بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

هندسة مباني

مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لـِ "مبنى اداري في قرية بيت كاحل"

فـريــق الـعـمـل

حسن ملحم **محمد زماعرة** **حمزة أبو عمير**

إشـراف :

د.بلال المصري .

٢٠١٩م

بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

هندسة مباني

التصميم الإنشائي لـِ "مبنى اداري في قرية بيت كاحل"

فلسطين-الخليل

فـريــق الـعـمـل

حسن ملحم محمد زماعرة حمزة أبو عمير

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 بمتطلبات الدائرة لدرجة البكالوريوس.

توقيع مشرف المشروع	**توقيع رئيس الدائرة**
د.بلال المصري	م. فيضي شبانة
.....	.....

نيسان–٢٠١٩م

الإهـــــــداء

إلى من جعلوا من أنفسهم جسراً تعبره نجاحاتنا، إلى من سهروا ليلهم لتشرق شمسنا، إلى من عرقت جباههم وما جفّت وتعبت جوارحهم وما كلّت وما أنّت، إلى من وهبوا أنفسهم وما ملكت أيديهم شموعاً تحترق لتنير لنا الدرب، إلى من غرسوا بذور العطاء والبر والتقوى والمحبة في أراضينا القاحلة، وعصروا من قلوبهم ترياقاً لهمومنا وبلسماً لحياتنا، إلى من آثروا الحرمان لنكتفي نحن فيكتفون ونرتفع نحن فيرتفعون، إلى آبائنا وأمهاتنا العظام الذين لا يجازي رضاهم مداد البحر من الكلمات، ولا يوفيهم حقّهم مدى الدهر من الوفاء والطاعات، إليكم نهدي هذا العمل المتواضع.

كما ونهدي هذا العمل إلى كل الأساتذة و الأهل والأخوة والأصدقاء الذين وقفوا وما يزالوا إلى جانبنا في السراء والضراء، وبوجودهم تذوقنا طعم الحياة وحلاوة الأوقات وبمحبتهم وعطائهم تجاوزنا الصعاب وبلغنا الأهداف.

فـريـق الـعـمـل

شـــكـــر وتـــقـــديـــر

لا فضل علينا إلا فضله، وما من نعمةٍ نحن بها إلا من عنده، وما توفيقنا إلا به فله الحمد والشكر عدد الأوراق والأشجار، وعدد ما ذكره الذاكرون الأبرار، وعدد ما سبح الطير وطار وما تعاقب الليل والنهار، حمداً كثيراً طيباً مباركاً لا انقضاء له في السعد والحزن، والسر والعلن.

كما ونتقدم بجزيل شكرنا، وعظيم امتناننا وتقديرنا وعرفاننا إلى كل من ساهم في إنجاز مشروعنا هذا، متحدين كل الظروف والعقبات.

ونخص بالشكر أستاذنا الفاضل الدكتور بلال المصري المشرف والموجه، الذي لم يتوانى ولم يتأخر عن تقديم ما آتاه الله من علم وحلم لنا وبكل سعة صدر، ولم يدخر جهدا في توجيهنا والأخذ بأيدينا إلى طريق النجاح.

ونشكر طاقم دائرة الهندسة المدنية والمعمارية كلٌ بمكانه، فقد كرّسوا وقتهم وجهدهم لمساعدتنا ومساعدة زملائنا طوال فترة الدراسة.

ونشكر زملائنا وزميلاتنا الأعزاء الذين لولا وجودهم لما تذوقنا حلاوة العلم، ولا شعرنا بمتعة المنافسة الإيجابية.

وختام القول مسك، فكل الشكر لآبائنا وأمهاتنا أصحاب الدور الأبرز في الوصول إلى ما وصلنا إليه.

فـريـق الـعـمـل

ملخص المشروع

التصميم الإنشائي لـِ "مجمع اداري" في قرية بيت كاحل

نظرا لأهمية المباني الادارية في المجتمع ومدى حاجته الى هذه المباني ، ونظرا لحاجة قرية بيت كاحل الى ان تصبح معتمدة ذاتياً على نفسها ، وأن تضم كل ما يلزمها من المباني الادارية التي تخدم سكان البلدة سواء أكان ذلك (دار بلدية ، مركز شرطة ، مركز طوارئ ودفاع مدني ، مكاتب لمديريات الزراعة ، العمل ، الصحة ، والخ ...). لابد من تصميم مجمع إداري يجمع كل ما سبق من دوائر وفروع للمديريات التي يحتاجها سكان البلدة دون تكبد عناء الانتقال من البلدة الى المدينة .

