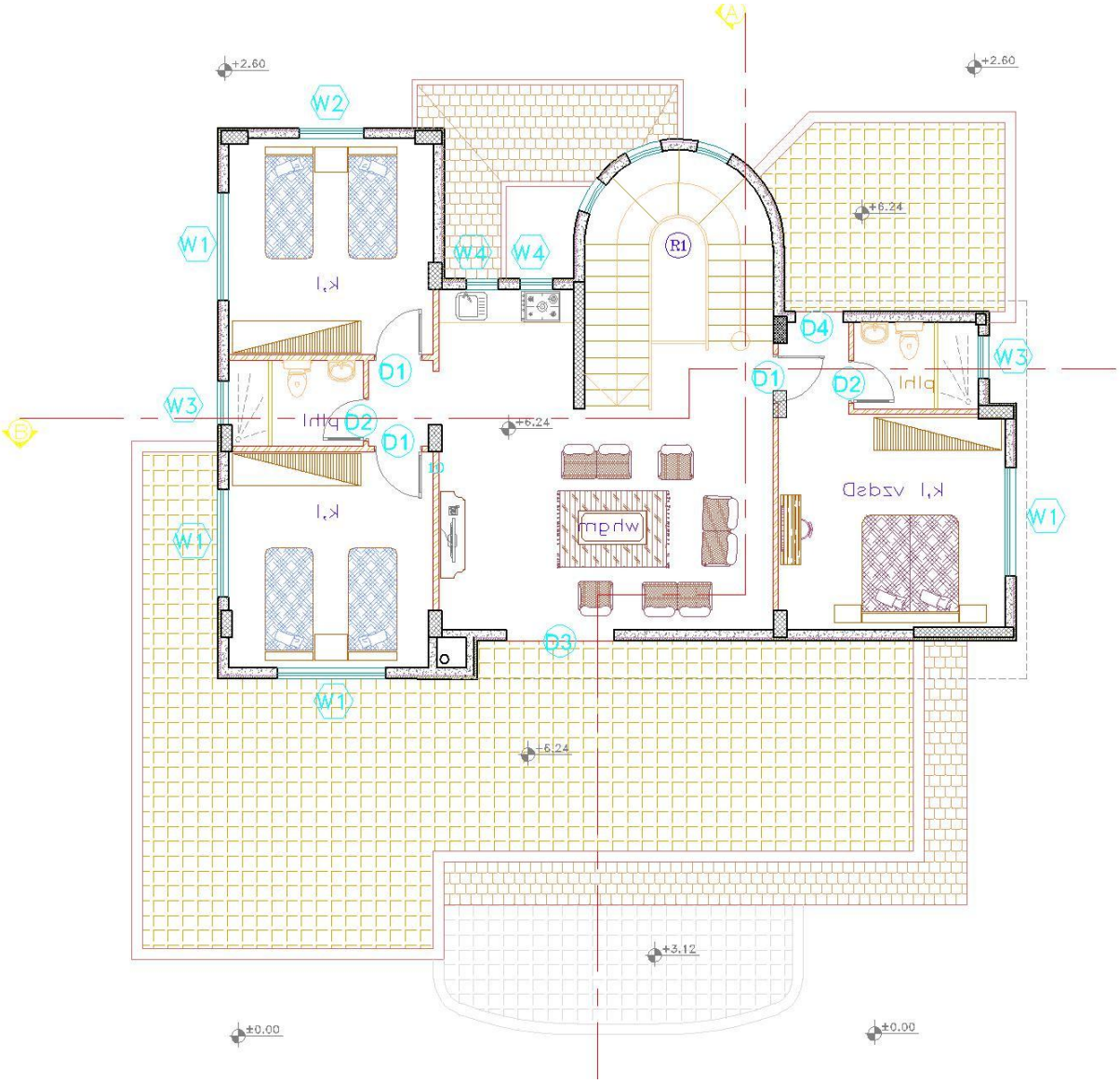
تبلغ مساحة الطابق الأول٢٣٢. متر مربع ،ويعتبر الطابق الرئيسي ويتكون من المدخل والصالون والصالة وغرف النوم ومطبخ وغرفة طعام وحمامات يتميزالطابق بوجود مسبح داخلي فيه :



الطابق الأول

٣- 2-2-8-الطابق الثاني :

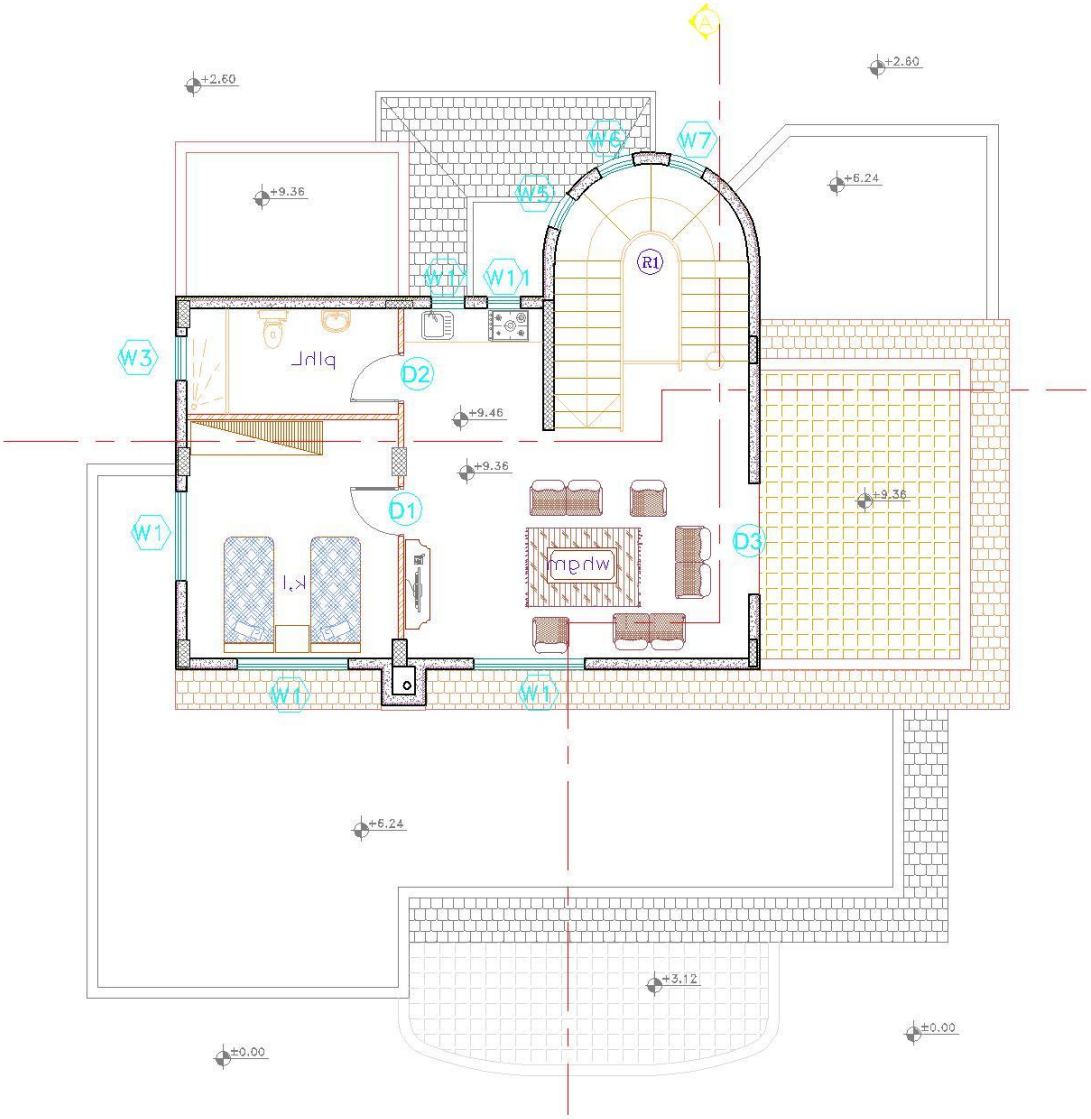
تبلغ مساحة الطابق الثاني ١٢٩.٥ متر مربع ، ويتكون من غرفة جلوس وغرف نوم وحمامات نلاحظ تعامده مع الطوابق السابقة مع تقليل المساحة الطابقية مما يعطيه شكلا أجمل :



الطابق الثاني

٤- 2-2-8-الطابق الثالث:

الطابق الأخير ومساحته ٧٨.٨٧متر مربع ويتكون من غرفة نوم ومنطقة جلوس ومطبخ صغير وحمام .

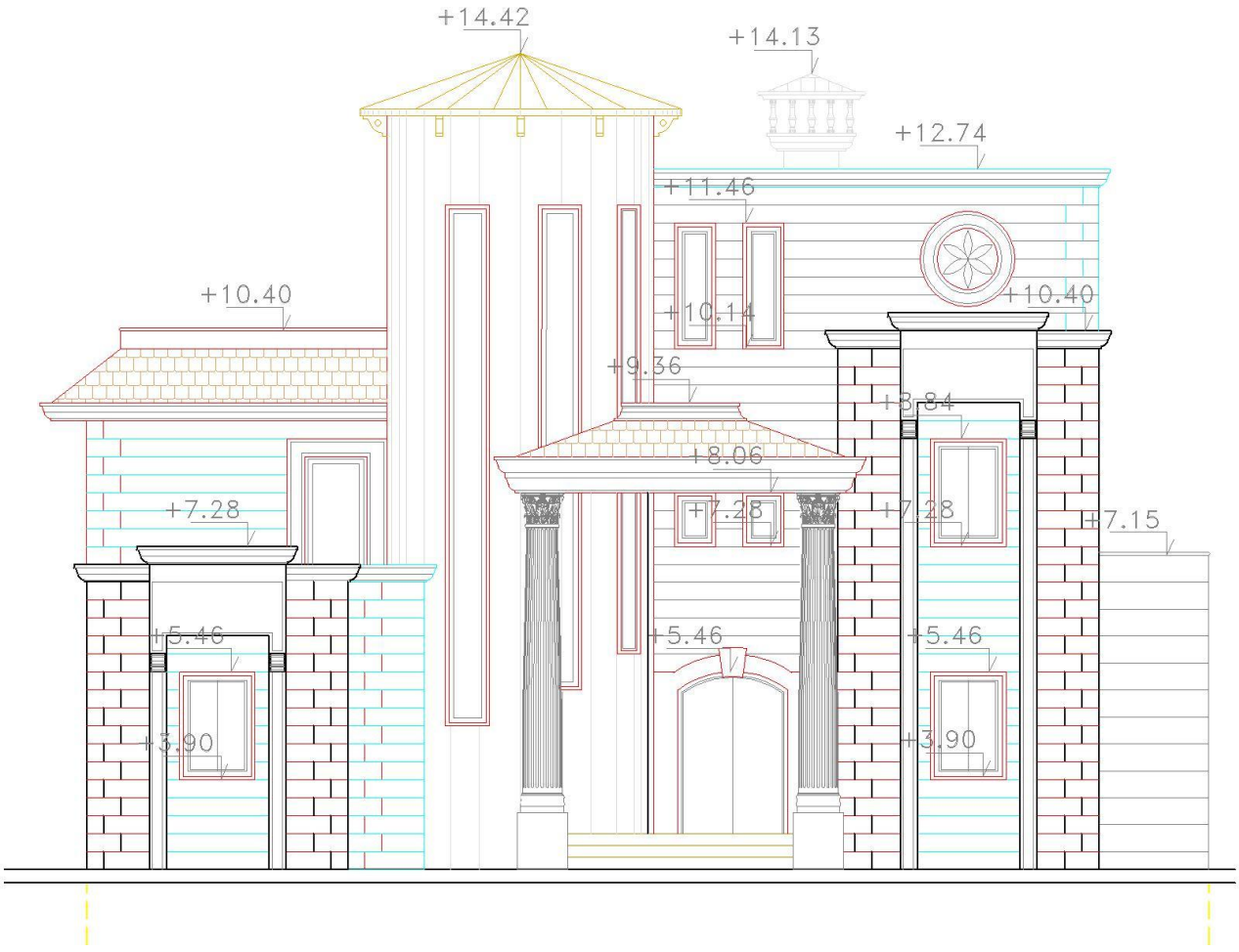


الطابق الثالث

2-8-3 وصف الواجهات.

يظهر من خلال التصميم المعماري للواجهات الطراز الحديث والتكنولوجيا الحديثة المستخدمة بشكل كبير وذلك من خلال استخدام الحجر في البناء والكرانيش والقرميد والكتل الزجاجية المكونة من الألمنيوم والزجاج المعالج لمثل هذا الاستخدام .

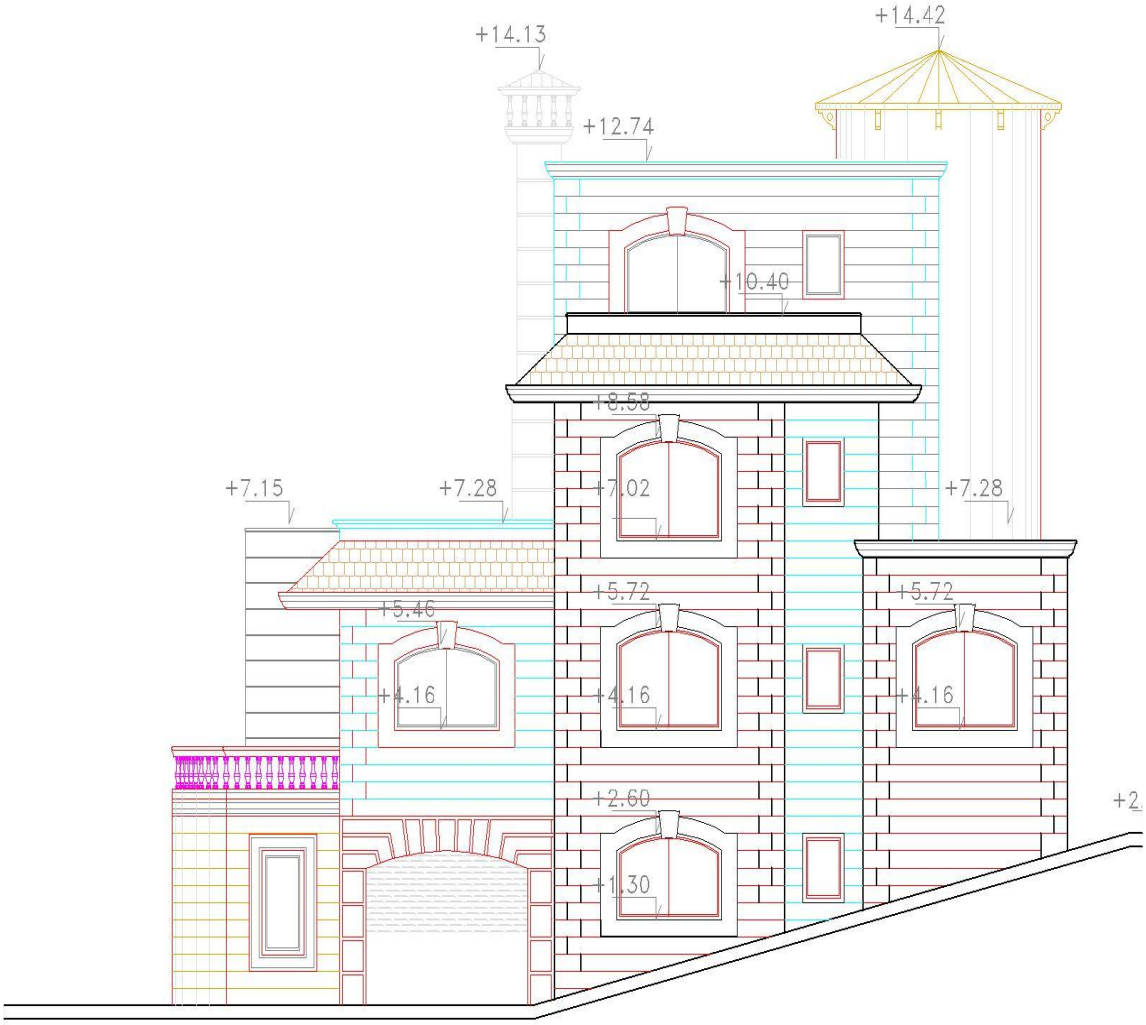
الواجهة الجنوبية : هي الواجهة الرئيسة للفيلا وهي تظهر الحجر(حجر المنشار) مستخدم بشكل طولي وعرضي ليحدث تناسق وجمالا للواجهة كذلك استخدمت البراطيش للنوافذ من الحجر الملطش، كذلك يطغى الزجاج في الواجهة خاصة جهة الدرج ، وتم استخدام الأعمدة الاسطوانية ليعطي جمالا وابهارا للمدخل يحدها على طول الأرض شارع ومنها يتم الدخول للأرض



الواجهة الجنوبية .