التصميم الإنشائي هو أهم التصميمات اللازمة للمبنى بعد التصميم المعماري فتوزيع الأعمدة وحساب الأحمال والحفاظ على المتانة وبأفضل طريقة اقتصادية وأعلى درجات الأمان والسلامة يقع على عاتق الإنشائي.

يتكون المبنى من اربع طوابق ، وتبلغ المساحة الإجمالية (٤٠٠٠)متر مربع ، ويتميز التصميم من الناحية المعمارية للمشروع بأنه تم بأسلوب يقوم على تعدد الكتل الفراغية وتوزيعها بشكل متناسق من الناحية الجمالية والوظيفية ، إضافة إلى أنه تم الاهتمام عند توزيع الكتل بتوفير الراحة والسهولة وسرعة الوصول للمستخدمين.

تكمن أهمية المشروع في تنوع العناصر الإنشائية في المبنى مثل الجسور والأعمدة والبلاطات الخراسانية ، وتعدد الكتل ووجود تراجعات في المساحات الطابقية .

من الجدير بالذكر أنه تم استخدام الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية، ولتحديد أحمال الزلازل ، أما بالنسبة للتحليل الإنشائي وتصميم المقاطع فقد تم استخدام الكود الأمريكي (ACI_318_08) ، ولا بد من الإشارة إلى أنه اعتمدنا على بعض برامج الحاسوب مثل :-

Autocad (2014), Atir, Microsoft Office XP,Etabs 2016 ,Safe 2016 .

وتضمن المشروع دراسة إنشائية تفصيلية من تحديد وتحليل للعناصر الإنشائية والأحمال المختلفة المتوقعة ومن ثم التصميم الإنشائي للعناصر وإعداد المخططات التنفيذية بناء على التصميم المعد لجميع العناصر الإنشائية التي تكوّن الهياكل الإنشائية للمبنى ، ومن المتوقع بعد إتمام المشروع أن نكون قادرين على تقديم التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية بإذن الله.

والله ولي التوفيق

فهرس المحتويات Table of Contents

الصفحات الابتدائية	رقم الصفحة
تقرير مقدمة مشروع التخرج	I
تقييم مقدمة مشروع التخرج	II
الاهداء	III
الشكر والتقدير	IV
الملخص باللغة العربية	V
الملخص باللغة الانجليزية	VI
فهرس المحتويات	VII
فهرس الجداول	X
فهرس الاشكال	X
List of Figures	XII
List of Abbreviations	XIII

الفصل الاول	المقدمة	١
١-١	مقدمة	٢
١-٢	وصف عام للمشروع	٢
١-٣	أسباب اختيار المشروع	٢
١-٤	أهداف المشروع	٣
١-٥	مشكلة المشروع	٤
١-٦	المسلمات	٤
١-٧	فصول المشروع	٤
١-٨	الجدول الزمني للمشروع	٤

الفصل الثاني	الوصف المعماري	٥
٢-١	مقدمة	٦
٢-٢	لمحة عامة عن المشروع	٦
٢-٣	موقع المشروع	٧
٢-٣-١	أهمية الموقع	٨
٢-٣-٢	حركة الشمس والرياح	٨

٢-٣-٣	الرطوبة	١٠
٢-٣-٤	العناصر المعمارية	١٠
٢-٤	وصف طوابق المشروع	١٠
٢-٤-١	الطابق الأرضي	١٠
٢-٤-٢	الطابق الأول	١١
٢-٤-٣	الطابق الثاني	١٢
٢-٥	وصف واجهات المشروع	١٣
٢-٥-١	الواجهة الشرقية	١٣
٢-٥-٢	الواجهة الغربية	١٤
٢-٥-٣	الواجهة الشمالية	١٤
٢-٥-٤	الواجهة الجنوبية	١٥
٢-٦	وصف الحركة	١٥
٢-٧	وصف المداخل	١٦

الفصل الثالث	**الوصف الانشائي**	١٧
٣-١	مقدمة	١٨
٣-٢	الهدف من التصميم الانشائي	١٨
٣-٣	مراحل التصميم الانشائي	١٨
٣-٤	الأحمال	١٩
٣-٤-١	الأحمال الميتة	١٩
٣-٤-٢	الأحمال الحية	٢٠
٣-٤-٣	الأحمال البيئية	٢٠
٣-٤-٣-١	أحمال الرياح	٢٠
٣-٤-٣-٢	أحمال الثلوج	٢٢
٣-٤-٣-٣	أحمال الزلازل	٢٢
٣-٥	الاختبارات العملية	٢٣
٣-٦	العناصر الانشائية	٢٣
٣-٦-١	العقدات	٢٤
٣-٦-١-١	عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	٢٥
٣-٦-١-٢	عقدات العصب ذات الاتجاهين	٢٥

٣-٦-١-٣	العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد	٢٦
٣-٦-١-٤	العقدات المصمتة ذات الاتجاهين	٢٦
٣-٦-٢	الأدراج	٢٧
٣-٦-٣	الجسور	٢٧
٣-٦-٤	الأعمدة	٢٨
٣-٦-٥	جدران القص	٢٩
٣-٦-٦	الأساسات	٣٠
٣-٧	فواصل التمدد	٣١
٣-٨	برامج الحاسوب التي تم استخدامها	٣٢

Chapter 4	**Structural Analysis and Design**	٣٣
4-1	Introduction	٣٤
4-2	Design Method and Requirements	٣٥
4-3	Check of Minimum Thickness of Structural Member	٣٦
4-4	Design of Topping	٣٧
4-5	Design of One Way Rib Slab	٣٩
4-6	Design of One Way Solid Slab	٥٠
4-7	Design of Beam	٥٣
4-8	Design of Stair	٦٦
4-9	Design of Column	٨١
4-10	Design of Shear Wall	٨٦
4-11	Design of Footing	٩١

فهرس الجداول

رقم الجدول	اسم الجدول	رقم الصفحة
جدول (١-١)	الجدول الزمني للمشروع	٤
جدول (٣-١)	الكثافة النوعية للمواد المستخدمة	١٩
جدول (٣-٢)	الأحمال الحية لعناصر المبنى	٢٠
جدول (٣-٣)	سرعة وضغط الرياح اعتماداً على الكود الألماني DIN 1055-5	٢٠
جدول (٣-٤)	أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر	٢٢
جدول (٤-١)	Check of Minimum Thickness of Structural Member	٣٦
جدول (٤-٢)	Dead Load Calculation of Topping	٣٧
جدول (٤-٣)	Dead Load Calculation of Rib (R 1)	٤١
جدول (٤-٥)	Dead Load Calculation of One way solid slab	٥٠
جدول (٤-٦)	Dead Load Calculation of Flight	٦٧
جدول (٤-٧)	Dead Load Calculation of Middle Landing	٧١
جدول (٤-٨)	Dead Load Calculation of Main Landing	٧٥

فهرس الأشكال

رقم الشكل	اسم الشكل	رقم الصفحة
الشكل (٢-١)	الموقع العام لقطعة الأرض	٧
الشكل (٢-٢)	مسقط الطابق الأرضي	٩
الشكل (٢-٣)	مسقط الطابق الأول	١٠
الشكل (٢-٤)	مسقط الطابق الثاني	١١
الشكل (٢-٥)	مسقط الطابق الثالث	١٢
الشكل (٢-٦)	مسقط الطابق الرابع	١٣
الشكل (٢-٧)	الواجهة الشمالية	١٤
الشكل (٢-٨)	الواجهة الجنوبية	١٤