***الواجهة الغربية :**

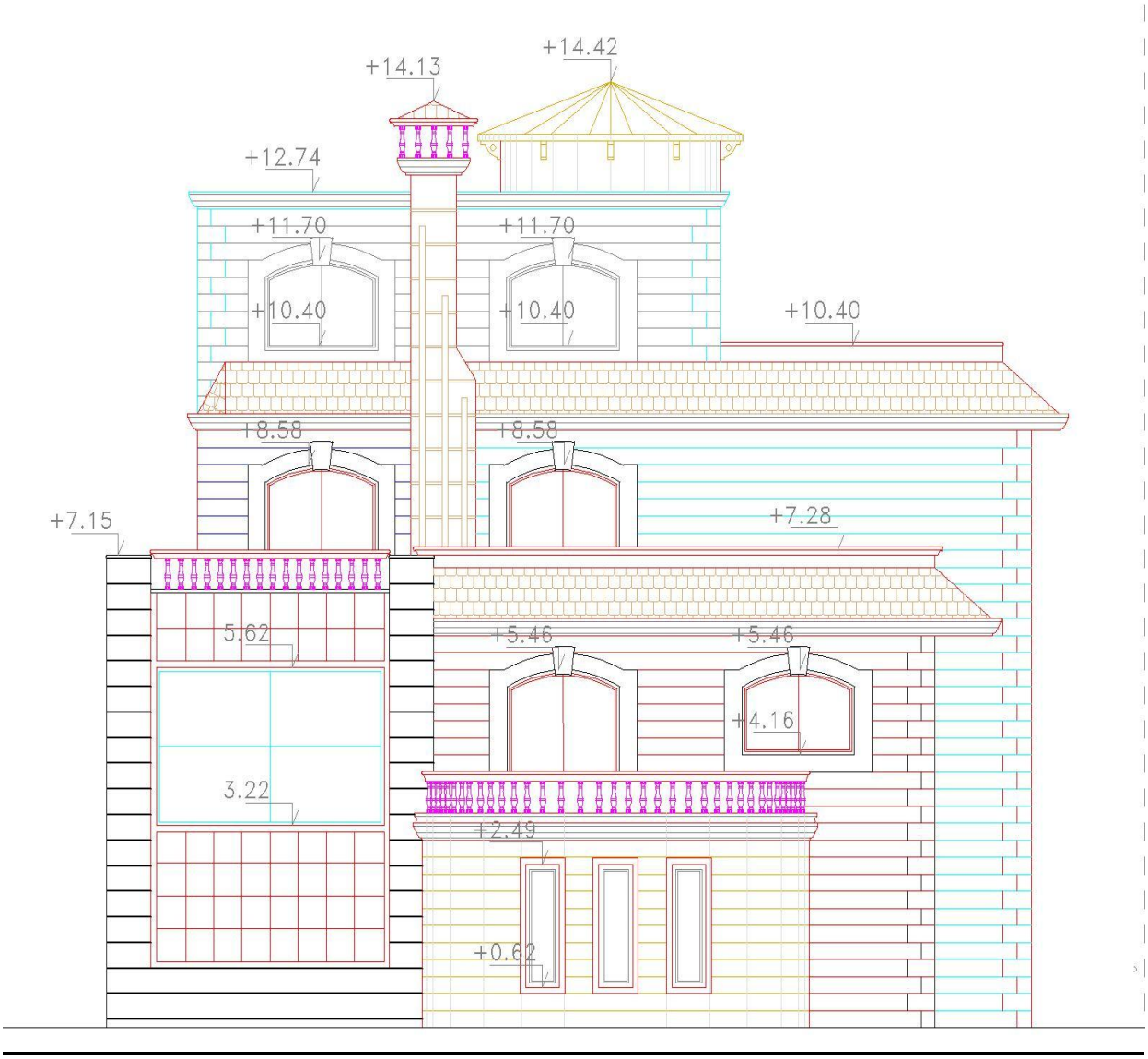
في هذه الواجهة يظهر المدخل الخاص بالكراج وتظهر طبوغرافية الأرض وميلانها واستخدم الحجر للبناء وكذلك للتزيين .



الواجهة االغربية

الواجهة الشمالية:

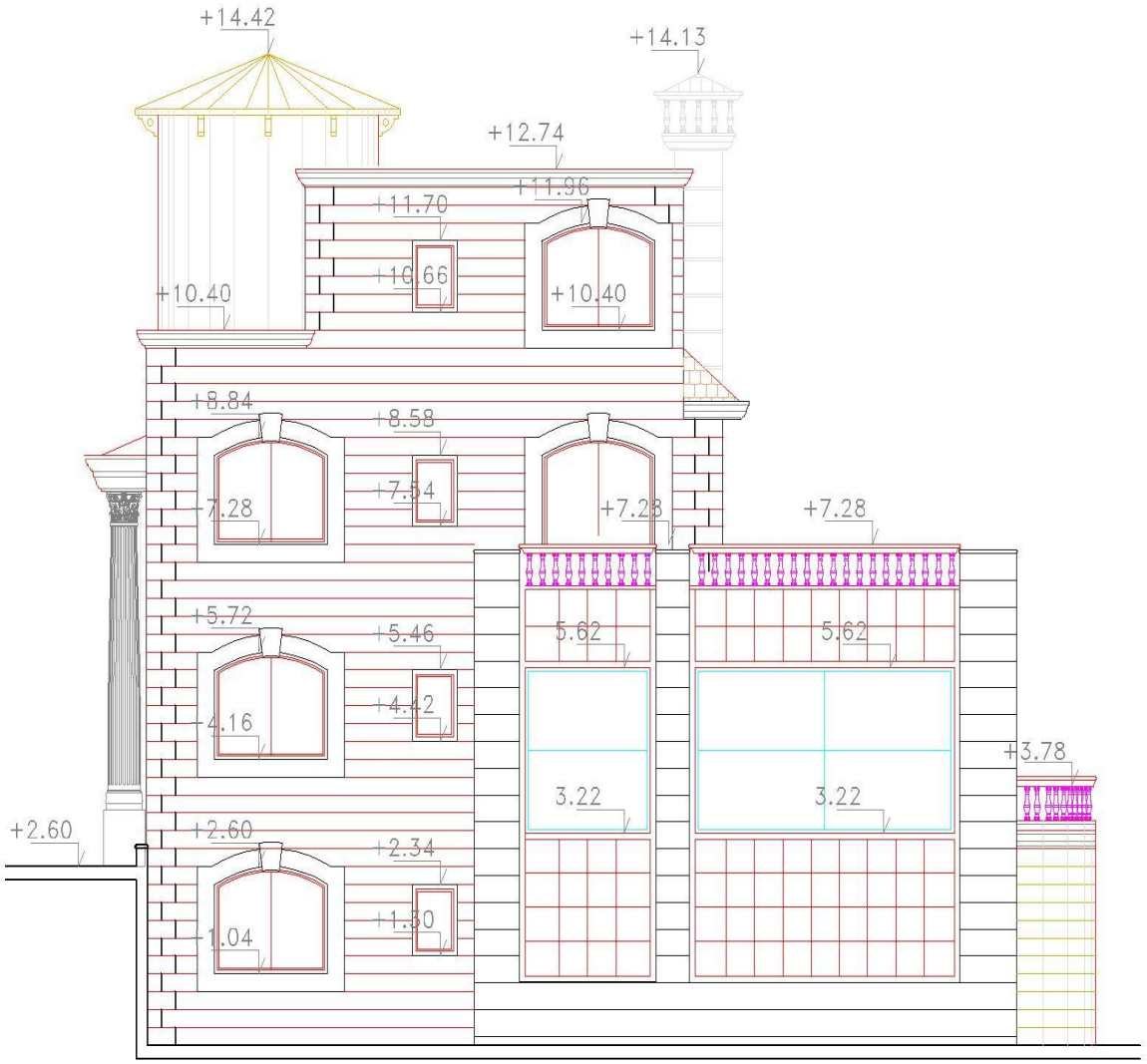
تتميز هذه الواجهة بتعدد مناسيب البناء وتتميز باستخدامه للزجاج بشكل كثير خاصة في واجهة المسبح حيث تطل على حديقة المنزل لتعطي مشهدا جميلا .



الواجهة الشمالية

*الواجهة الشرقية:

وهي الافضل وفيها تشرق الشمس الي قرب منتصف النهار ثم تبدا في النزول فنستفيد من شمس الصباح وتزول الشمس فيكون المبنى باردا غير محمل باشعة الشمس الحارقة ، كما تحتوي على العناصر الجمالية مثل البـــــــــــــــــــروزات والتراجعـــــــــــــــــــات .



الواجهة الشرقية

الوصف الانشائي للمبنى

1-3 المقدمة .

2-3 هدف التصميم الانشائي .

3-3 الأحمال المؤثرة على المبنى .

3-3-1 الأحمال الميتة.

3-3-2 الأحمال الحية .

4-3 العناصر الانشائية المكونة للمبنى .

4-3-1 العقدات .

4-3-2 الجسور .

4-3-3الأعمدة .

4-3-4 الأساسات .

4-3-5 جدران القص .

4-3-6 الأساسات .

3-1مقدمة :

إن الهدف الأساسي من عملية تصميم المنشآت ، هو أن نضمن وجود عناصر التشغيل المحتاجة لتلبي راحة المستخدم واحتياجاته ، فمن الضروري معرفة العناصر الإنشائية المكونة لأي مبنى ، فهي من الأمور الأساسية في تصميم المنشآت الخرسانية المسلحة ،لمعرفة الأبعاد الأكثر ملائمة من ناحية الأمان ومن الناحية الاقتصادية .

لذلك سنقوم بوصف العناصر الخرسانية التي تدخل في تصميم المشروع وعمل المقارنات بين الأنواع المختلفة للحصول على النظام الإنشائي الأكثر أمنا ويحافظ على التصاميم المعمارية .

3-2 الهدف من التصميم الإنشائي:

الهدف من التصميم الإنشائي هو اختيار نظام إنشائي متكامل ومتزن ، وقادر على تحمل القوى الواقعة عليه ، بحيث بحيث يلبي احتياجات المستخدمين ورغباتهم ، وبالتالي يتم تحديد العناصر الإنشائية بناءا على ما يلي :

- **عامل الأمان (factor of safety) وذلك عن طريق اختيار مقطع مثالي منخفض التكلفة واختيار مواد البناء المناسبة لتقاوم التغيرات الطبيعية المختلفة ليكون مبنى أمن بجميع الأحوال .**
- **حدود صلاحية تشغيل المبنى (Serviceallbility) من حيث تجنب حدوث أي خلل كالهبوط الزائد (defliction) و التشققات (cracks) المثيرة لازعاج المستخدمين .**
- **التكلفة الاقتصادية (economy) يتم تحقيقها عن طريق مواد البناء المناسبة لتحقق أكبر قدر من الأمن وبأقل التكاليف .**
- **الحفاظ على التصميم المعماري .**
- **الحفاظ على البيئة المحيطة .**

3-3. مراحل التصميم الإنشائي :

يمكن تقسيم مراحل التصميم الإنشائي إلى مرحلتين رئيسيتين :

- **المرحلة الأولى :**

حيث سنقوم في هذه المرحلة بتحديد النظام الإنشائي المناسب للمشروع وعمل التحاليل الإنشائية لهذا النظام .

- **المرحلة الثانية :**

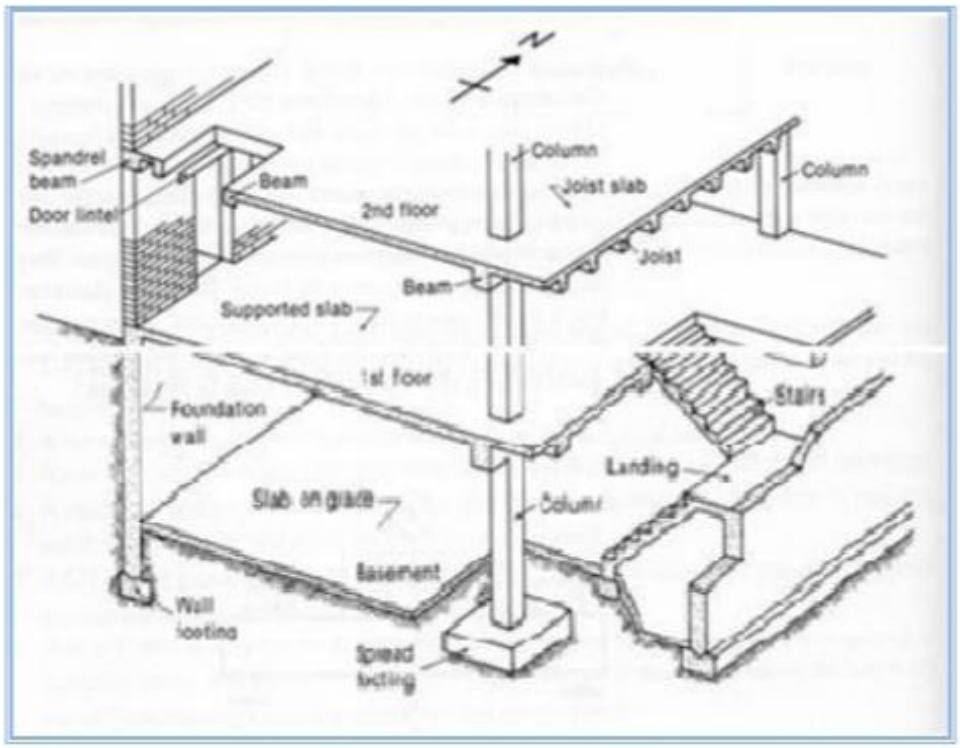
تتمثل في التصميم الإنشائي لكل جزء من أجزاء المنشأ ، بشكل مفصل ودقيق وفقا للنظام الإنشائي الذي تم اختياره وعمل التفاصيل الإنشائية اللازمة له من حيث رسم المساقط الافقية والقطاعات الرأسية وتفاصيل تفريد حديد التسليح أي عمل المخططات الإنشائية القابلة للتنفيذ.

3-4 الأحمال المؤثرة على المبنى:

هي مجموعة القوى التي يصمم المنشأ ليتحملها ، وإن أي مبنى يتعرض لعدة أنواع من الأحمال يجب حسابها وتحديدها بدقة لأن أي خطأ في تحديد وحساب الأحمال ينعكس سلبا على التصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية المختلفة .

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

3-3-1 الأحمال الميتة:



وهي القوى الدائمة والناتجة من الجاذبية الأرضية والتي تكون ثابتة من حيث المقدار والموقع ولا تتغير خلال عمر المبنى وتتمثل هذه الأحمال في وزن العناصر الإنشائية وأوزان العناصر الإنشائية المرتكزة عليها بصورة مستديمة ، كالقواطع والحوائط ، بالإضافة على وزن أي جسم ملاصق للمبنى بشكل دائم وتتم عملية حساب وتقدير الأحمال من خلال معرفة أبعاد هذه العناصر الإنشائية والكثافة النوعية للمواد المستخدمة في عملية تصنيع العناصر الإنشائية ، وهي تشمل في أغلب الأحيان على : الخرسانة ، حديد التسليح ، القصارة ، الطوب ، البلاط ، مواد التشطيبات ، الحجارة المستخدمة في تغطية المبنى من الخارج ، الديكورات الخاصة بالمبنى ،بالإضافة لأنابيب التمديدات والأسقف المعلقة .

جدول رقم (١-٣) يوضح الكثافات النوعية للمواد المستخدمة:

NO	Material	Specific weight (Kg/m^2)
1	**Tiles**	23
2	**Sand**	17
3	**Rienforced Concrete**	25
4	**HollowBlock**	10
5	**Plaster**	22
6	**Morter**	22

3-3-2 الأحمال الحية :

وهي الأحمال التي تتغير من حيث المقدار والموقع والمتعلقة بتغير المكان والزمان وتغير الاستخدام ، ويمكن لهذه الأحمال أن تتواجد من وقت لأخر ، وذلك حسب طبيعة المنشأ والطبيعة الاستخدام وتعتمد قيمه هذه الأحمال على طبيعة الاستخدام للمنشأ وطبيعة المبنى ، وتحوي هذه الأحمال كل من الأشخاص والأثاث والأجهزة والمعدات والمواد المخزنة وغيرها ، ويمكن الحصول على مقدار هذه الأحمال بعد تحديد نوع وطبيعة الاستخدام للمبنى من الجداول المعدة لهذا الغرض في الكودات المختلفة ، وقد تم اعتماد قيم الأحمال الحية وفق الكود الأردني. ويؤخذ عامة مقدارها من جداول خاصة في الكودات المختلفة ،والجدول (٢-٣) يبين الأحمال الحية في المشروع والمحددة بالرجوع إلى الكود الأردني :

No	Types of area	Live Load (Kg/m²)
١	مباني سكنية	٢

جدول (٢-٣)الأحمال الحية للمبنى حسب الكود الأردني

3-3-3 الأحمال البيئية :

وتشمل أحمال الثلوج والرياح وأحمال الهزات الأرضية وأحمال التربة ، وهذه الأحمال تعتبر أحمالا متغيرة من حيث المقدار والموقع :

١) أحمال الرياح:

عبارة عن قوى أفقية تؤثر على المبنى ويظهر تأثيرها في المباني المرتفعة ، وتكون هذه القوى موجبة اذا كانت ناتجة عن ضغط ، وسالبة اذا كانت ناتجة عن شد . تحدد أحمال الرياح اعتمادا على السرعة وارتفاع المبنى عن سطح الأرض ، والموقع وما يحيط به من ارتفاعات.

2) أحمال الثلوج:

الأحمال التي يمكن أن يتعرض لها المنشأ بفعل تراكم الثلوج ، وتقيم اعتمادا على الأسس الآتية:

١. ارتفاع المبنى عن سطح البحر .
٢. ميلان السطح المعرض للثلوج .
٣. الوزن النوعي للثلج .

والجدول ٣.٣ يبين قيم أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر حسب الكود الأردني:

جدول رقم (٣.٣) قيم أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر:

الارتفاع عن سطح البحر (h)بالمتر(m)	أحمال الثلوج (KN/m^2)
h<250	0
500>h>250	(h-250)/1000
1500>h>500	(h-400)/400

أما اذا زادت درجة ميلان السطح عن 25 درجة تضرب قيمة الحمل الناتجة بمعامل تخفيض المبين في جدول ٣.٤

جدول رقم (٣.٤) معاملات التخفيض من احمال الثلوج على السطوح المائلة

درجة زاوية الميل	*معامل التخفيض*
25	*1.00*
30	*0.9*
35	*0.8*
40	*0.7*
45	*0.6*

٣) أحمال الزلازل :

عبارة عن اهتزازات أفقية وعمودية بسبب الحركة النسبية لطبقات الأرض الصخرية ، فينتج عنها قوى قص ، ويجب أن تؤخذ هذه الأحمال بعين الاعتبار عند التصميم بحيث نصمم على القوى الأفقية لمقاومته في حال حدث.

5-3 الاختبارات العملية :

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

6-3 العناصر الانشائية المكونة للمبنى :

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

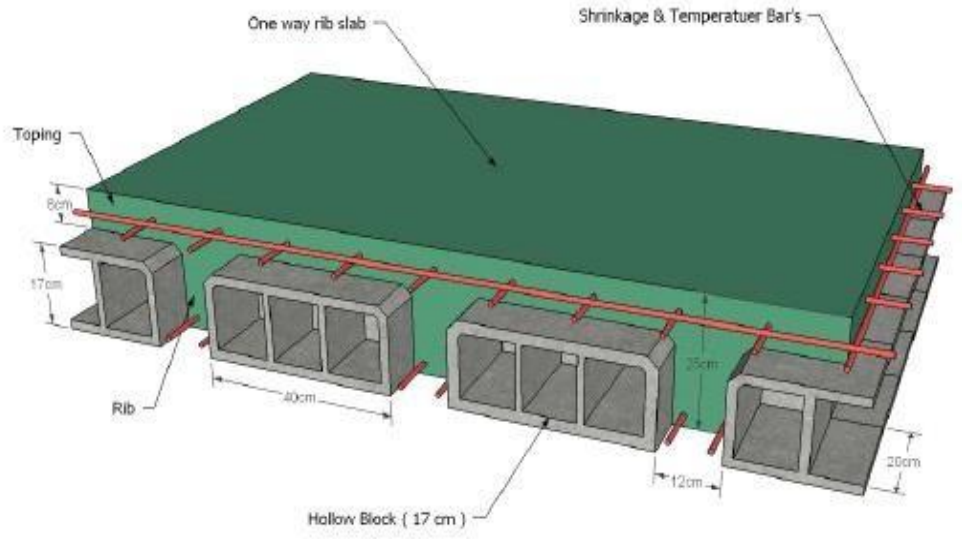
1-6-3 العقدات :

هي العناصر الإنشائية القادرة على نقل القوى الرأسية بسبب الأحمال المؤثرة عليها إلى العناصر الإنشائية الحاملة في المبنى مثل الجسور والجدران والأعمدة ، دون تعريضها إلى تشوعات . في هذا المشروع نوع من العقدات، والذي سيوضح في التصاميم الإنشائية في الفصل اللاحق وفيما يلي بيان لهذا النوع :

١. **عقدات مفرغة باتجاه واحد (One way ribbed slab) .**
٢. **عقدات مصمتة باتجاه واحد(one way soled slab).**

- **عقدة الأعصاب ذات الاتجاه الواحد:**

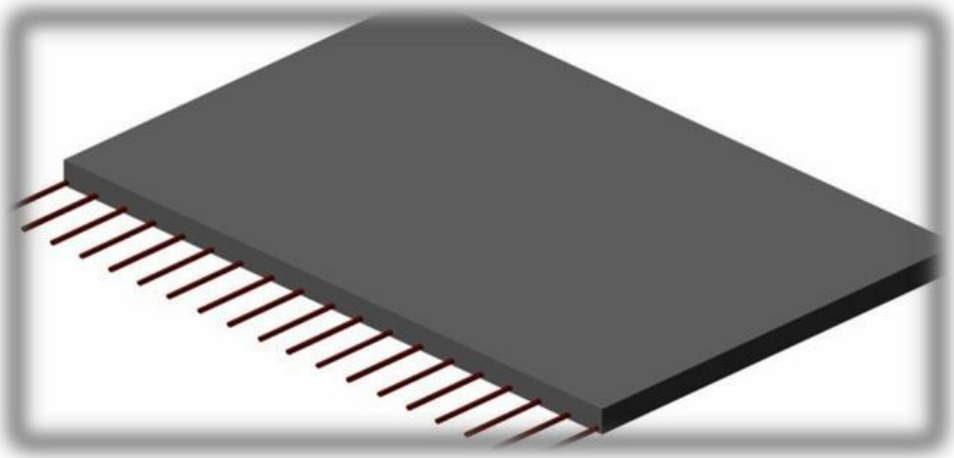
من أشهر الطرق المستخدمة في تصميم العقدات، وتتكون من صف من الطوب بينها عصب، ويكون التسليح باتجاه القصير، وتم استخدامها في جميع طوابق هذا المشروع، وذلك لخفة وزنها وفعاليتها. عندما يكون طول البلاطة يساوي او يتجاوز ضعف عرضها ، عندها يكون السلوك الانشائي للبلاطة كأنها تعمل باتجاه وحيد (باتجاه الطول الأقصر).



شكل ٣.١ : عقدة أعصاب باتجاه واحد

- **عقدات مصمتة ذات اتجاه واحد:**

هذا النوع من العقدات لا تحتوي على طوب و انما على حديد وخرسانة فقط، واستخدام هذا النوع من البلاطات في عقدات بيت الدرج و تستخدم في المناطق التي تتعرض كثيرا للأحمال الحية، وذلك تجنباً لحدوث اهتزاز نظرا للسماكة المنخفضة .



شكل ٣.٢ : عقدة مصمتة باتجاه واحد.

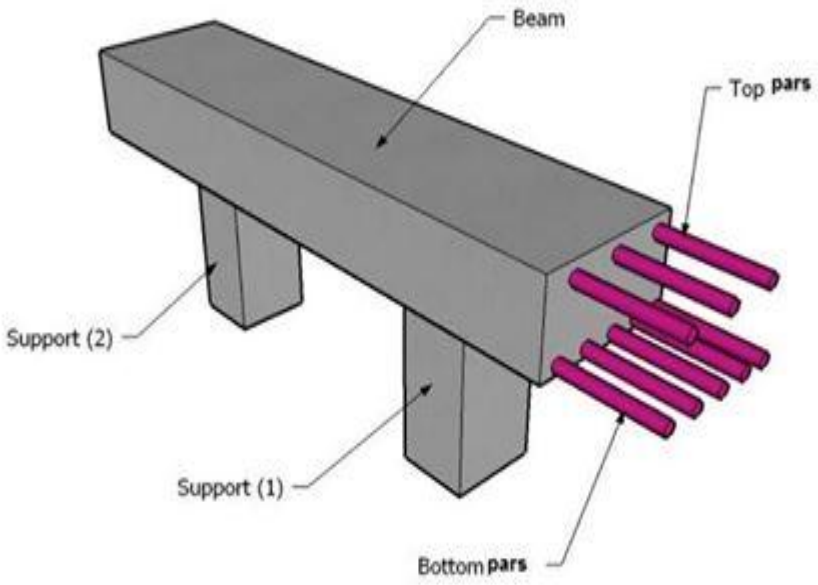
2-6-3 الجسور:

عناصر إنشائية أساسية تقوم بنقل الأحمال الواقعة من الأعصاب والعقدات إلى الأعمدة، حيث تقسم إلى:

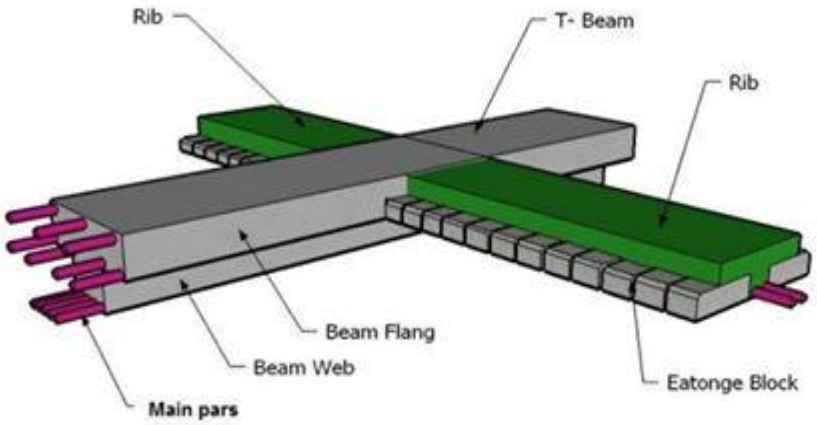
1)جسور المسحورة (Hidden Beam): وهي الجسور المخفية داخل العقدة بحيث يكون ارتفاعها يساوي ارتفاع العقدة.

2) الجسور الساقطة (Dropped beam): وهي تلك الجسور التي يكون ارتفاعها أكبر من ارتفاع العقدة ، ويتم ابراز الجزء الزائد من الجسر في أحد الاتجاهين السفلي أو العلوي.

وفي مشروعنا تم استخدام الجسور المسحورة فقط .



شكل ٣.٢: الجسور المسحورة



شكل ٣.٣: الجسور الساقطة

3-6-3 الأعمدة:

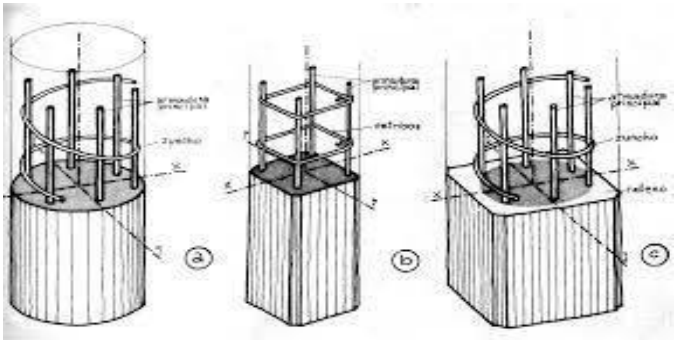
هي عناصر إنشائية رئيسية بالمبنى ، حيث تنتقل الأحمال من الأعصاب للجسور، ثم إلى الأعمدة، ثم إلى أساسات المبنى،لذلك فهي عناصر أساسية ، ويجب تصميمها بحرص لتكون قادرة على نقل وتوزيع الأحمال.

والأعمدة نوعان من حيث التعامل معها بالتصميم ، هما:

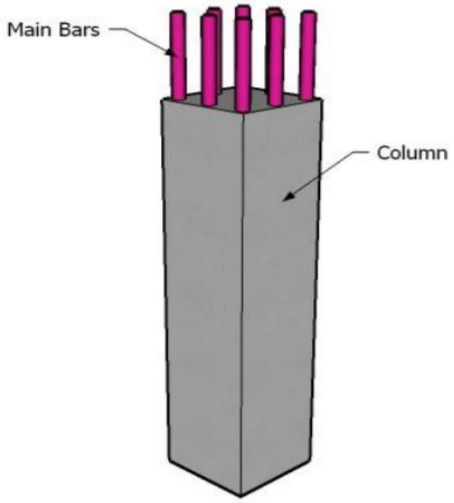
1)الأعمدة القصيرة

2)الأعمدة الطويلة

أما من حيث الشكل المعماري والمقاطع الهندسية فمنها المستطيل والدائري والمربع .والمشروع يحتوي على نوعين، المستطيل والدائري للأعمدة الخرسانية .



الشكل ٣.٦: أشكال الاعمدة



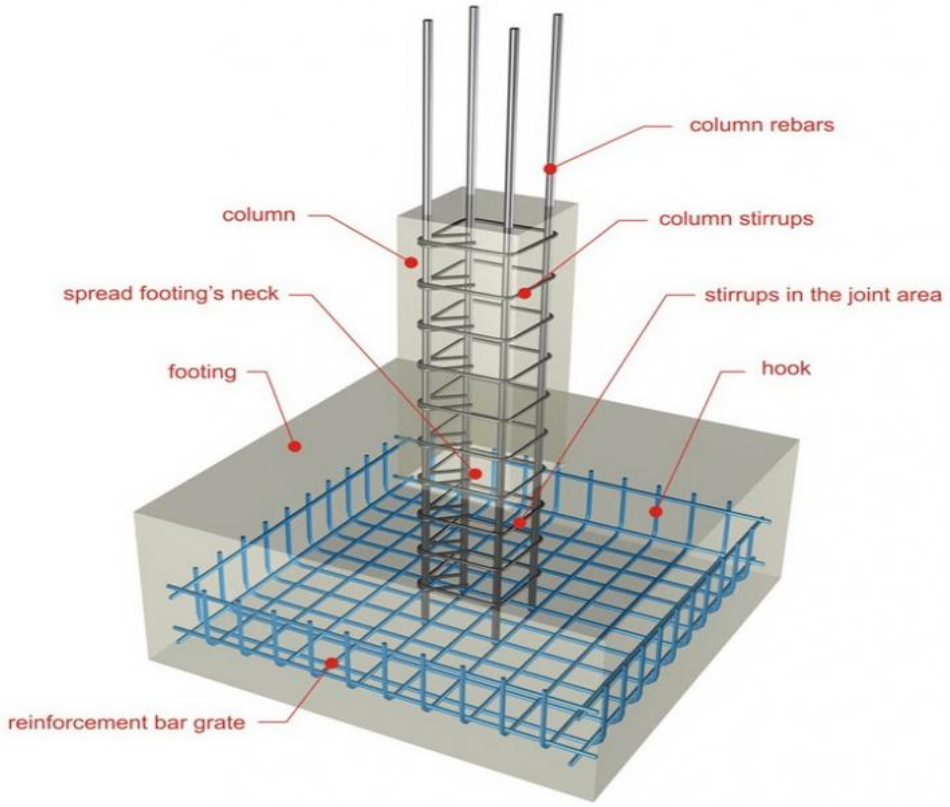
الشكل ٣.٧: مقطع في عمود

3-6-4الاساسات :

بالرغم من أن الأساسات هي أول ما يبدأ بتنفيذها عند بناء المنشأ ، إلا أن تصميمها يتم بعد الانتهاء من تصميم كافة العناصر الإنشائية في المبنى ، ولمعرفة الأوزان والأحمال الواقعة عليها ، فإن الأحمال الواقعة على العقدة تنقل إلى الأعمدة ومن ثم إلى الأساسات ، وتكون هذه الأحمال هي الأحمال التصميمية للأساسات ، وبناءً على الأحمال الواقعة عليها وطبيعة الموقع يتم تحديد نوع الأساسات المستخدمة ، ومن المتوقع استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعا لقوة تحمل التربة والأحمال الواقعة على كل أساس. .

الأساسات على عدة أنواع كما يلي :

- أساسات منفصلة. (Isolated Foundation)
- أساسات مزدوجة.(Combined Foundation)
- أساسات شريطية .(Strip Foundation)
- أساسات البلاطة . (Mat Foundation)

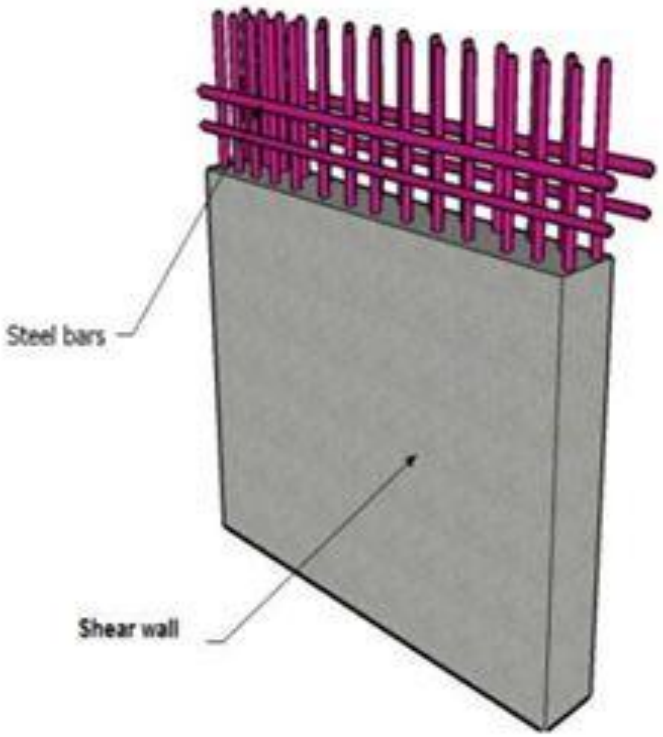


الشكل ٣.٨ الأساسات

3-6-5 جدران القص :

جدران القص(Shear Wall):

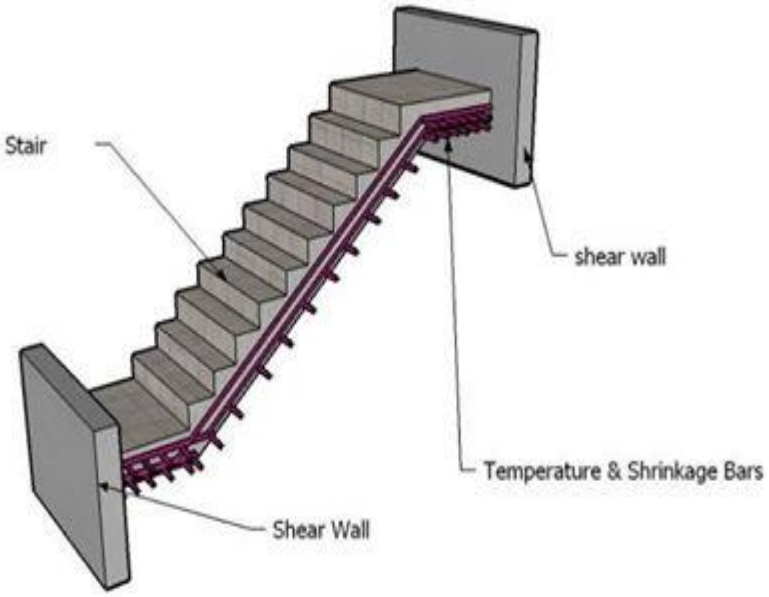
وهي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى العمودية والأفقية الواقعة عليها وتستخدم بشكل أساسي لمقاومة الأحمال الأفقية مثل أحمال الزلازل والرياح، وهذه الجدران تسلح بطبقتين من الحديد حتى تزيد من في كفاءتها في مقاومة القوى الأفقية . تعمل هذه الجدران على تحمل الأوزان الرأسية المنقولة اليها، ويجب توفرها باتجاهين مع مراعاة أن تكون المسافة بين مركز المقاومة الذي تشكله جدران القص في كل اتجاه ومركز الثقل للمبنى أقل ما يمكن، وأن تكون هذه الجدران كافية لمنع أو تقليل تولد عزوم اللّي وآثارها على جدران المبنى المقاومة للقوى الأفقية. وفي هذا المشروع سيتم تحديد الجدران الحاملة في المبنى ، وتتمثل بالجدران التي تحيط في الدرج.



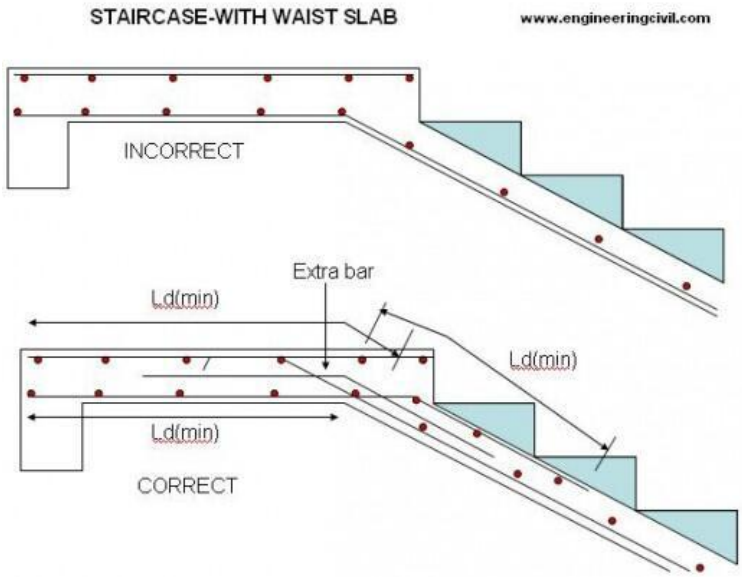
شكل ٣.٩ : جدار قص

6-6-3 الأدراج:

الدرج عنصر معماري يوجد في المباني للانتقال الرأسي بين مستويين مختلفين في نفس الطابق أو بين عدة طوابق في المبنى، وتم تصميم الدرج انشائيا باعتباره عقدة مصمتة باتجاه واحد لكن في المشروع هنا الدرج منحني



بشكل دائري .