الشكل (٢-٩)	الواجهة الغربية	١٤
الشكل (٢-١٠)	الواجهة الشرقية	١٥
الشكل (٢-١١)	مقطع A-A	١٥
الشكل (٢-١٢)	مقطع B-B	١٥
الشكل (٣-١)	تأثير الرياح على المباني من حيث ارتفاع المبني والبيئة المحيطة به	٢١
الشكل (٣-٢)	توضيح لبعض العناصر الانشائية للمبنى	٢٣
الشكل (٣-٣)	عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	٢٥
الشكل (٣-٤)	عقدات العصب ذات الاتجاهين	٢٥
الشكل (٣-٥)	العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد	٢٦
الشكل (٣-٦)	العقدات المصمتة ذات الاتجاهين	٢٦
الشكل (٣-٧)	الدرج	٢٧
الشكل (٣-٨)	أنواع الجسور المستخدمة في المشروع	٢٨
الشكل (٣-٩)	أنواع الأعمدة المستخدمة في المشروع	٢٩
الشكل (٣-١٠)	جدار قص	٣٠
الشكل (٣-١١)	الأساسات	٣١

List of Abbreviations

- **Ac** = area of concrete section resisting shear transfer.
- **As** = area of non-prestressed tension reinforcement.
- **A_s̃ =** area of non-prestressed compression reinforcement.
- **Ag** = gross area of section.
- **Av** = area of shear reinforcement within a distance (S).
- **At** = area of one leg of a closed stirrup resisting tension within a (S).
- **b** = width of compression face of member.
- **bw** = web width, or diameter of circular section.
- **C_c =** compression resultant of concrete section.
- **C_s**= compression resultant of compression steel.
- **DL** = dead loads.
- **d** = distance from extreme compression fiber to centroid of tensionreinforcement.

- **Ec** = modulus of elasticity of concrete.
- **f_c̃** = compression strength of concrete .
- **fy** = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- **h** = overall thickness of member.
- **Ln** = length of clear span in long direction of two- way construction,

  measured face-to-face of supports in slabs without beams and face to

face of beam or other supports in other cases.

- **LL** = live loads.
- **Lw** = length of wall.
- **M** = bending moment.
- **Mu** = factored moment at section.
- **Mn** = nominal moment.
- **Pn** = nominal axial load.
- **Pu** = factored axial load.
- **S** = Spacing of shear in direction parallel to longitudinal reinforcement.
- **Vc** = nominal shear strength provided by concrete.
- **Vn** = nominal shear stress.
- **Vs** = nominal shear strength provided by shear reinforcement.
- **Vu** = factored shear force at section.
- **Wc** = weight of concrete.
- **W** = width of beam or rib.
- **Wu** = factored load per unit area.
- **Φ** = strength reduction factor.
- **ε_c =** compression strain of concrete = 0.003.
- **ε_s =** strain of tension steel**.**
- **$\acute{\varepsilon}_s$=** strain of compression steel.
- **ρ** = ratio of steel area

١

الفصل الأول

المُـقَـدِمَة

١-١ المقدمة.

١-٢ أهداف المشروع.

١-٣ مشكلة المشروع.

١-٤ حدود مشكلة المشروع.

١-٥ المسلمات.

١-٦ فصول المشروع.

١-٧ الجدول الزمني للمشروع.

١-١ المقدمة :

الهندسة بصفة عامة هي الجسد الذي يجمع بين الأدوات التقنية المتاحة والأنشطة والمعرفة ، فهي النشاط الاحترافي الذي يستخدم التخيل والحكمة والذكاء في تطبيق العلوم والتكنولوجيا والرياضيات و الخبرة العملية لكي تستطيع أن تصمم وتنتج وتدير العمليات التي تتناسب واحتياجات البشرية .

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

وهندسة المباني خصوصاً هي الهندسة التي تعتني بجانب توفير المسكن المطلوب بالمواصفات المطلوبة وبالجودة المطلوبة وبالموارد المتاحة لكل فرد في المجتمع.

والمهندس المدني هو الذي يقوم بالتصميم والتنفيذ والإشراف على التنفيذ للمشروعات المختلفة ،ويكمن دوره الفعال في ارتباط عمله ارتباطاً وثيقاً بأرواح البشر .

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

١-٢ أهداف المشروع :

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

١. القدرة على اختيار النظام الإنشائي المناسب للمشروع وتوزيع عناصره الإنشائية على المخططات، مع مراعاة الحفاظ على الطابع المعماري.
٢. القدرة على تصميم العناصر الإنشائية المختلفة.
٣. تطبيق وربط المعلومات التي تم دراستها في المساقات المختلفة .
٤. إتقان استخدام برامج التصميم الإنشائي ومقارنتها مع الحل اليدوي.