شكل ٣.١١: مقطع توضيحي للدرج

4.1 Introduction.
4.2 Factored Load.
4.3 Slab thickness calculation.
4.4 Load calculation.
4.5 Design of Topping.
4.6 Design of Rib (15).
4.7 Design the beam (55-first).
4.8 Design of column.
4.9 Design of Footing
4.10 Design of stairs .
4.11 Design of Basement wall
4.12 Design of pool.
4.13 Design of shear wall .

٤.١ Introduction:

Concrete is a construction material composed of cement (commonly Portland

cement) as well as other cementitious materials such as fly ash and slag cement ،

aggregate (generally a coarse aggregate such as gravel, limestone, or granite, plus a fine aggregate such as sand), water, and chemical admixtures. The word concrete comes fro ٌthe Latin word "concretus", which means "hardened" or "har ."

Concrete solidifies and hardens after mixing with water and placement due to a

chemical process known as hydration. The water reacts with the cement, which bonds the other components together, eventually creating a stone-like material. Concrete is used to make pavements, architectural structures, foundations, motorways/roads ،

bridges/overpasses, parking structures, brick/block walls and footings for gates .

.In This Project, there are three types of slabs: solid slabs, one-way ribbed and two-

way ribbed slabs. They would be analyzed and designed by using finite element method

of design, with aid of a computer Program called " ATIR- Software" to find the internal

forces, deflections and moments for ribbed slabs, and then hand calculation would be

made to find the required steel for some members .

The design strength provided by a member, its connections to other members, and its

cross-sections in terms of flexure, and load, shear, and torsion is taken as the nominal

strength calculated in accordance with the requirements and assumptions of ACI-code .

Minimum thickness , h				
	Simply supported	One end continuous	Both end continuous	Cantilever
Member	Members not supporting or attached to partitions or other construction likely to be damaged by large deflection			
Solid one way Slabs	L/20	L/24	L/28	L/10
Beams or ribbed one way slabs	L/16	L/18.5	L/21	L/8

Table (4.1): Check of minimum thickness of structural members

4 .2 : Factored Loads.

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

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

4.3 : Determination of Thickness:

Determination of Thickness for One Way Rib Slab:

The structure may be exposed to different loads such as dead and live loads. The value of the load depends on the structure type and the intended use. The overall depth must satisfy ACI Table (9.5.a):

Spans from left to right for one way slab:

$$\frac{L}{18.5} = \frac{5.2}{18.5} = 0.281m \qquad ACI\text{-}318\text{-}08\ (9.5a)$$

$$\frac{L}{21} = \frac{4.10}{21} = 0.195m$$

$$\frac{L}{\quad} = \frac{5.1}{\quad} = 0.267m$$

$$\frac{18.5}{21} \quad \frac{18.5}{21}$$

$$\frac{L}{21} = \frac{4.10}{21} = 0.195m$$

Select Slab thickness **h= 28cm** with block 20 cm & Topping 8cm.

4.4 :Load Calculation:

One - way ribbed slab.

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

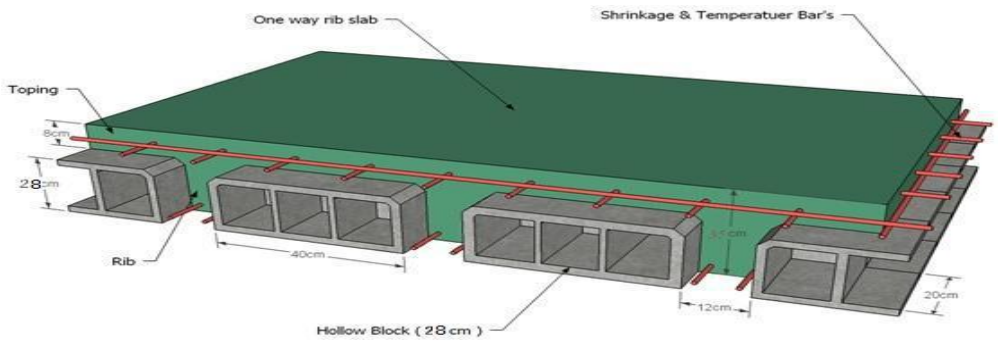


Fig. (4-1) One way rib slab

Calculation of the total dead load for one way rib slab is shown in the following table:

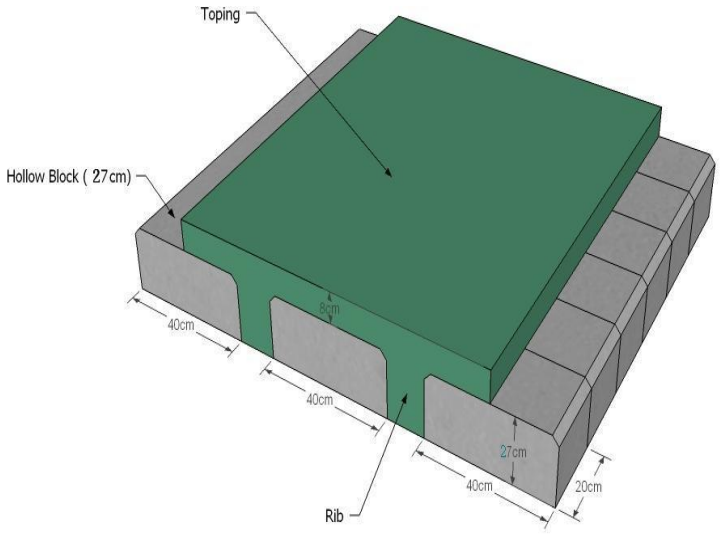
Table (4 – 1) Calculation of the total dead load for one way rib slab.

No.	Parts of Rib	Calculation		
1	Rib	0.12*0.2*25 = 0.6 KN/m		
2	Top Slab	0.08*0.52*25 = 1.04 KN/m		
3	Plaster	0.03*0.52*22 = 0.343 KN/m		
4	Block	0.2*0.4*10 = 0.8 KN/m		
5	Sand Fill	0.07*0. 52*17 = 0.5824 KN/m		
6	Tile	0.03*0. 52*23 = 0.619 KN/m		
7	Mortar	0.03*0. 52*22 = 0.343 KN/m		
8	partition	1.25*0.52 = 0.65 KN/m		
			4.8	KN/m of rib

Nominal Total Dead Load:

D.L. $_{total}$ = 4. 8 KN/m of rib

Live load = 2 * 0.52 = 1.04 KN/m of rib



4.5 : Design of Topping:

Design of Topping for Ribbed Slab:

The calculation of the total dead load for the topping is shown below:

Dead load of topping =

Tiles	0.03* 23=0.69 KN/m^2
Mortar	0.03 * 22=0.66 KN/m^2
Sand	0.07 * 17=1.19 KN/m^2
Slab	0.08* 25=2.0KN/m^2
Partitions	1.25 * 1 = 1.25 KN/m^2.
	=5.79 KN/m^2.

Live Load = 2 KN/m2.

W_u = 1.2 DL + 1.6 LL

= 1.2 * 5.79+ 1.6 * 2= 10.148 KN/m^2. (Total Factored Load)

$$M_u = \frac{W_u * l^2}{12}$$

= 10.148*0.4 ^{2}/12 = 0.135 KN.m

$\phi M_n = \phi f_r * S$ Sm ..... (ACI 22.5.1, equation 22-2)

=0.55 * 0.42* √24 *1000*64 /6

=12.071 KN.m > Mu = 0.135 $KN.m$

∴ **No structural reinforcement is needed Shrinkage and temperature reinforcement must be provided.**

For the shrinkage and temperature reinforcement :- **ACI 7.12.2.1**

ρ = 0.0018

$A_s = \rho * b *$ h = 0.0018 * 100 * 8 = 1.44 cm^2 /m

∴ Use Φ8 @ 250 mm in both directions.

As = (0.8^2 *л /4) *100/25 =2.01 cm^2 /m
2.01 > 1.44 ….. ok

.6 Design of one way Rib (٣):

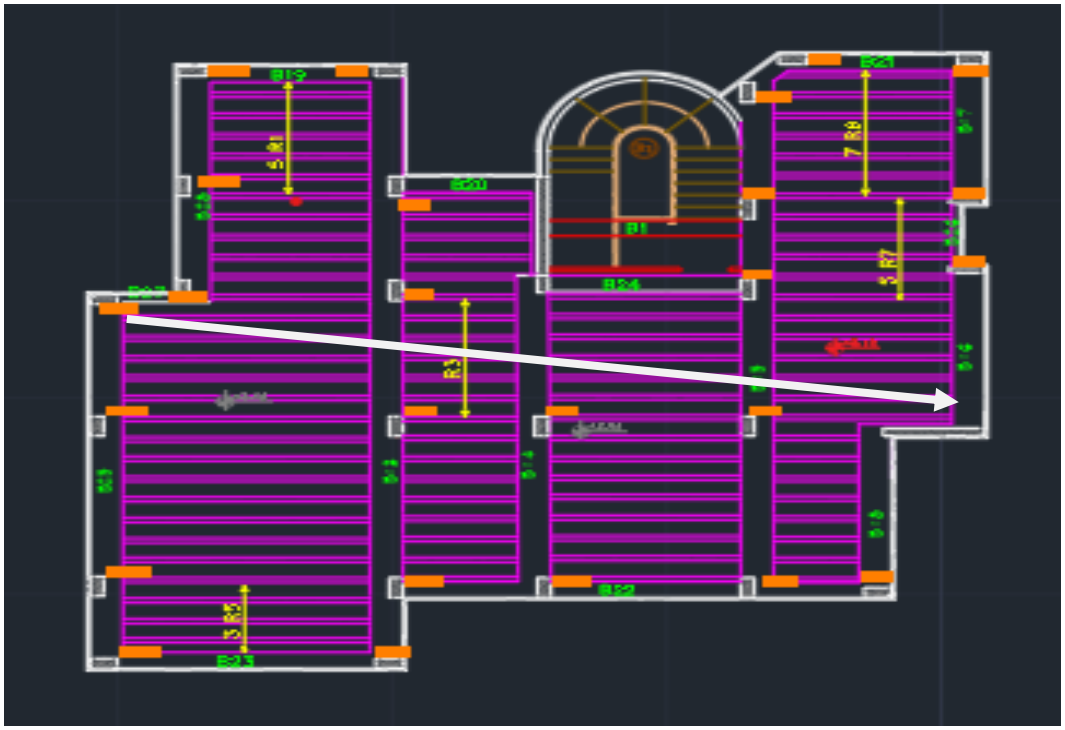


Fig.(4-٢) Rib٣ location

By using ATIR program we get the envelope moment and shear diagram as the follows:-

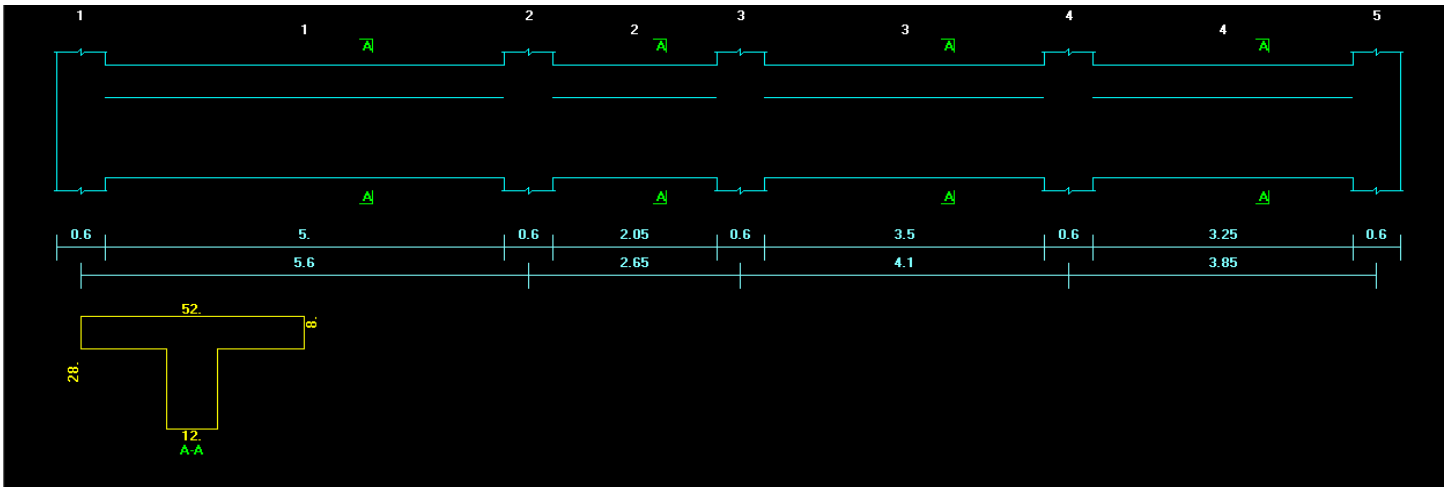


Fig. (4 - 4) Geometry of rib٣

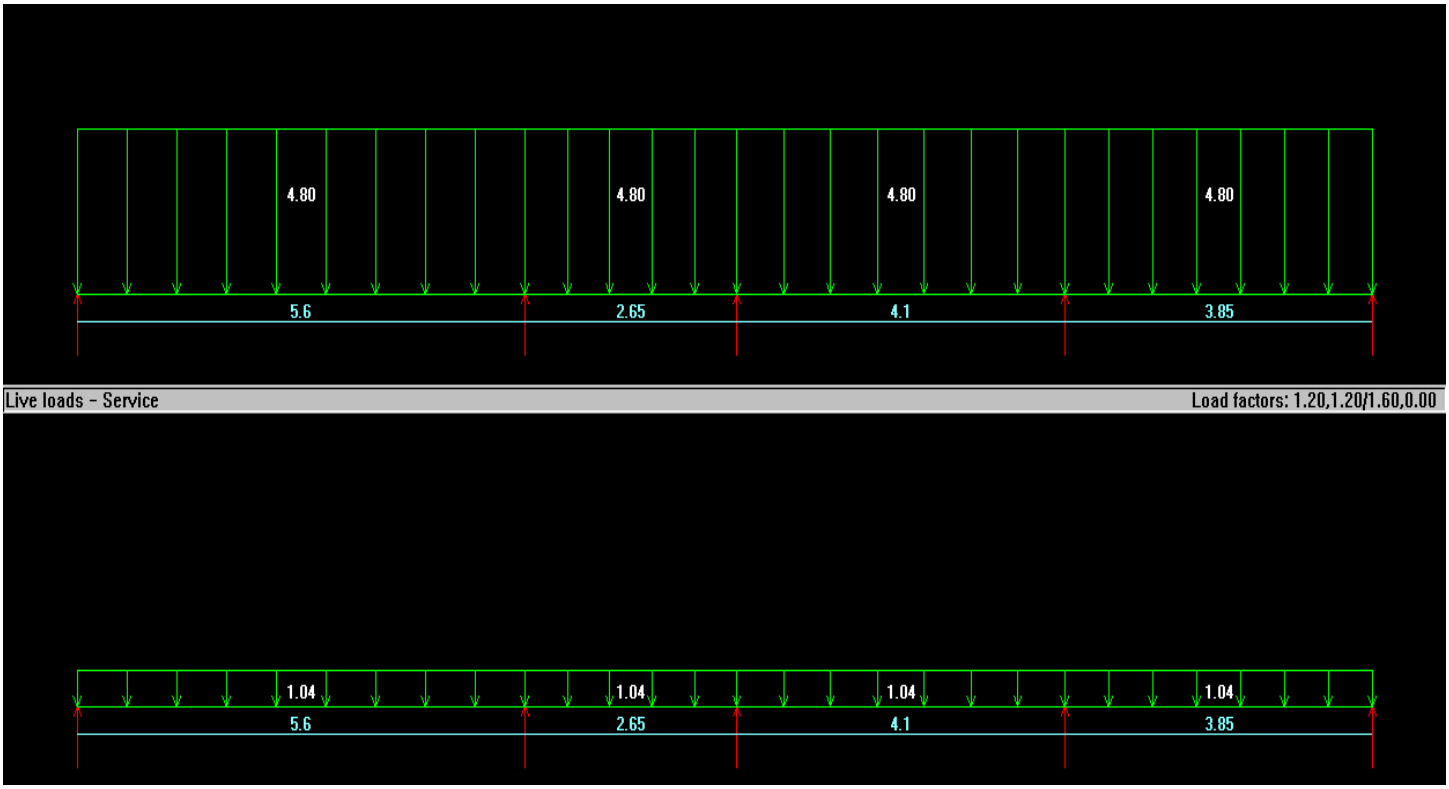


Fig. (4 - 5)Loading of rib (٣)-(KN.m).

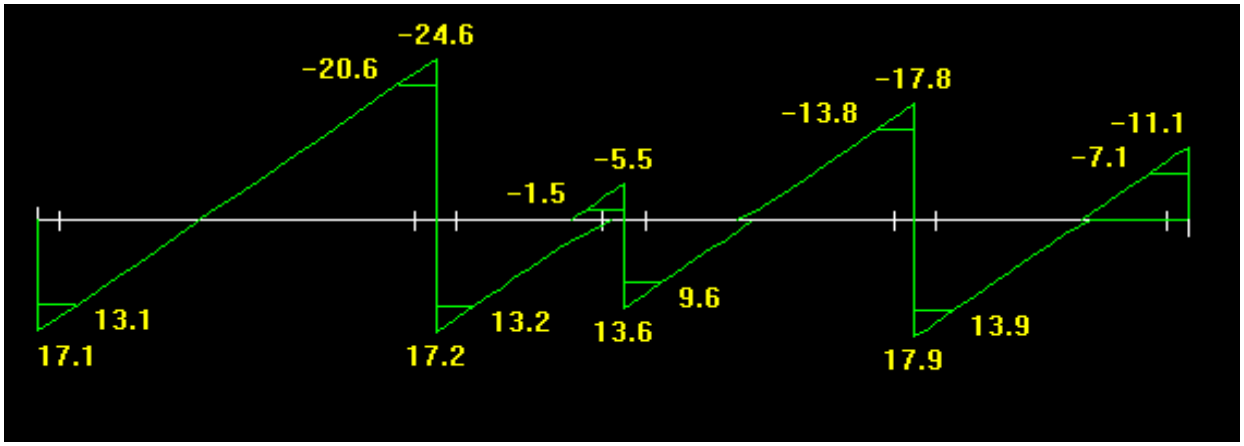


Fig. (4 - 7) Shear diagram for rib٣ -(KN).

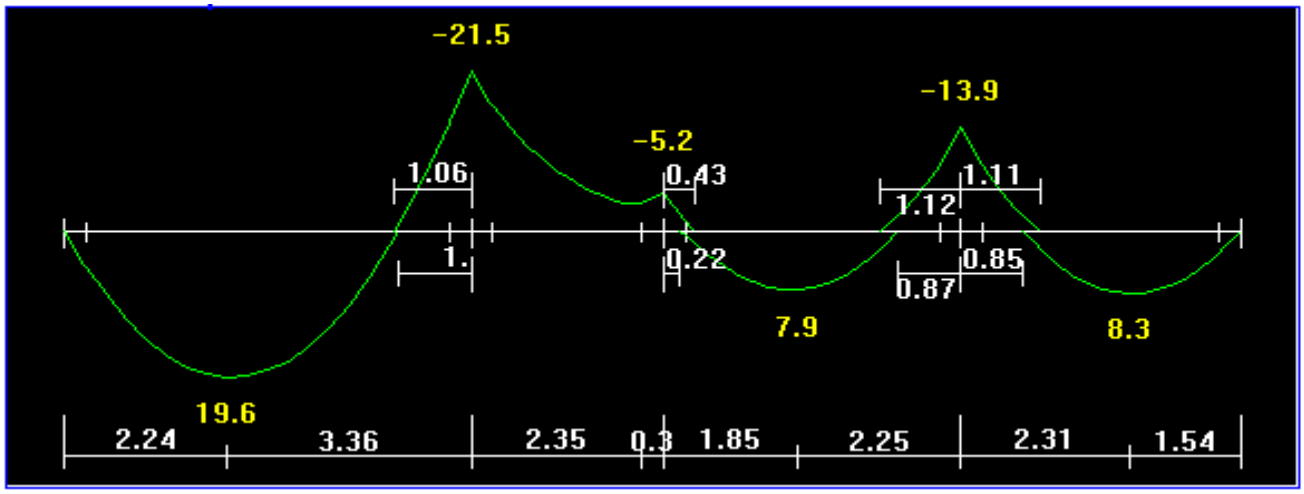


Fig. (4 - 6) Moment diagram for rib٣ -(KN.m).

.6.1 Design of flexure:-

Material :-

concrete B300 $Fc' = 24\ N/mm^2$

Reinforcement Steel $fy = 420\ N/mm^2$

Section :-

b =20 cm b_f =70 cm

h =40 cm T_f =10 cm

4.6.1.1 Design of positive moment =19.6 at span 1 :-

Assume bar diameter Ø14 for main positive reinforcement.

d = depth - cover – diameter of stirrups – (diameter of bar/ 2)
= 280 - 40 -10 - (14/2) =223 mm

C_{max} =3/7 * d = 95.57 mm

$a_{max} = C_{max} * \beta 1 = 95.57 * 0.85 = 81.23$ mm .

Effective Flange width (b_E) …….. ACI-318-08 (8.12.2)

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

b_E= 265 / 4 = 66.25 cm

b_E= 12 + 16 t = 12 + 16 (8) = 140 cm

B_E= 52 ..... control .

» Use Mu max positive for span =19.6kN.m

ϕMn = 140.53 KN.m > Mu = 19.6 KN.m

Design as a rectangular with b_E = 52 cm

A s min = $\frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}$(bw)(d)

A s min = $\frac{\sqrt{24}}{4(420)}$(120)(223)=78.03mm^2

A s min = $\frac{1.4}{fy}$(bw)(d)

A s min = $\frac{1.4}{420}$(120)(223)=89.20mm^2

kn = $\frac{Mn}{bd^2} = \frac{(19.6)/.9)*10\text{^}-3}{(.52*0.223^2)}$ = 0.842

m=$\frac{fy}{0{,}85*f_c'}$=$\frac{420}{0{,}85*24}$=20.59mm^2

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

$$\rho = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*.842*20.59}{420}}\right) = ٠.٠٠٢٠٤$$

→A_s = ρ* b_E *d

= ٢.٠٤ *10 $^{-3}$ *٥٢٠*٢٢٣ = ٢٣٧.٤٧mm^2

A s = 237.47mm^2 > A s min =89.20 mm^2

# of bars = As / As bar = 237.47 /153.86= 1.54 * Note AΦ14= 153.86mm^2

Select bottom bars 2Φ14Total As $_{(provide)}$ =307.72 mm

* Check strain:
Tension = Compression
As × fy = 0.85× fc'×b×a

307.72 *420=0.85*24*520*a

a = 12.183mm

$c=\frac{a}{\beta_1}$

β_1 = 0.85-0.007(fc'-28)

β_1 = 0.85

C=14.33

$$\varepsilon_s = \frac{d-c}{x} * 0.003 = \frac{223-14.33}{14.33} * 0.003 = 0.043 > 0.005 \dots \dots ok$$

$\therefore \phi$ =0.9 OK .

For positive moment $Mu^{(+)}$ = 8.3KN.m at span 2:-

Assume bar diameter Ø 14 for main negative reinforcement

d = depth - cover – diameter of stirrups – (diameter of bar/ 2)

d = 280- 20 -10-14/2 = 243 mm

$$\rightarrow M_{nf} = 0.85\, f_c^{'} * b_E * t_f * \left(d - \frac{t_f}{2}\right)$$

ϕM_{nf} =0.85* 0.9*24*520*80*(243-40) = 155.04 KN.m

→ϕM_{nf} =155.04 KN.m >> M_u^+ = 8.3 KN.m.

∴ Design as rectangular section with b = bE = 520 mm

$$m = \frac{f_y}{0.85\, f_c'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6$$

Rn= Mn /(b*d^2)

=(8.3*10^6/0.9)/(520 *243^2)=0. 300 MPa

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 *.3 * 20.6}{420}}\right) = .000703$$

→ $A_s = \rho * b_E * d$

= 0.000703*520*243 = 91.03mm^2

$$As_{min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4\,(f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$$ …… (ACI-10.5.1)

=√24/(4*420)*120*243=85.03 mm^2 > 1.4/420*120*243=97.2mm^2

……. Larger value is control

→As_{min} 97.2 mm^2 >As_{req} =٩١.٠٣mm^2. ……. Larger value is control.

2 Ø 1٢= ٢٢٦.٠٨ mm^2 > A٩٧.٢mm^2. --- OK.

∴ **Use 2 Ø 1٢**

→ **Check for strain: - ($\varepsilon_s \geq 0.005$)**

Tension = Compression

A_s * fy = 0.85 * f_c' * b * a

٢٢٦.٠٨ * 420 = 0.85 * 24* 120 * a

a = ٣٨.٧٨mm.

ß= 0.85

C= a/ß

C=٤٥.٦٣

$$\varepsilon_s = \frac{d-c}{x} * 0.003$$

= ٠.٠١> 0.005

∴ ϕ =0.9 OK

4.6.1.2 Design of negative moment of rib (RIB 3):

negative moment $Mu^{(-)}$ = -21.5 KN.m at support(2)

Assume bar diameter Ø 12 for main negative reinforcement

d = depth - cover – diameter of stirrups – (diameter of bar/ 2)

d = 280- 20-10 -12/2 = 244 mm

$$m = \frac{f_y}{0.85\, f_c'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6$$

Rn= Mn /(b*d^2)

=(21.5*10^6/0.9)/(120 *244 *244)=3.34 MPa

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

=(1/20.6)*(1-√1- ((2*20.6*3.34)/240))=8.75*10^{-3}

→$A_s = \rho * b_E * d$

= 8.75*10^{-3} *200*244 = 256.19mm^2

$$As_{min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4\,(f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$$ …… (ACI-10.5.1)

=√24/(4*420)*280*244=199.22 mm^2 < (1.4/420)*280*244=227.7 mm^2 . …… Larger value is control

→As_{min} =227.7 mm^2 <As_{req} 256.19 mm^2. …… Larger value is control.

2 Ø 14= 307.7 mm^2 > As_{req} = 256.19 mm^2 --- OK.

∴ **Use 2 Ø14** .

→ **Check for strain: - ($\varepsilon_s \geq 0.005$)**

Tension = Compression

$A_s * fy = 0.85 * f'_c * b * a$

307.7 * 420 = 0.85 * 24* 120 * a

a = 52.8mm.

ß= 0.85

x= a/ß
x=62.11

$$\varepsilon_s = \frac{d-c}{x} * 0.003$$

= 0.0087 > 0.005

∴Ø =0.9 OK

4.6.2 Design of shear of rib (RIB 3):

ACI – 318 – Categories for shear design:
Vu critical = 20.6 kN
Use Φ10 with two legs
Av = 2×79 = 158 mm2

- ϕ $V_c = 1.1* \frac{\sqrt{f_c'}}{6} * bw * d * \phi$
  - ϕ Vc = 1.1*0.75* (1/6)* √24*200*371=50 KN.

(1.1*ϕ*Vc)=50 KN = (Vu) 51

→Check for cases:-

Case 1 : $V_u \leq \frac{\phi V_c}{2}$.

51≤ (45.45/2)
51≤ 22.7 -------- No shear reinforecement is req

.7 : Design Of flexure for beam:-

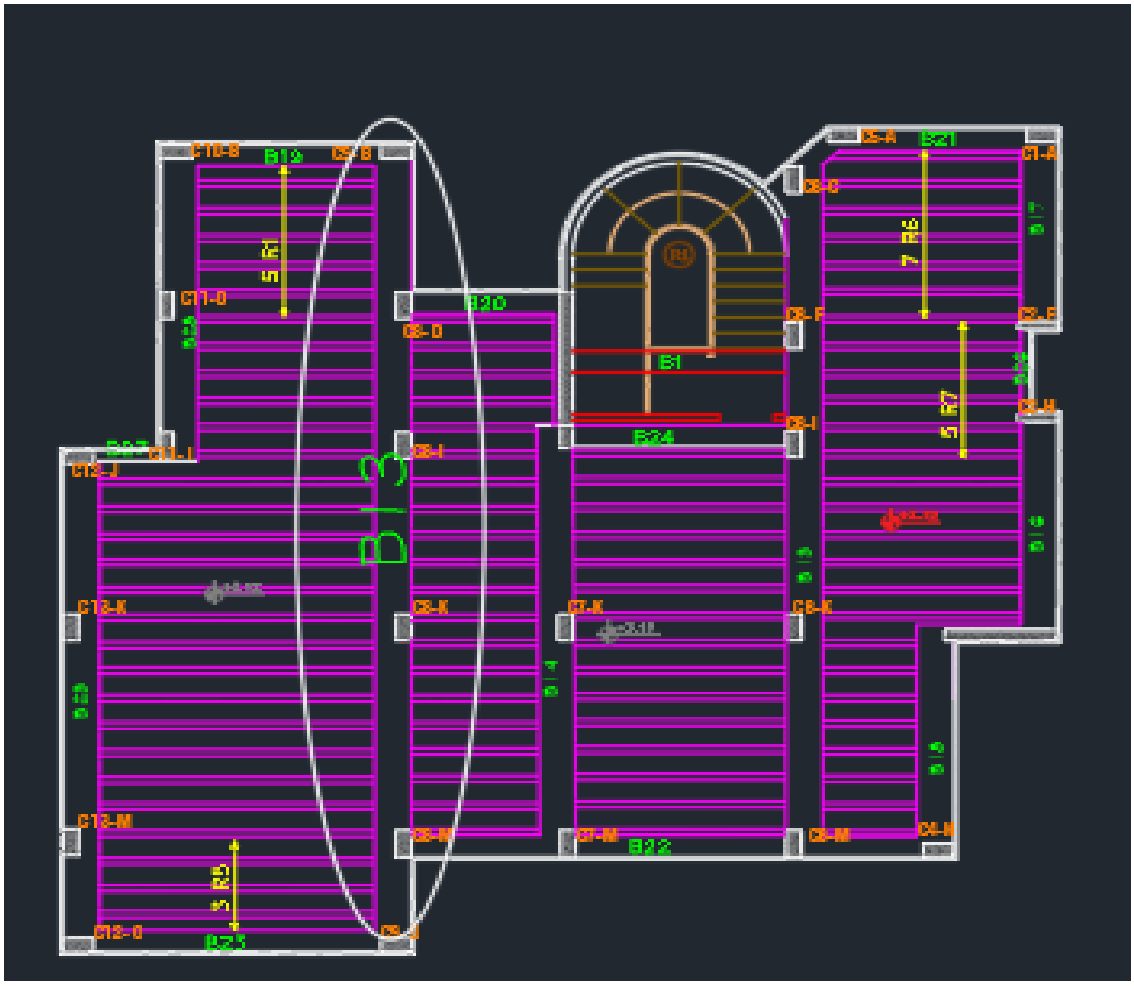


Fig.(4-8) Beam١٣ location

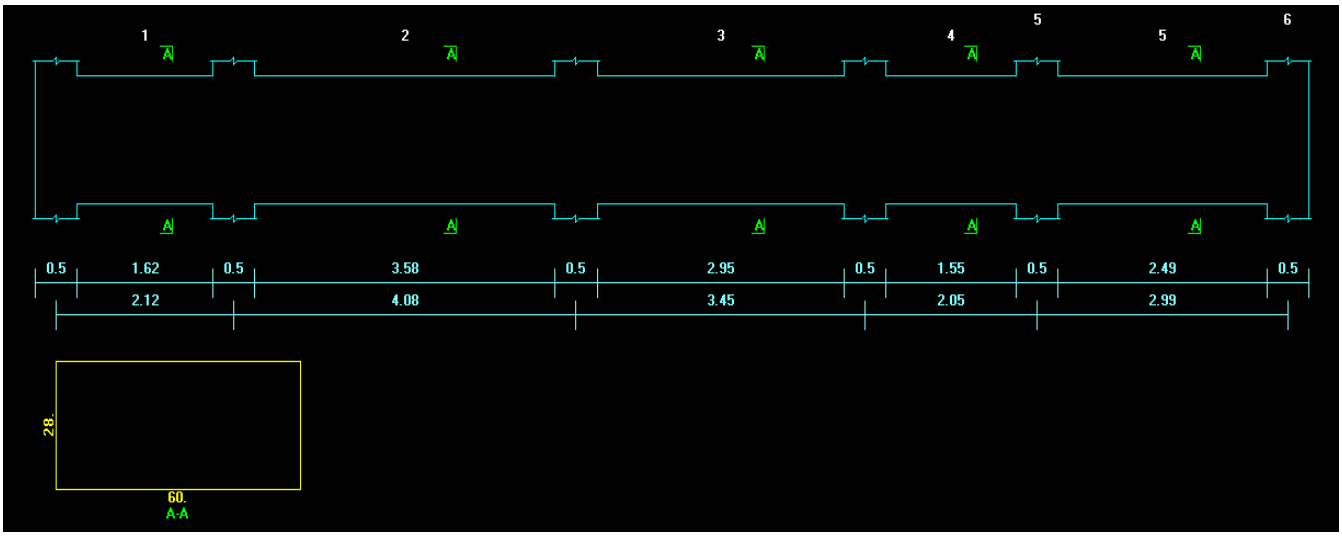


Fig. (4 - 9) Geometry of Beam ١٣

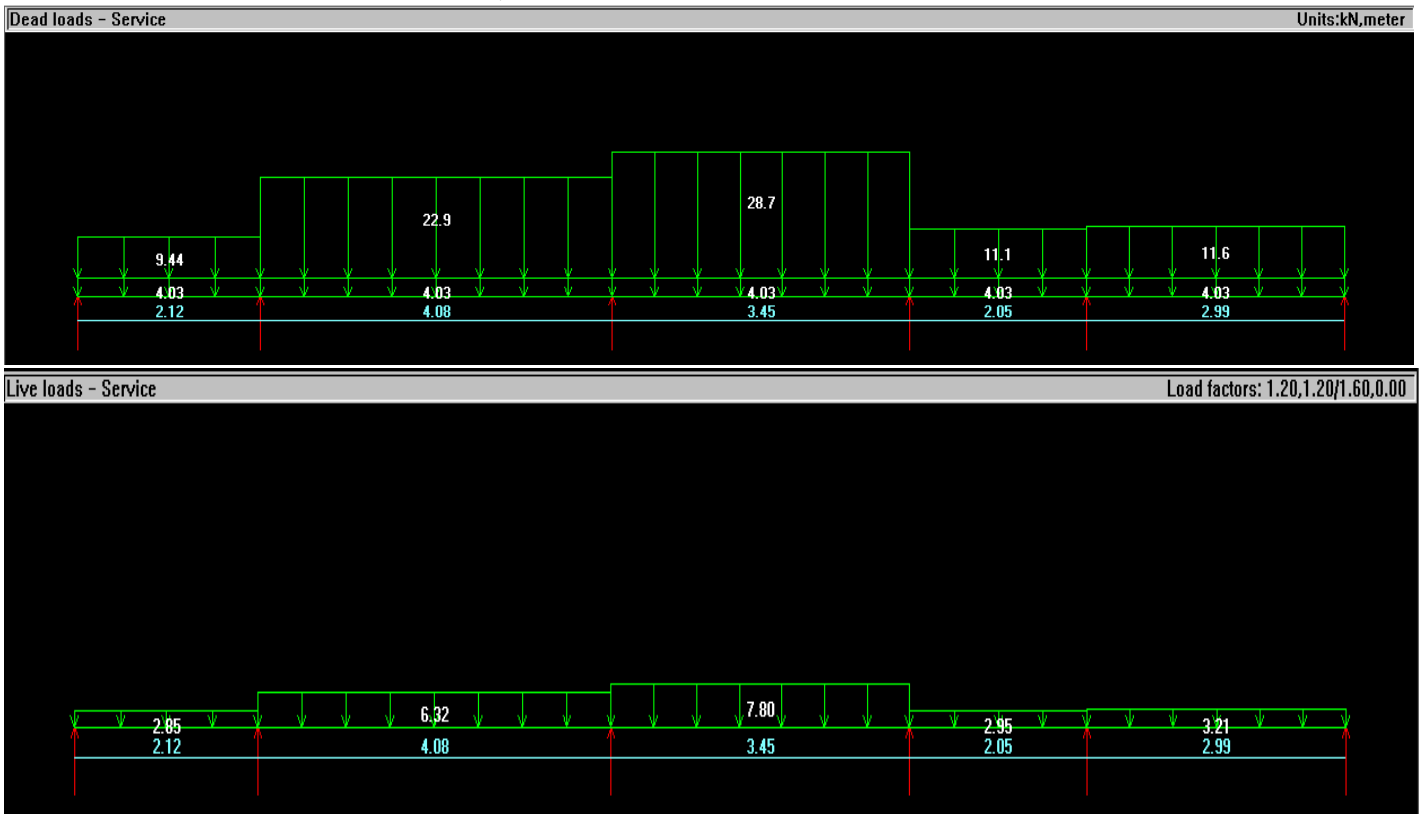


Fig. (4 - 10)Loading of Beam١٣-(KN.m).