١-٣ مشكلة المشروع :

تتمثل مشكلة هذا المشروع في التحليل والتصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية المكونة للمبنى، وفي هذا المجال قمنا بتحليل كل عنصر من العناصر الإنشائية مثل البلاطات والأعصاب والأعمدة والجسور....الخ وذلك بتحديد الأحمال الواقعة عليه ومن ثم تحديد أبعاده وتصميم التسليح اللازم له مع الأخذ بعين الاعتبار عامل الأمان للمنشأ، حيث قمنا باعداد المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها،لإخراج هذا المشروع من حيز الاقتراح إلى حيز التنفيذ.

١-٤ حدود مشكلة المشروع :

يقتصر العمل لهذا المشروع على الناحية الإنشائية فقط، حيث بدأنا العمل على ذلك في هذا الفصل من خلال مقدمة مشروع التخرج ، وسنقوم بإستكمال العمل عليه خلال الفصل القادم ان شاء الله.

١-٥ المسلمات :

١. اعتماد الكود الأمريكي في التصاميم الإنشائية المختلفة (ACI-318-08) .
٢. استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (Atir12, Safe, Etabs, Stad pro)
٣. برامج أخرى مثل Microsoft office Word, Power Point, Excel, AutoCAD

١- ٦ فصول المشروع :

يحتوي هذا المشروع على ٤ فصول وهي:

١- الفصل الأول: يشمل المقدمة العامة.
٢- الفصل الثاني: يشمل الوصف المعماري للمشروع.
٣- الفصل الثالث: يشمل وصف العناصر الإنشائية للمبنى.
٤- الفصل الرابع: التحليل والتصميم الإنشائي لبعض العناصر الإنشائية.

١-٧ الجدول الزمني للمشروع :

والجدول التالي يوضح تسلسل أعمال المشروع والزمن اللازم لكل نشاط.

الفعاليات / الاسابيع	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
اختيار المشروع																
دراسة المخططات المعمارية																
دراسة المبنى انشائيا																
توزيع الاعمدة																
التحليل الانشائي للمشروع																
التصميم الانشائي للمشروع																
اعداد المخططات																
كتابة المشروع																
عرض المشروع																

جدول (١-١): الجدول الزمني للمشروع.

٢

الفصل الثاني

الوصف المِعمَاري

٢-١ مقدمة .

٢-٢ لمحة عامة عن المشروع .

٢-٣ موقع المشروع.

٢-٤ وصف طوابق المشروع.

٢-٥ الواجهات .

٢-٦ وصف الحركة و المداخل.

٢-٧ المداخل.

٢-١ مقدمة :

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

٢-٢ لمحة عامة عن المشروع :

إن فكرة تصميم المجمع الاداري في بلدة بيت كاحل كانت وليدة الواقع في البلدة التي تحتاج إلى مثل هذه المشاريع نظراً للمردود المادي من ناحية وسهولة الحصول على الخدمات المختلفة دون تكبد عناء الانتقال من البلدة الى المدينة، كل ذلك وغيره من الأسباب دفع إلى التفكير الفعلي في هذا التصميم لهذا المجمع الاداري في البلدة.
تتلخص فكرة المشروع في إنشاء مجمع اداري في بيت كاحل يتمتع بجميع المرافق والأقسام اللازمة كما أنه يتمتع بشكل معماري جميل جداً، أضف إلى ذلك كله أنه يحافظ على أداء الوظيفة المرجوة منه بالموازاة مع كل ما يحويه من اللمسات المعمارية لإبرازها في كثير من المنشآت.