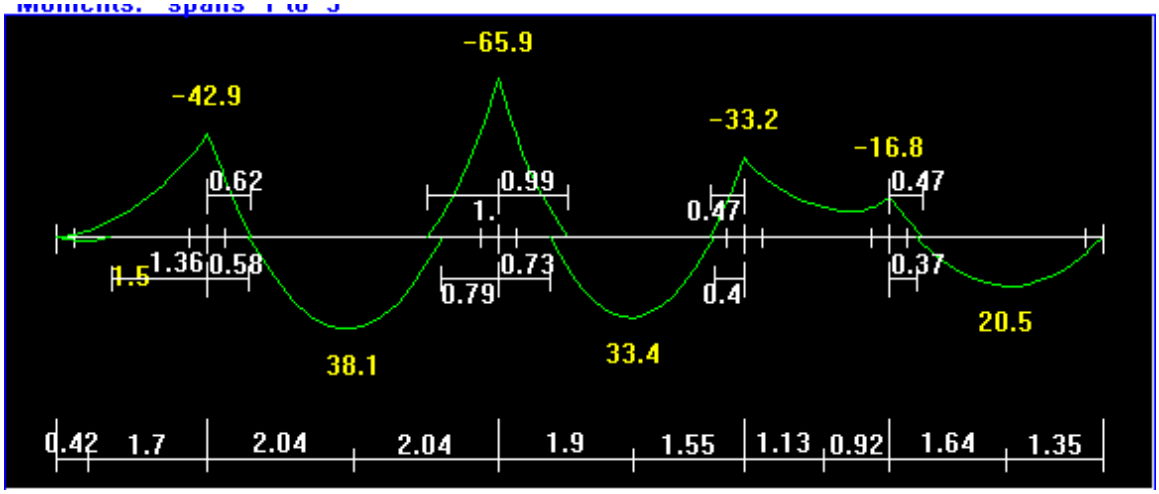


Fig. (4 - 11) Moment diagram for Beam8 -(KN.m).

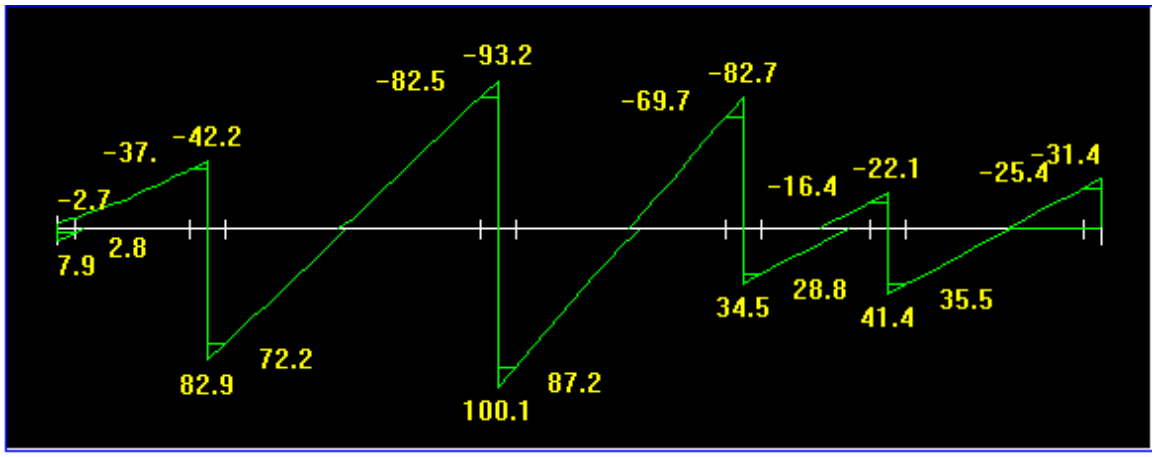


Fig. (4 - 12) Shear diagram for Beam8 -(KN)

$b_w = 80\ cm\ , h = 28\ cm$

$d = 280 - 40 - 8 - 7 = 225\ mm$

C=3*d/7 =96.43 mm .

β_1 =.85

a = B *c = 0.85* 96.43 =82 mm .

Mn_{max} = 0.85* fc * a * b * (d- a/2)

= 0.85 * 24 * 0.082 * 0.6 * (0.225 – 0.082/2) = 184.68 kN .m

Φ Mn = 0.9 *184.68 = 166.212 kN .m

Φ Mn >Mu ********** Design as singly

Take Mu=38.1 *kN.m* …… from Atir program .

M_n = Mu /ϕ= 38.1 / 0.9 =42.33 KN.m.

$$m = \frac{f_y}{0.85\, f_c'} = \frac{420}{0.85*26} = 20.6$$

Rn = Mn / (b *d^2) =42.33* 10^6 / (600*225^2) = 1.39 MPa

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

= 1/20.6 (1- √ 1- (2*1.39*20.6/420))
= 0.0034

→A_s =ρ * b_w *d = 0.0034 * 600 * 225 = 463.15 mm^2.

$$As_{min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4\,(f_y)} * b_w * d \;\geq\; \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$$ ……(ACI-10.5.1)

As_{min} =393.66٤٥٠ >< mm^2 ……. Larger value is control.
→As_{min} = ٤٥٠mm^2 < As_{req} = ٤٦٣.١٥mm^2.

∴ As = ٤٦٣.١٥mm^2.
Select ٤Ø ١٦with As = ٨٠٣.٨٤mm^2

→ Check for strain:- ($\varepsilon_s \geq 0.005$)
Tension = Compression

A_s * fy = 0.85 * f_c' * b * a
* ٨٠٣.٨٤420 = 0.85 * 24* 600 * a

a = 27.58 mm.

C=27.58 / 0.85 = 32.45 mm

f_c'= 24 MPa

$$\varepsilon_s = \frac{d-x}{x} * 0.003$$

= 0.0178 > 0.005
∴ ϕ =0.9 OK.

Sb = 600 -(40*2)-(10*2)-(4*16)/3 = 145.33mm >25 mm……..ok

Positive moment Mu+ = 33.4 KN.m
→ϕMn_{max} = 166.212 KN.m > Mu = 33.4 KN.m .

∴ **Design as Singly reinforced concrete section**

M_n = Mu /ϕ= 33.4 / 0.9 =37.11 KN.m.

$$m = \frac{f_y}{0.85\ f_c'} = \frac{420}{0.85*26} = 20.6$$

Rn = Mn / (b *d^2) =37.11 * 10^6 / (600*225^2) = 1.22 MPa

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*K_n*m}{f_y}}\right)$$
= 1/20.6 (1- √ 1- (2*1.2*20.6/420))
= 0.00299

→$A_s = \rho * b_w * d = 0.00299 * 600 * 255 = 458.58\ mm^2$.

$$As_{min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4\,(f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d \quad \text{……(ACI-10.5.1)}$$

$=393.66\ mm^2 < 450\ mm^2$ …… Larger value is control.

→$As_{min} = 450\ mm^2 < As_{req} = 458.58\ mm^2$.

∴ $As = 458.58\ mm^2$.

Select 4Ø 14 with $As = 615.44 mm^2$

→ Check for strain:- ($\varepsilon_s \geq 0.005$)

Tension = Compression

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

$615.44 * 420 = 0.85 * 24 * 600 * a$

$a = 21.11$ mm.

$C = 21.11 / 0.85 = 24.84$ mm

$f_c' = 24$ MPa

$$\varepsilon_s = \frac{d-x}{x} * 0.003$$

$= 0.024 > 0.005$ ∴ ϕ =0.9 OK.

Sb = 600 -(40*2)-(10*2)-(4*16)/3 = 145.33 mm >25 mm

Positive moment Mu+ = 20.5… KN.m

→$\phi Mn_{max} = 166.212$ KN.m > Mu =20.5 KN.m .

∴ **Design as Singly reinforced concrete section**

M_n = Mu /ϕ= 20.5 / 0.9 =22.77 KN.m.

$$m = \frac{f_y}{0.85\, f_c'} = \frac{420}{0.85*26} = 20.6$$

Rn = Mn / (b *d^2) =22.77 * 10^6 / (600*225^2) = 0.75 MPa

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

= 1/20.6 (1- √ 1- (2*.75*20.6/420))
= 0.0018

→A_s =ρ * b_w *d = 0.0018 * 600 * 225 = 245.55 mm^2.

$$As_{min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4\,(f_y)} * b_w * d \;\geq\; \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$$ ……(ACI-10.5.1)

=393.66 mm^2 < 450 mm^2 …… Larger value is control.

→As_{min} = 450 mm^2 >As_{req} = 245.55 mm^2.

∴ As = ٤٥٠mm^2.

Select ٤Ø ١٢with As = ٤٥٢.١٦mm^2

→ **Check for strain:- ($\varepsilon_s \geq 0.005$)**
Tension = Compression
A_s * fy = 0.85 * f_c' * b * a
٤٥٢.١٦* 420 = 0.85 * 24* ٦00 * a
a = ١٥.٥١٥mm.
C= ١٥.٥١٥/ 0.85 = ١٨.٢٥mm

f_c' = 24 MPa

$$\varepsilon_s = \frac{d-x}{x} * 0.003$$

= 0.0 ٣٣> 0.005 ∴ ϕ =0.9 OK.

Sb = ٦00 -(40*2)-(10*2)-(٤*١٢)/ ٣= ١٥٠.٦٦mm >25 mm

4.7.1.2 Design of negative moment:-

Assume bar diameter Ø ١٦for main negative reinforcement.

1) For negative moment $Mu^{(-)}$ = ٤٢.٩ KN.m .

→ϕMn_{max} = ١٦٦.٢١٢KN.m > Mu = ٤٢.٩KN.m .

∴ **Design as Singly reinforced concrete section**

M_n = Mu /ϕ= ٤٢.٩/ 0.9 = ٤٧.٦٧KN.m.

$$m = \frac{f_y}{0.85\, f_c'} = \frac{420}{0.85*26} = 20.6$$

Rn = Mn / (b *d^2) = ٤٧.٦٧* 10^6 / (٦00*٢٢٥^2) = ١.٥٦MPa

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

= 1/20.6 (1- √ 1- (2*1.٥٦*20.6/420))

= 0.00٣٨٦

→$A_s = \rho * b_w * d$ = 0.00 ٣٨٦* ٦00 * ٢٢٥= ٥٢٢.٢٣mm^2.

$$As_{min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4\,(f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$$ ……(ACI-10.5.1)

=٣٩٣.٦٦ mm^2 < ٤٥٠mm^2 …… Larger value is control.

→As_{min} = ٤٥٠mm^2 < As_{req} = ٥٢٢.٢٣mm^2.

∴ As = ٥٢٢.٢٣mm^2.
Select 4Ø ١٤with As = ٦١٥.٤٤mm^2

→ Check for strain:- ($\varepsilon_s \geq 0.005$)
Tension = Compression
$A_s * fy = 0.85 * f'_c * b * a$
٦١٥.٤٤* 420 = 0.85 * 24* ٦00 * a
a = ٢١.١١٨mm.
C= ٢١.١١٨/ 0.85 = ٢٤.٨٤mm
f'_c= 24 MPa

$$\varepsilon_s = \frac{d-x}{x} * 0.003$$

= 0.02 ٤> 0.005 ∴ ϕ =0.9 OK.

Sb = ٦00 -(40*2)-(10*2)-(4*١٤)/3 = 1 ٤٨mm >25 mm

2) For negative moment $Mu^{(-)}$ = ٦٥.٩ **KN.m .**

→ϕMn_{max} = ١٦٦.٢١٢KN.m > Mu = ٦٥.٩KN.m .

∴ **Design as Singly reinforced concrete section**

M_n = Mu /ϕ= ٦٥.٩/ 0.9 = ٧٣.٢٢KN.m.

$$m = \frac{f_y}{0.85\, f_c'} = \frac{420}{0.85*26} = 20.6$$

Rn = Mn / (b *d^2) = ٧٣.٢٢* 10^6 / (٦00*٢٢٥^2) = ٢.٤١MPa

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

= 1/20.6 (1- √ 1- (2*٢.٤١*20.6/420))
= 0.00٦١٢

→A_s =ρ * b_w *d = 0.00 ٦١٢* ٦00 * ٢٢٥= ٨٢٧.٠٠٢mm^2.

$$As_{min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4\,(f_y)} * b_w * d \;\geq\; \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$$ ……(ACI-10.5.1)

=٣٩٣.٦٦ mm^2 < ٤٥٠mm^2 ……. Larger value is control.
→As_{min} = ٤٥٠mm^2 < As_{req} ٨٢٧.٠٠٢=mm^2.

∴ As = ٨٢٧.٠٠٢mm^2.
Select ٤Ø ١٨with As = ١٠١٧.٣٦mm^2

→ **Check for strain:- ($\varepsilon_s \geq 0.005$)**
Tension = Compression
A_s * fy = 0.85 * f_c' * b * a
١٠١٧.٣٦* 420 = 0.85 * 24* ٦00 *a
a = ٣٤.٩٠٩mm.
C= ٣٤.٩٠٩/ 0.85 = ٤١.٠٦mm

f_c' = 24 MPa

$$\varepsilon_s = \frac{d-x}{x} * 0.003$$

= 0.0 ١٣> 0.005 ∴ ϕ =0.9 OK.

Sb = ٦00 -(40*2)-(10*2)-(١٨*٤)/ ٣= ١٤٢.٦٧mm >25 mm

3) For negative moment $Mu^{(-)}$ = ٣٣.٢ **KN.m .**

→ϕMn_{max} = ١٦٦.٢١٢KN.m > Mu = ٣٣.٢KN.m .

∴ **Design as Singly reinforced concrete section**

M_n = Mu /ϕ= ٣٣.٢/ 0.9 = ٣٦.٨٨KN.m.

$$m = \frac{f_y}{0.85\, f_c'} = \frac{420}{0.85*26} = 20.6$$

Rn = Mn / (b *d^2) = ٣٦.٨٨* 10^6 / (٦00*٢٢٥^2) = ١.٢١٤MPa

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

= 1/20.6 (1- √ 1- (2*١.٢١٤*20.6/420))

= 0.0٢٩٨

→A_s =ρ * b_w *d = 0.0 ٢٩٨* ٦00 * ٢٢٥= ٤٠٢.٥mm^2.

$$As_{min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4\,(f_y)} * b_w * d \;\geq\; \frac{1.4}{f_y} * b_w * d \quad \text{.....(ACI-10.5.1)}$$

=٣٩٣.٦٦ mm^2 < ٤٥٠mm^2 ..... Larger value is control.

→As_{min} = ٤٥٠mm^2 < As_{req} = ٤٠٢.٥mm^2.

∴ As =4٥٠mm^2.

Select ٤Ø ١٢with As = 4 ٥٢.١٦mm^2

→ **Check for strain:- (**$\varepsilon_s \geq 0.005$**)**

Tension = Compression

A_s * fy = 0.85 * f_c' * b * a

٤٥٢.١٦* 420 = 0.85 * 24* ٦00 *a

a = 1 ٥.٥١٥mm.

C= ١٥.٥١٥/ 0.85 = 1٨.٢٥mm

f_c' = 24 MPa

$$\varepsilon_s = \frac{d-x}{x} * 0.003$$

= 0.0 ٣٣٩> 0.005 ∴ ϕ =0.9 OK.

Sb = ٦00 -(40*2)-(10*2)-(٤*١٢)/٣= ١٥٠.٦٧mm >25 mm

4) For negative moment $Mu^{(-)}$ =١٦.٨ **KN.m .**

→ϕMn_{max} = ١٦٦.٢١٢KN.m > Mu = ١٦.٨KN.m .

∴ **Design as Singly reinforced concrete section**

M_n = Mu /ϕ= ١٦.٨/ 0.9 = ١٩.٧٦KN.m.

$$m = \frac{f_y}{0.85\, f_c'} = \frac{420}{0.85*26} = 20.6$$

Rn = Mn / (b *d^2) = ١٩.٧٦* 10^6 / (٦00*٢٢٥^2) = ٠.٦٥MPa

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

= 1/20.6 (1- √ 1- (2*٠.٦٥*20.6/420))

= 0.00١٥٧

→A_s =ρ * b_w *d = 0.00١٥٧* ٦00 * ٢٢٥= ٢١٢.٣mm^2.

$$As_{min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4\,(f_y)} * b_w * d \;\geq\; \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$$ ……(ACI-10.5.1)

=٣٩٣.٦٦mm^2 < ٤٥0 mm^2 ……. Larger value is control.

→As_{min} = ٤٥٠mm^2 < As_{req} = ٢١٢.٣mm^2.

∴ As =4٥٠mm^2.

Select ٤Ø ١٢with As = 4 ٥٢.١٦mm^2

→ **Check for strain:- ($\varepsilon_s \geq 0.005$)**
Tension = Compression
A_s * fy = 0.85 * f'_c * b * a
٤٥٢.١٦* 420 = 0.85 * 24* ٦00 *a

a = 1 ٥.٥١٥mm.

C= ١٥.٥١٥/ 0.85 = 1٨.٢٥mm

f'_c = 24 MPa

$$\varepsilon_s = \frac{d-x}{x} * 0.003$$

= 0.0 ٣٣٩> 0.005 ∴ ϕ =0.9 OK.

Sb = ٦00 -(40*2)-(10*2)-(٤*١٢)/٣= ١٥٠.٦٧mm >25 mm

4.7.2 Design of shear:-

1) **Max Vu** = ٨٧.٢KN **.**

$$\phi vc = \phi * \frac{\sqrt{Fc'}}{6} * b_w * d$$

= 0.75 *√24 *600*225/6 =82.670 KN.

→ **Check For Cases:-**

1- Case 1 : $V_u \leq \frac{\phi V_c}{2}$.

87.2 ≤41.33 …....Not satisfy.

2- Case 2 : $\frac{\phi V_c}{2} < V_u \leq \phi V_c$

41.33 < 87.67≤ 82.67 …….Not satisfy.

3- Case 3 : $\phi V_c < V_u \leq \phi V_c + \phi Vs_{min}$

$\phi Vs_{min} \geq \frac{\phi}{16} \sqrt{f'_c} * b_w * d = 31.001$ **KN**

$\geq \frac{\phi}{3} * b_w * d = 0.75 * 0.6 * 0.225 * 10^3 / 3 = 33.75$ KN**…..Control.**

$\therefore \phi Vs_{min} = 33.75$ KN

$\phi V_c + \phi Vs_{min} = 82.67 + 33.75 = 116.42$ KN.

$\phi V_c < V_u \leq \phi V_c + \phi Vs_{min}$

82.67 < 87.2 ≤ 116.42 ……. satisfy.

S = d/2 = 22.5/2 = 11.25 cm.

Use S = 10 cm

Minimum shear reinforcement is provided .

Select Φ 8 @ 10 cm (2 leg)

4.10 Design of Column(C1-A) :

❖ **Material :**

⇒ concrete B300 Fc' = 24 N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel Fy = 420 N/mm^2

✓ **Load Calculation:**

Service Load:

Dead Load =411.1 KN
Live Load = 163.74 KN

Factored Load:

P_U = 1.2 × 411.1+ 1.6 × 163.74= 755.304KN

✓ **Check Slenderness Parameter:**

$$\frac{klu}{r} < 34 - 12\frac{M1}{M2} \leq 40$$

Lu: Actual unsupported (Unbraced) length.
K: effective length factor.

R: radius of gyration = $\sqrt{\frac{I}{A}}$ ≈0.3 h …….For rectangular section
Lu = 2.86 m

M1/M2 =1

K=1 for braced frame. R: radius of gyration = $\sqrt{\frac{I}{A}}$ ≈0.3 h …….For rectangular section
Lu = 2.86 m

M1/M2 =1

K=1 for braced frame.

- about X-axis & Y-axis (b= 0.3m & h= 0.5m)

- **In 0.3 m-Dirction**

$$\frac{klu}{r} < 34 - 12\frac{M1}{M2} \quad \leq 40$$

$$\frac{1 \times 2.86}{0.3 \times 0..3} = 31 < 22$$

long Coloumn in 0.3m dirction

- **In 0.5 m-Dirction**

$$\frac{klu}{r} < 34 - 12\frac{M1}{M2} \quad \leq 40$$

$$\frac{1 \times 2.86}{0.3 \times 0..5} = 19.06 < 22$$

short Coloumn in 0.5m dirction

EI=0.4$\frac{E_c I_g}{1+\beta_d}$ …….. *ACI* 318-05 (Eq. 10-15)]

Ec= 4750$\sqrt{f c'}$ =4750√24=23270.15Mpa

$B_d = \frac{1.2*DL}{Pu} = \frac{1.2*411.1}{755.304}$=0.653

$I_g = \frac{b*h3}{12} = \frac{0.5*0.3\text{^}3}{12}$ =0.001125 m^4

$$EI=\frac{23270.15*0.4*0.001125}{1+0.653}=6.333 \text{ MN.m}$$

$$P_{cr}=\frac{\pi^2*EI}{KLu^2}=\frac{\pi^2*6.33}{1*2.86}=21.822 \text{ MN}$$ ..... *ACI* 318-05 (Eq. 10-13)]

$$Cm=0.6+0.4\left(\frac{M_1}{M_2}\right)$$ ..... *ACI* 318-05 (Eq. 10-16)]

Cm=1..... *ACI* 318-05(10.10.6.4)]

$$\delta_{ns}=\frac{Cm}{1-\frac{Pu}{0.75*pc}}=\frac{1}{1-\frac{755.304}{0.75*21822}}=1.048>1$$

e_{min}= 15+0.03*h=15+0.03*300=24mm =.024m

e= $e_{min}*\delta_{ns}$ =0.024*1.048=0.025

$$\frac{e}{h}=\frac{0.025}{.3}=0.0838$$

From interaction Diagram

$$\frac{\phi Pn}{Ag}=\frac{755.304}{0.3*0.5}\times\frac{145}{1000}=0.730 \text{ Ksi}$$

ρ_g =0.012

A_s =A_g* ρ_g= 500*300*0.012=1800 mm^2

Select 12Ø14 with A_s =1848mm^2

4.8.2 Design of the Reinforcement:

$spacing \leq 16*d_p = 16*1.4 = 22.4cm$

spacing$\leq 48*d_t = 48*1 = 48cm$

spacing$\leq$ least dim =25cm

use $\emptyset 10$ @20cm.

❖ 4.9 : Design of Stair :

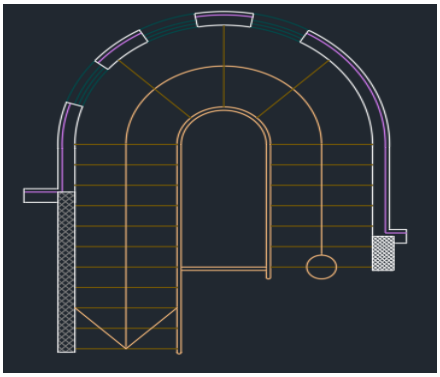


Fig. (4-13) Plan Of Stair

❖ Material :-

⇒concrete B300 Fc' = 24 N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel Fy = 420 N/mm^2

❖ Design of Flight :-

✓ Determination of Thickness:-

hmin = L/20

hmin = 3.12/20 =15.6 cm

Take h = 15 cm

The Stair Slope by $\theta = \tan^{-1}(17/30) = 30°$

✓ **Load Calculation:-**

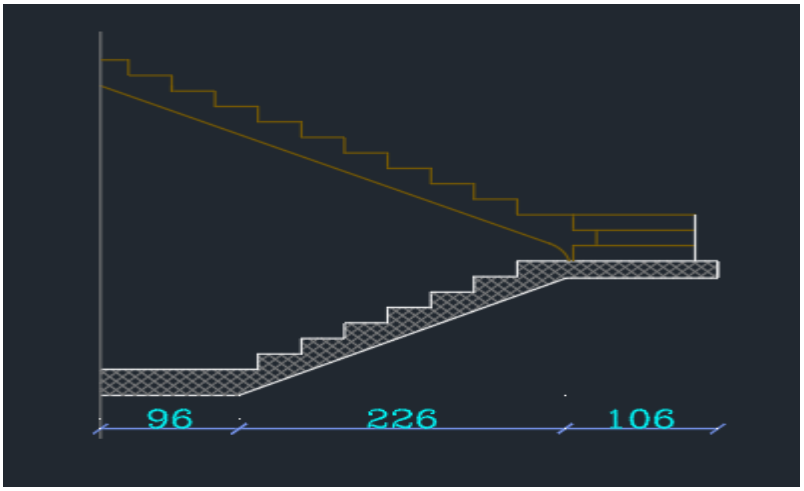


Figure (4-13) : Stair Section.

4-11-1:Dead Load For Flight For 1m Strip:-

No.	Parts of Flight	Calculation	
1	Tiles	(0.32+0.17)* 0.03*27/(0.3) = 1.32KN.m	
2	Mortar	(0.3+0.17)*0.02*22/(0.3) = 0.689 KN/m	
3	Stair	0.17*0.3*0.5*1*25/(0.3) = 2.125 KN/m	
4	R.C	(0.25*15*1)/(cos) = 4.33KN.m	
5	Plaster	(0.02*22*1)/(cos 30) = 0.51 KN/m	
		Sum	9KN/m

Table (4. ٤): Dead Load Calculation of flight .

No.	Parts of Landing	Calculation
1	Tiles	22*0.03*1= 0.66 KN/m
2	Mortar	22*0.02*1= 0.44 KN/m
4	R.C	25*0.2*1= 5 KN/m
5	Plaster	22*0.03*1= 0.66KN/m
6	sand	0.07*16*1 = 1.12KN.m
	Sum	7.66 KN/m

4-11-

1Landing Dead Load computation :-

Dead load =9KN.m

Live load=3KN.m

By using atir program :-

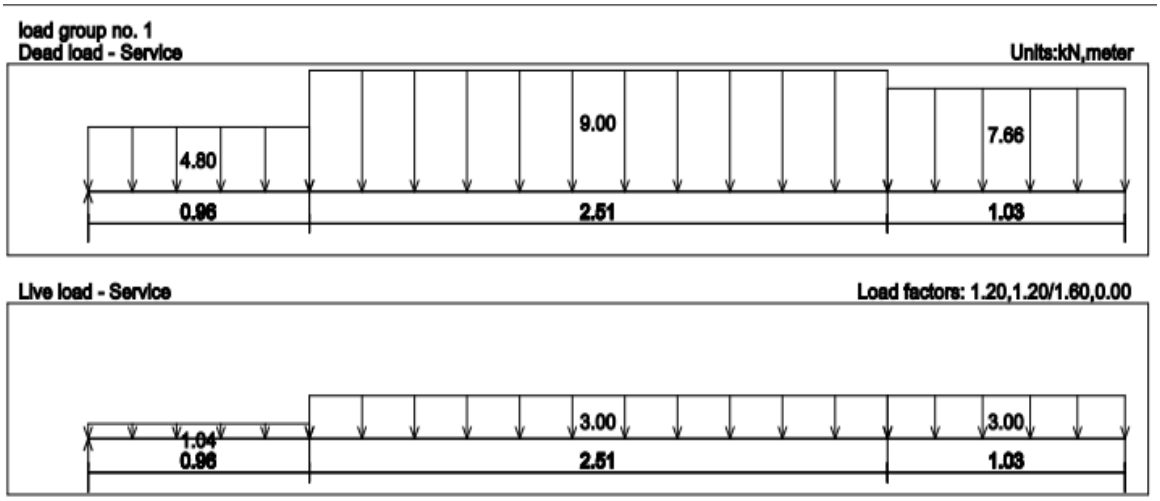


Figure (4-14): Load diagram of stair

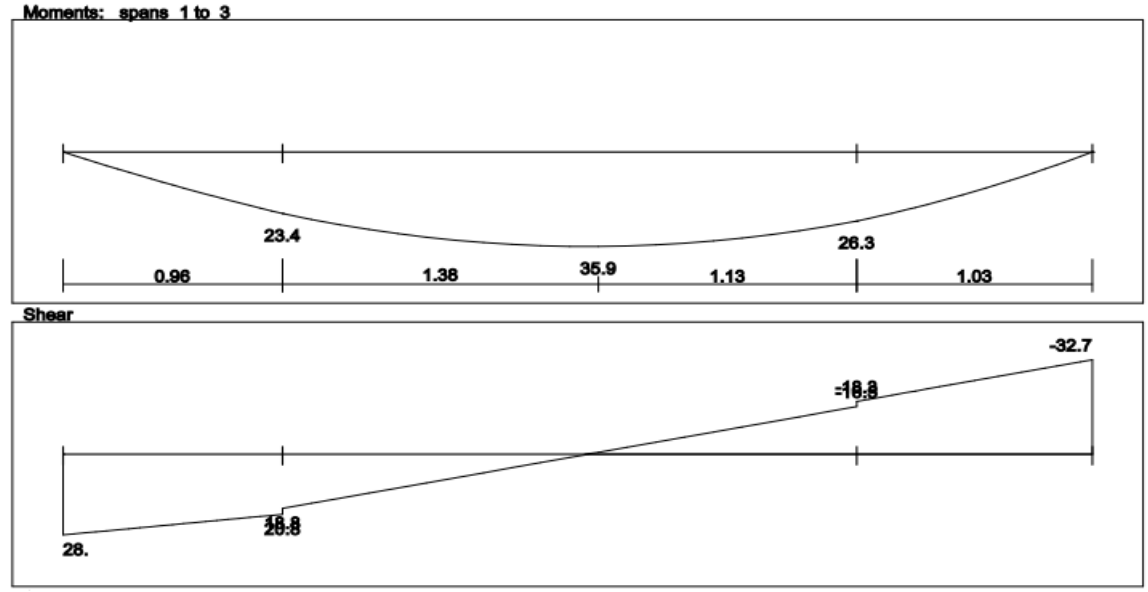


Figure (4-15): Shear & Moment envelope

Assume bar diameter ø 16 for main reinforcement

4-11-2: Design of Shear for Flight :- (Vu=28 KN)

d =h- cover $-\frac{d_b}{2} = 150 - 20 - \frac{16}{2} = 122\ mm$

$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{fc'}b_w\ d = \frac{1}{6}\sqrt{24} * 1000 * 122 = 99.612\text{KN}$

$\Phi\ V_c = 0.75 * 99.612 = 74.7\ \text{KN} > Vu = 28\text{KN}$…… >>>>No shear

Reinforcement is required. So the depth of the stair is OK.

4-11-3: Design of Bending Moment for Flight :- (Mu=35.9KN.m)

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{35.9\times10^6}{0.9\times1000\times122^2} = 2.68\ Mpa$

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

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times2.68}{420}}\right) = 0.00686$

$A_{s,req} = \rho.b.d = 0.00686 \times1000\times122 = 837.7\ mm^2$

$A_{s,min} = 0.0018*1000*150 = 270mm^2$

$As_{req} > A_{s,min}$

so As = 837.7 mm^2…… is control

ø14 @ 200 mm

No. = 6 bars

Check for Spacing :- ……ACI-318-08 (10.5.4)

S = 3h = 3*150=450 mm

$S = 380*(\frac{280}{\frac{2}{3}*420}) - 2.5*20 = 300$

S = 450 mm

S = 300 mm …… is control
200 < 300 mm …. Ok

****Temperature and shrinkage reinforcement :-**

As(Temperature and shrinkage) = 0.0018×1000×150 = 270 mm^2 /m

Use ⌀ 10 @ 25 cm
step (S – for Temperature and shrinkage reinforcement) is the **smallest** of :-
1- 5h = 5× 150 = 750 mm .
2- 450mm – control .
S = 25 mm< Smax =450 mm- OK

4.9.5 Design of landing:-

Thickness of landing = 2.3 /20 = 0.115m ….. use 20cm
the reaction of the flight is applied at the centerline of the landing .since width of landing is 2.5 m , the reaction R will be distributed along this width . thus load per meter W_R equals:

Wu = 1.2*7.66+1.6*3 = 15.9172 KN/m

Mu = 27.8 Kn.m

d = 122mm

Rn =2.07

M = 20.6

$\rho=1/m\ (1-\sqrt{(1-(2.m.R_n)/420)})=0.0052$

As = ρ * b * d = 634 mm^2

As min = 450 mm^2

Use Ø 14 /20 mm

Check for Spacing :- ……ACI-318-08 (10.5.4)

S = 3h = 3*200=600 mm

$S = 380*(\frac{280}{\frac{2}{3}*420}) - 2.5*20 = 300$

S = 450 mm

S = 300 mm …… is control
200 < 300 mm …. Ok

****Temperature and shrinkage reinforcement :-**

As(Temperature and shrinkage) = 0.0018×1000×200= 360 mm^2 /m

Use ⌀ 10 @ 20 cm

step (S – for Temperature and shrinkage reinforcement) is the **smallest** of :-

1- 5h = 5× 200 = 1000 mm .

2- 450mm – control .

S = 20 mm< Smax =450 mm- OK

4-10: Design of Isolated Footing (F1).

4.10.1 Load Calculation:

Service load =411KN .
Factored Load = 653.2kN .
Soil Weight = 18 kN/m3.
Soil Depth = 1 m.
Column geometry 30*50 cm.
Allowable Soil Pressure = 350 kN/m2.

4.10.2 Design of Footing Area:

Assume footing to be about (30 cm) thick.

$$A=\frac{FORCE(SERVICE)}{Qall.net}$$

$Q_{all.net} = 350 - 5 - 18 * .66 - .3 * 25 = 325.62 kN/m^2$

$$A=\frac{411}{325.62} = 1.26 mm^2$$

A=W*L

W=1.3 …….L=1.3

$$q_u=\frac{FORCE(factored)}{A} = \frac{653.2}{1.3*1.3} = 386.5 kN/m^2$$

Where :

A: Area of footing.

W: Width of footing.

L: Lenth of footing.

4.10.3 Determine the Depth of Footing Based on Shear Strength:

Assume h = 30 cm

d = 300-75-20 = 213 mm

Check For One Way Action:-

For X- direction

$$Vu = \left(\frac{L-a}{2} - d\right) * W * qu$$

$$= \left(\frac{1.3-0.3}{2} - 0.213\right) * 1.3 * 386.5 = 144.2\text{KN}$$

$$\phi V_c = \frac{0.75}{6}\sqrt{fc'} * L * d = \frac{0.75}{6}\sqrt{24} * 1.3 * 213 = 169.56\text{KN}$$

$\phi V_c > Vu$……OK

For Y- direction

$$Vu = \left(\frac{L-a}{2} - d\right) * W * qu$$

$$= \left(\frac{1.3-0.5}{2} - 0.213\right) * 1.3 * 386.5 = 93.95\text{KN}$$

$$\phi V_c = \frac{0.75}{6}\sqrt{fc'} * L * d = \frac{0.75}{6}\sqrt{24} * 1.3 * 213 = 169.56\text{KN}$$

$\phi V_c > Vu$……OK

Check For Two Way Action:-

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

$$Vc=\frac{1}{12}\left(2+\frac{4}{\beta_c}\right) * \sqrt{fc'} * b_0 * d$$

$$Vc=\frac{1}{12}\left(\frac{\alpha_s * d}{b_0}+2\right) * \sqrt{fc'} * b_0 * d$$

$$Vc=\sqrt{fc'} * b_0 * d$$

$$\beta_c \frac{column\ length}{column\ width} = \frac{50}{30} = 1.667$$

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

= 2*{(a+d) + (b+d)} = 2*{(0.30+0.213) + (0.50+0.213)} = 2.452 m.

α_s=40 for interior column

$$Vc=\frac{1}{12}\left(2+\frac{4}{1.667}\right) * \sqrt{24} * 2.452 * 213$$

$$Vc=\frac{1}{12}\left(\frac{40*213}{2.452}+2\right) * \sqrt{24} * 2.452 * 213$$

$Vc=\sqrt{24} * 2.452 * 213$…….control

Vc=852.02KN

ΦVc=.75*852.02=639.01

Vu = 386.5* ((1.3*1.3)-(0.513*0.713)) = 511.81 KN

ϕVc >Vu …….OK

4.10.4 Design for Bending Moment:

At X- Direction

Mu=386.5*1.3*0.5*0.5/2=64.298KN.m

Using Reinforced Concrete.

$Mn=\frac{64.298}{.9}$ =71.44 KN.m

$$Kn = \frac{Mn * 10^6}{b * d^2} = \frac{71.44 * 10^{-3}}{1.3 * 0.213^2} = 1.211 \text{ Mpa}$$

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

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

$$= \frac{1}{20.6} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 1.211 * 20.6}{420}}\right)$$

$$= 0.00297$$

$$Asreq = \rho * b * d = 0.00297 * 1300 * 213 = 822.39 mm^2/m$$

$$Asmin = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1300 * 300 = 702mm^2/m$$

As_{req}=822.39 mm^2……control

Select 8ϕ12 with As=904.32 mm^2

At Y- Direction

Mu=386.5*1.3*0.4*0.4/2=40.19KN.m

Using Reinforced Concrete.