ولقد حصلنا على المخططات المعمارية للمشروع من طالبة كلية الهندسة-تخصص هندسة معمارية في جامعة بوليتكنك فلسطين، وذلك كي نشرع في أعمال التصميم الإنشائي بعد دراسة تحليلية ومفصلة لتلك المخططات المعمارية وتبلغ المساحة الإجمالية للمبنى حوالي ٤٠٠٠ متر مربع، موزعة على عدد من الكتل تختلف كل منها في عدد الطوابق على النحو التالي : -

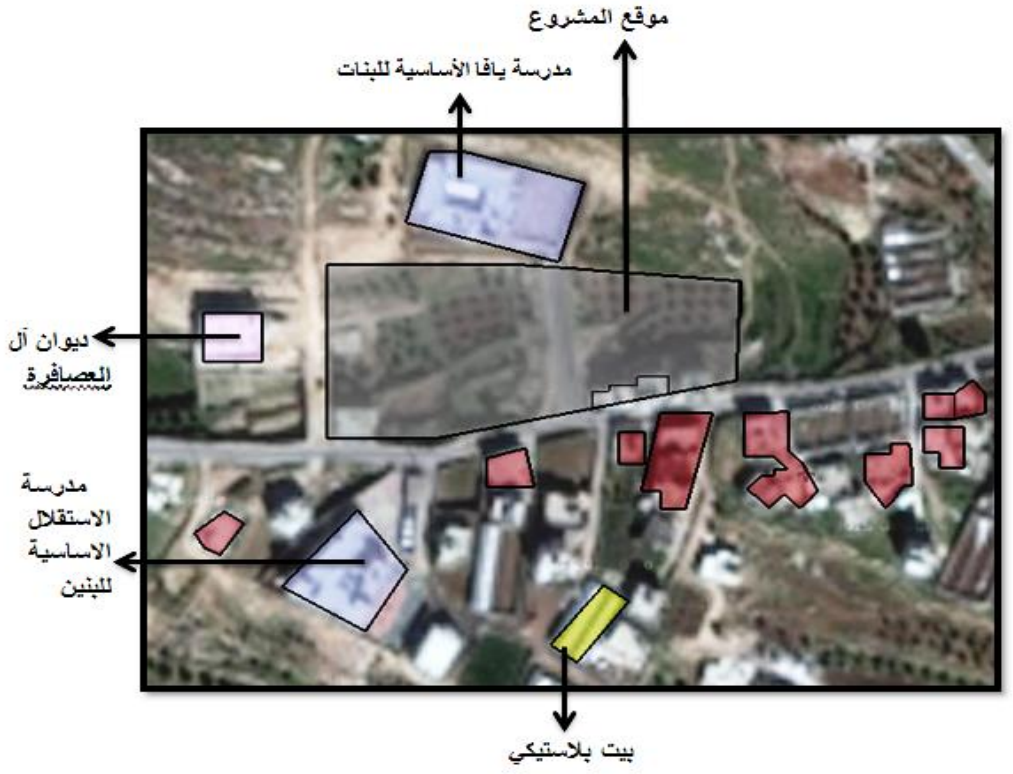
١- مبنى البلدية يحتوي على اربع طوابق بمساحة اجمالية ٣١٩٩,٤ متر مربع.
٢- مبنى المكتبة يحتوي على طابقين بمساحة اجمالية ٤٣٠,٤ متر مربع.
٣- مبنى المسرح بمساحة اجمالية ٤٤٢ متر مربع .

وتتنوع فيها الخدمات الوظيفية بشكل مناسب مع الحاجة المرجوة من التصميم.

٢-٣ موقع المشروع :

لتصميم أي مشروع فإنه ينبغي دراسة الموقع المراد الإنشاء فيه بعناية فائقة، مراعياً بذلك الموقع الجغرافي وتأثير الظروف المناخية السائدة في المنطقة بحيث تصان العناصر القائمة وتتألف وتتناغم مع التصميم المقترح.
فلذلك يجب إعطاء فكرة عامة عن عناصر الموقع من توضيح لمقاسات الأرض المقترحة للبناء، وعلاقة الموقع بالشوارع والخدمات المحيطة، وارتفاع المباني المحيطة، واتجاه الرياح السائدة والضجيج ومسار الشمس.

يقع هذا المشروع المقترح على أرض تعود ملكيتها للمجلس القروي نفسه في موقع مناسب يخدم معظم سكان القرية ويلبي احتياجاتهم ، كما هو موضح في الشكل (٢-١) :-



وترتفع قطعة الأرض ٨٣٠ متر عن سطح البحر،ويجب القول أن البنية التحتية من طرق وكهرباء واتصالات تصل إلى ذلك الموقع وتلبي ما يحتاجه المشروع.

٢-٣-١ أهمية الموقع:

الشروط العامة لاختيار الموقع :

كانت هناك مجموعة من الأسباب التي أدت إلى اختيار هذه المنطقة لإنشاء المجمع الاداري إلى جانب حيوية المنطقة والمتطلبات الأخرى اللازمة لاختيار الموقع المناسب والمميزات التي توافرت في موقع هذا المشروع وتم مراعاتها وهي على النحو الآتي: -

حاجة المدينة إلى مثل هذا المشروع.

توفر قطعة أرض بمساحة تستوعب حجم المشروع.

حيوية المنطقة.

سهولة الوصول إلى الموقع.

احتفاظ الموقع بمميزات طبيعية تؤهله لاحتواء المشروع.

٢-٣-٢ حركة الشمس و الرياح:

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

إن دراسة حركة الشمس والرياح من العوامل المهمة في تحليل المبنى، فالشمس طاقة مرغوب فيها، وتوجيه المبنى تجاه الشمس مع حمايته من السطوع الواقع عليه من المنطقة الغربية هي وسيلة ناجحة في الحصول على أكبر قدر ممكن من الطاقة الشمسية في أيام البرد، والتقليل من كمية الطاقة المستهلكة للتدفئة، وللرياح تأثير كبير على المباني، فهي تعد حمل أفقي يؤثر على جدران المبنى وبالتالي على الهيكل الإنشائي له،لذلك فيجب مراعاة تأثير الشمس والرياح على المبنى ليتسنى تقسيمه إلى فراغات تتناسب وتوجيهه المناخي بحيث يلبي شروط التصميم المتعلقة بالتهوية والإضاءة الطبيعي .

٢-٣-٣ الرطوبة:-

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

٢-٣-٤ العناصر المعمارية:-

مدينة الخليل تقع إلى الجنوب من الضفة الغربية محاطة بقمم الجبال العالية، وهذا ما أكسبها مقومات معينة جعلها تتحكم بالبوابة الطبيعية من النقب جنوبا إلى مرتفعات القدس شمالاً، وشهدت مدينة الخليل في العقود الأخيرة تزايدا في عدد السكان وفي عدد الأبنية والمنشآت، وهذا بالإضافة إلى طبيعة نشاطها الاقتصادي الذي هو في معظمه تجاري وصناعي، مما أكسب طرازها المعماري طرازاً فريداً يتماشى مع طبيعتها.

٢-٤ وصف طوابق المشروع :-

يتكون المشروع من عدة مباني:-

أولا: - مبنى البلدية :-

يتكون من اربعة طوابق وهي :-

٢-٤-١طابق التسوية :-

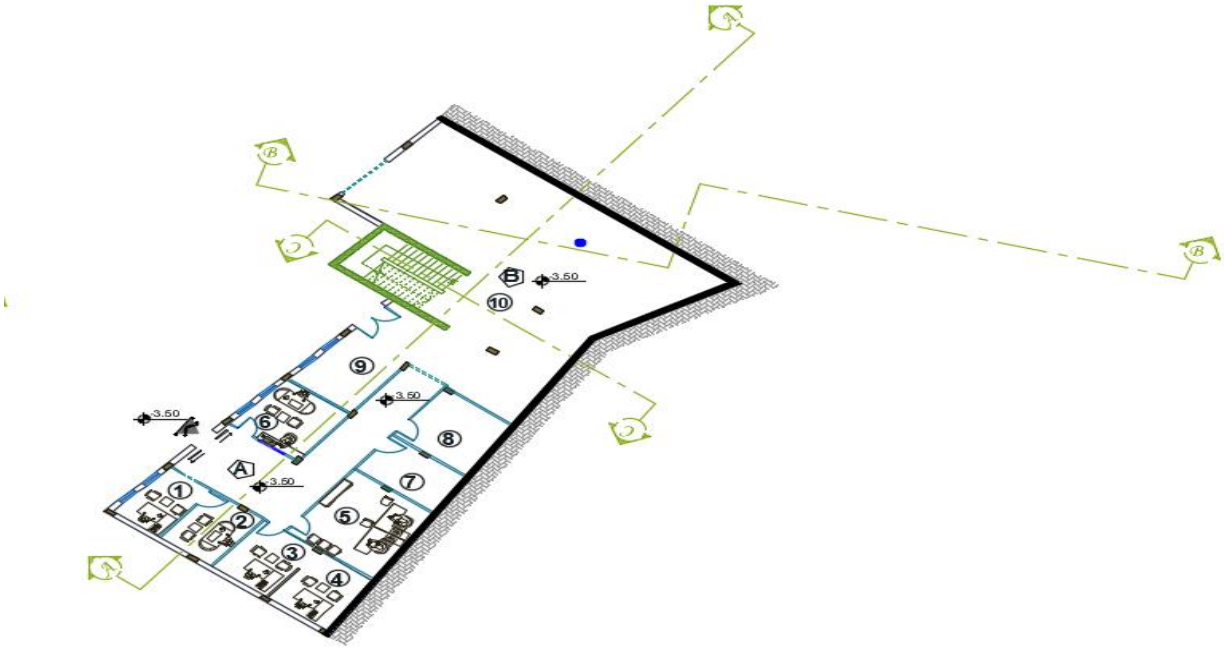
بمساحة تقدر 608.2 متر مربع.