Mn=$\frac{40.19}{.9}$ =44.66 KN.m

$$Kn = \frac{Mn * 10^6}{b * d^2} = \frac{44.66 * 10^{-3}}{1.3 * 0.213^2} = 0.757 \text{ Mpa}$$

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

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

$$= \frac{1}{20.6} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 0.757 * 20.6}{420}}\right)$$

$$= 0.00183$$

$$Asreq = \rho * b * d = 0.00183 * 1300 * 213 = 508.8mm^2/m$$

$$Asmin = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1300 * 300 = 702 mm^2/m$$

As_{min}=702 mm^2……control

Select 7ϕ12 with As=791.7 mm^2

4.10.5 Check for Strain:

At Y- Direction
Tension = Compression

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

791.7* 420 = 0.85 * 24* 1300*a

a = 12.53 mm.

x=12.53 / 0.85 = 14.7 mm

f_c' = 24 MPa

$$\varepsilon_s = \frac{d-x}{x} * 0.003$$

= 0.0481 > 0.005

∴ ϕ **=0.9 OK.**

At X- Direction
Tension = Compression

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

904.32*420 = 0.85 * 24* 1300*a

a = 14.32 mm.

x=14.32 / 0.85 = 16.85 mm

f_c' = 24 MPa

$$\varepsilon_s = \frac{d-x}{x} * 0.003$$

= 0.035 > 0.005

$\therefore \phi$ **=0.9 OK.**

4.10.6 Check transfer of load at base of column:

ϕPn = ϕ(0.85 *fc□*Ag)

ϕPn = 0.65(0.85)(24)(0.30*0.5)*10^3 =1989kN> 653.2.

Since ϕPn >Pu.

SO……Dowels are not required for load transfer

∴ Use the minimum dowels area,

As min = 0.005 x (50 x 30) = 750 mm2

Use 6 Φ 14 dowels with As= 923.16cm 2

The Φ 14 dowels must be developed above and below the base of the column (to face of footing), as below:

4.10.7 Development Length (Ld):-

Ld for Φ 14:

$L_d = \frac{420}{4*\sqrt{24}} * d_b = 300.06mm \geq 0.044*db*fy = 258.72mm$

$Ld_{available} = ((1300-500)\div 2)-75 = 325mm$

$Ld_{available} = 325\ mm > Ld_{Req}$……OK

4. 8 Design of Basement Wall:

❖ **Material :**

⇒ concrete B٣0٠ Fc' = 2٤N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel Fy = 420 N/mm^2

The wall system is (fix – pin)

$\emptyset = 30°$ $\gamma = 18.00KN/m^3$

$Ko = 1 - \sin \emptyset$

$= 1 - \sin 30$

$= 0.5$

1- Load on basement wall:

For 1m length of wall:

* Weight of backfill:

$$q1 = Ko * \gamma * h$$

= 0.5*18.0*2.6 =23.4 KN/m

=23.4*2.6/2=30.42 KN/m

$q_{1\ (Factored)}$ = 1.6 *18.6 = 29.76 KN/m

*** Load from live load:**

LL=5 KN/m2

$$q2 = Ko * LL$$

= 0.5 * 5 =2.5 KN/m

2.5*2.6=6.5KN/m

$q_{2\ (Factored)}$ = 1.6 *2.5 =4 KN/m

(4-8-1) Design of the shear force:

Assume h = 300 mm,

$$d = 300 - 40 - 18 = 242mm$$

Vmax =18.8KN

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

$$\phi Vc = \frac{\phi\sqrt{24} * 1000 * 242}{6} = 148.194KN$$

$Vu < \phi Vc$

No shear Reinforcement is required.

(4-8-2) Design of bending moment:

Mu max =53.8KN.m

$$Mn = \frac{Mu}{0.9} = \frac{53.8}{0.9} = 59.8\ KN.m$$

$$Kn = \frac{Mn * 10^6}{b * d^2} = \frac{59.8 * 10^6}{1000 * 242^2} = 1.02\ Mpa$$

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

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

$$= \frac{1}{20.6} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 1.021 * 20.6}{420}}\right)$$

$$= 0.00249$$

$$Asreq = \rho * b * d = 0.00249 * 1000 * 242 = 603.8 mm^2/m$$

$$Asmin = 0.0012 * b * h = 0.0012 * 1000 * 300 = 360\ mm^2/m$$

$$Amin \leq Areq$$

Select $7\emptyset 12$ with As prov = 791.28 mm2(Tension side)

Vertical reinforcement at compression side:

As req =As min =0.0012*1000*300=$360\ mm^2/m$

select 7Ø12

(4-8-3)Design of the horizontal reinforcement:

$Asmin\ = 0.001 * b * h = 0.001 * 1000 * 300 = 300 mm^2/m$ (for one layer)

Select Ø8@15cm

Design of bending moment:

Mu max =16.7 KN.m

$$Mn = \frac{Mu}{0.9} = \frac{16.7}{0.9} = 18.56 KN.m$$

$$Kn = \frac{Mn * 10^6}{b * d^2} = \frac{16.7 * 10^6}{1000 * 242^2} = 0.285\ Mpa$$

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

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

$$= \frac{1}{20.6} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 0.285 * 20.6}{420}}\right)$$

$$= 0.00068$$

$$Asreq = \rho * b * d = 0.000683 * 1000 * 242 = 165.4\ mm^2/m$$

$$Asmin\ = 0.0012 * b * h = 0.0012 * 1000 * 300 = 360\ mm^2/m$$

$Areq \leq$ Amin

Select 7Ø12

Vertical reinforcement at compression face:

As req =As min =0.0012*1000*300=360 mm^2/m

Select 7Ø12

Design of the horizontal reinforcement:

$$Asmin = 0.001 * b * h = 0.001 * 1000 * 300 = 300 m^2/m \quad (\text{for one layer})$$

SelectØ12@25 cm

Design of bending moment:

Mu max =-43.2 KN.m

$$Mn = \frac{Mu}{0.9} = \frac{43.2}{0.9} = 48 KN.m$$

$$Kn = \frac{Mn * 10^6}{b * d^2} = \frac{48 * 10^6}{1000 * 242^2} = .8196 \text{ Mpa}$$

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

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

$$= \frac{1}{20.6} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 0.8196 * 20.6}{420}}\right)$$

$$= 0.00199$$

$$Asreq = \rho * b * d = 0.00199 * 1000 * 242 = 482\ mm^2/m$$

$$Asmin = 0.0012 * b * h = 0.0012 * 1000 * 300 = 360\ mm^2/m$$

$$Amin \leq Areq$$

Select 7Ø12

Vertical reinforcement at compression face:

As req =As min =0.0012*1000*300=360 mm^2/m

Select 7Ø12

Design of the horizontal reinforcement:

$$Asmin = 0.001 * b * h = 0.001 * 1000 * 300 = 3cm^2/m \quad \text{(for one layer)}$$

SelectØ12@25mm

4.12 Pool Design

1. Design of Retaining Wall:

   γ_{soil}=18 KN/m³ (Unit weight of the soil)

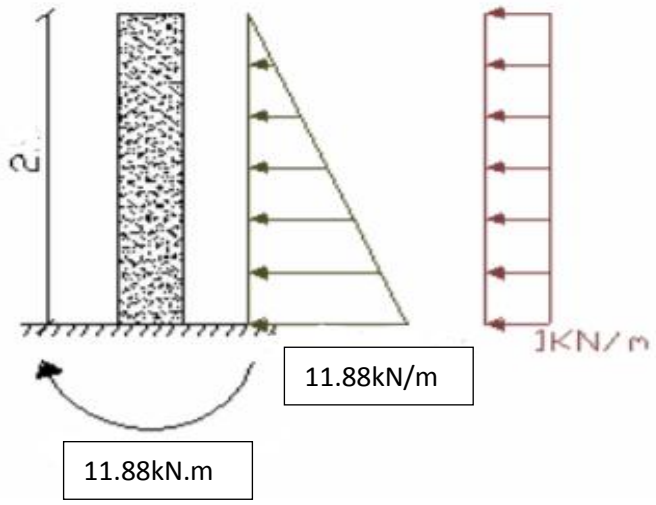
   ∅= 30° (Assumption for granular soil)

   H = 2.00 m (Height of the retaining wall)

   Kp=0.33

   Ka=3.33

   Case A: Static System against earth pressure:



.

Fig. (4.21): Static System against earth pressure

E.L. calculation

ea = $\gamma * H * Ka$

=18 *2 *0.33

=11.88KN/m

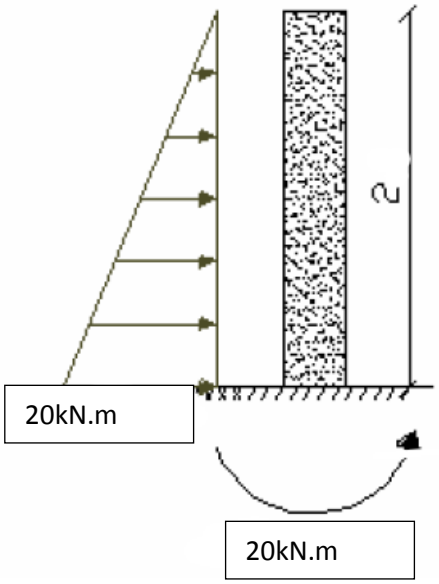
Ea= 0.5× H×ea
Ea= 0.5× 2×11.88 = 11.88 KN/m

L.L. calculation

eap= p×Ka
eap= 3×0.33=1KN/m^2
Eap= H×eap
Eap=2×1 =2KN/ m

∑ Ma (positive clockwise)=-11.88×0.66-1×2= -9.92KN.m

Case B: Static System against water pressure:



w=H * γ
=2*10=20 KN/m^2

W =0.5*w*H
=0.5*20*2
=20 KN/m

∑ Ma (positive clockwise)=20 ×0.66=13.32KN.m

(1.a)Determination of thickness of the retaining wall:

For wall thickness determination we use the water pressure because its pressure is more than earth pressure, so that the design moment is M= 13.32 KN.m.
Use,

Use ρ ≈ 0.01
m= 19.38
M = 13.32 KN.m
Mu = 21.312 KN.m
Mn = 23.68 KN.m
Rn = ρ (Fy (1 − 0.5ρm)
=0.01(420 (1 − 0.5 × 0.01 ×19.38)
Rn= 3.79 MPa

$$d_{req} = \sqrt{\frac{Mn}{R_n^* b}} = \sqrt{\frac{23.68}{3.79*1000}} = 79mm$$

If Φ20 bars are used:
h = (79+20+70) = 169mm

∴Use h=200 mm.

(1.b)Wall Reinforcement:

A: design against earth pressure:

M = 11.88 KN.m

Mu = 19.008 KN.m

$$Kn = \frac{Mn * 10^6}{b * d^2} = \frac{19.008 * 10^6}{0.9 * 1000 * 105^2} = 1.915 \text{ Mpa}$$

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

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

$$= \frac{1}{20.6} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 1.915 * 20.6}{420}}\right)$$

$$= 0.00479$$

$$Asreq = \rho * b * d = 0.00479 * 1000 * 105 = 503.6 mm^2/m$$

$$As_{min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4\,(f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$$

As_{min}=306.18<350

$Amin \leq Asreq$

As_{req} selected =503.6mm^2

Check shrinkage and temperature reinforcement

A $s_{shrinkage}$= 0.0018 x 1000x 200 = 360 mm2 /m

As_{req} = 503.6 mm2 / m ≥ As shrinkage = 360mm2 / m

As required = 503.6 mm 2 / m

• Use Φ12 @ 20 cm..... Asprov. = 565 mm² /m

Secondary Reinforcement

The required secondary reinforcement is equal to shrinkage and temperature reinforcement

As $_{shrinkage}$= 0.0018 x 1000x 200 = 360mm^2 /m

• Use Φ12 @ 25 cm..... Asprov. = 452 mm² /m

B: design against water pressure:

M = 20 KN.m

Mu = 32 KN.m

$$Kn = \frac{Mn * 10^6}{b * d^2} = \frac{32 * 10^6}{0.9 * 1000 * 105^2} = 3.22Mpa$$

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

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

$$= \frac{1}{20.6} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 3.22 * 20.6}{420}}\right)$$

$$= 0.00839$$

$$Asreq = \rho * b * d = 0.00839 * 1000 * 105 = 881.16mm^2/m$$

$$As_{min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4\,(f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$$

As $_{min}$=306.18<350

$$Amin \leq Asreq$$

As $_{req}$ selected =881.16mm^2

Check shrinkage and temperature reinforcement

A s $_{shrinkage}$= 0.0018 x 1000x 200 = 360 mm2 /m

As $_{req}$ = 881.16 mm2 / m ≥ As shrinkage = 360mm2 / m

As required = 881.16 mm ^{2} / m

• Use Φ14@ 15 cm..... Asprov. = 923.16 mm² /m

Secondary Reinforcement

The required secondary reinforcement is equal to shrinkage and temperature reinforcement

As $_{shrinkage}$= 0.0018 x 1000x 200 = 360mm^2 /m

• Use Φ12 @ 25 cm..... Asprov. = 452 mm² /m

2.Design of the Base of the Pool

Taking a one meter strip in the short direction to design this strip, then use the steel result for all the slab in both direction.

Load calculation:

Take the strip for maximum height of the pool:

Case A: Earth pressure and wall weight:

Load due to wall weight:

P = 0.20x2.0x25 =10 KN

Pu = 1.2x10 = 12 KN

Load due to earth weight:

E.L. calculation

$ea = \gamma * H * Ka$

=18 *2 *0.33

=11.88KN/m

Ea= 0.5× H×ea
Ea= 0.5× 2×11.88 = 11.88 KN/m

L.L. calculation

eap= p×Ka
eap= 3×0.33=1KN/m^2
Eap= H×eap
Eap=2×1 =2KN/ m

∑ Ma (positive clockwise)=-11.88×0.66-1×2= -9.92KN.m

∑ Mu=9.92*1.6
=15.872KN.m

Moment design take at the face of wall (Mu= -19.3KN.m) , So that the Bottom reinforcement required

$$Kn = \frac{Mn * 10^6}{b * d^2} = \frac{19.3 * 10^6}{0.9 * 1000 * 160^2} = 0.837Mpa$$

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

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

$$= \frac{1}{20.6} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 0.837 * 20.6}{420}}\right)$$

$= 0.00203$

$$\text{Asreq} = \rho * b * d = 0.00203 * 1000 * 160 = 325.95\text{mm}^2/\text{m}$$

$$As_{min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4\,(f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$$

As_{min}=466.56<533.33

$Amin > Asreq$

As_{req} selected =533.33mm^2

Check shrinkage and temperature reinforcement

A $s_{shrinkage}$= 0.0018 x 1000x 300 = 540 mm^2 /m

As_{req} = 533.33 mm2 / m≤As shrinkage = 540mm2 / m

As required = 540 mm ^{2} / m

• Use Φ12@ 20 cm..... Asprov. = 565 mm² /m

Secondary Reinforcement

The required secondary reinforcement is equal to shrinkage and temperature reinforcement

$As_{shrinkage}$= 0.0018 x 1000x 300 = 540mm^2 /m

• Use Φ12 @ 25 cm..... Asprov. = 565 mm² /m

Case B: Water pressure and Wall weight:

Load due to wall weight:

P = 0.20x2.0x25 =10 KN

Pu = 1.2x10 = 12 KN

Load due to Water weight:

$$w = \gamma * H$$

=10*2=20 KN/m²

W=w*H*0.5

=20*2*.5=20 KN/m

∑ Ma (positive clockwise)=20×0.66= 13.2KN.m

∑ Mu=13.2*1.6

=21.12KN.m

Moment design take at the face of wall (Mu= 26.3KN.m) , So that the top reinforcement required

$$Kn = \frac{Mn * 10^6}{b * d^2} = \frac{26.3 * 10^6}{0.9 * 1000 * 160^2} = 1.14Mpa$$

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

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

$$= \frac{1}{20.6} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 1.141 * 20.6}{420}}\right)$$

$$= 0.00279$$

$$Asreq = \rho * b * d = 0.00279 * 1000 * 160 = 447.76mm^2/m$$

$$As_{min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4\,(f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$$

As $_{min}$=466.56<533.33

$Amin > Asreq$

As $_{req}$ selected =533.33mm^2

Check shrinkage and temperature reinforcement

A s $_{shrinkage}$= 0.0018 x 1000x 300 = 540 mm^2 /m

As_{req} = 533.33 mm2 / m≤As shrinkage = 540mm2 / m

As required = 540 mm^2 / m

• Use Φ12@ 20 cm..... Asprov. = 565 mm² /m

Secondary Reinforcement

The required secondary reinforcement is equal to shrinkage and temperature reinforcement

$As_{shrinkage}$= 0.0018 x 1000x 300 = 540mm^2 /m

• Use Φ12 @ 25 cm..... Asprov. = 565 mm² /m

Design of dowels:

ϕ Pn= ϕ(0.85× fc ′× Ag)

=0.7× 0.85 ×24 ×1000 ×200=2856KN

ϕ Pn>pu=12…… No dowels required, use minimum reinforcement dowels:

As=0.0012*Ag

=0.0012*1000*300

=360mm^2

• **Use Φ12 @ 25 cm..... As prov. = 452 mm² /m**

الفصل الخامس

٥-١ النتائج
٥-٢ التوصيات

٥-١ النتائج :

١. يجب على كل طالب او مصمم انشائي ان يكون قادر على التصميم بشكل يدوي حتى يستطيع امتلاك الخبرة والمعرفة في استخدام البرامج الهندسية..
٢. من العوامل الواجب اخذها بعين الاعتبار ، العوامل الطبيعية والمحيطة بالمبنى وطبيعة الموقع وتاثيرالقوى الجانبية ..
٣. من اهم خطوات التصميم الانشائي هو كيفية الربط بين العناصر المختلفة من خلال النظرة الشمولية للمبنى ومن ثم تجزئة هذه العناصر لتصميمها بشكل مفرد ومعرفة كيفية التصميم
٤. لقد تم استعمال عقدات (Ribbed slab)
٥. الاحمال الحية المستخدمة في هذا المشروع كانت من كود الاحمال الأردني .
٦. من الصفات الواجب على المهندس ان يتصف بها هي صفة الحس الهندسي التي يقوم من خلالها بتجاوز أي مشكلة قد تعترضه في المشروع وبشكل مقنع ومدروس.

٥-٣ التوصيات :

١. يجب أن يكون هنالك تنسيق بين المصمم المعماري والإنشائي خلال عملية التصميم حتى ينتج مبنى متكاملاً إنشائياً ومعمارياً.
٢. يوصى بتنفيذ المشروع حسب المخططات المرفقة بالمشروع بأقل تغييرات ممكنة.
٣. ينصح بوجود مهندس مشرف للإشراف على التنفيذ وأن يلتزم بالمخططات والشروط لضمان التنفيذ الأفضل للمشروع.

قائمة المصادر والمراجع

١- كودات البناء الوطني الأردني ، كود الأحمال والقوى، مجلس البناء الوطني الأردني،

عمان، الأردن، ١٩٩٠م.

٢- BUILDING CODE REQUIREMENTS FOR STRUCTURAL CONCRETE (ACI-318M-05) .

.

تم بحمد الله