استعمالات الطابق:-

مستودع .

طوارئ.

مخازن.



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

٢-٤-٢ الطابق الارضي:-

بمساحة تقدرب ٨٦٤,٤متر مربع.
يحتوي الطابق على مكاتب البلدية بمختلف أنواعها بالإضافة الى خدمات الجمهور .

الشكل (٣-٢):المسقط الأفقي للطابق الارضي.

٢-٤-٣الطابق الاول :-

بمساحة تقدر ب ٦٥٠,٢ متر مربع.

يحتوي الطابق على مكاتب لاقسام البلدية بمختلف أنواعها مثل قسم المياه والهندسة وغيرها .

الشكل (٤-٢):المسقط الأفقي للطابق الاول.

٢-٤-٤الطابق الثاني:-

بمساحة تقدر ب ٥٤٠متر مربع ويحتوي على المكاتب الإدارية للبلدية.

الشكل (٥-٢):المسقط الأفقي للطابق الثاني.

ثانيا: - مبنى المكتبة :-

يحتوي على طابقين بمساحة تقدر ب ٤٣٠,٤ متر مربع.

ثالثا: - مبنى المسرح :-

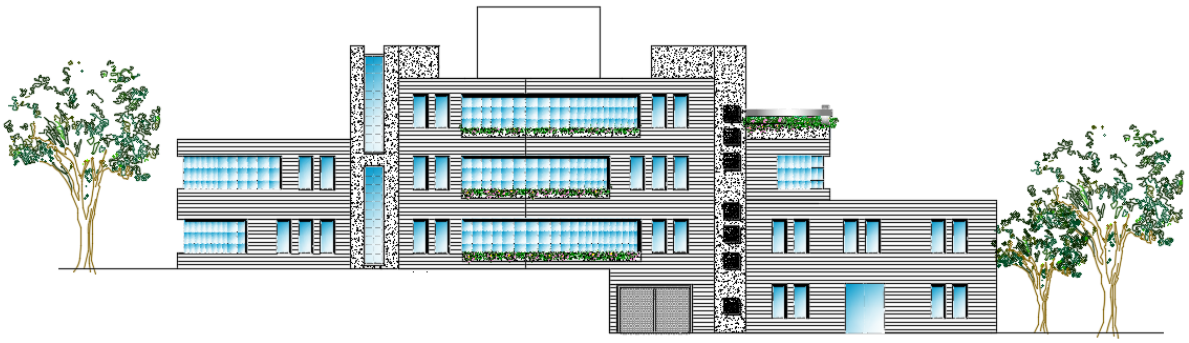
وهو عبارة عن قاعة مفتوحة يستخدم لعقد الندوات والمؤتمرات ويحتوي أيضا على غرفة تحكم ومراقبة وتقدر مساحته ب ٤٤٢ متر مربع.

٢-٥ الواجهات :-

لا شك في أن الواجهات المنبثقة من أي تصميم تعطي الانطباع الأولي عن المبنى، ومدى علاقته مع البيئة المحيطة بل وتظهر اختلافات الوظيفة التي تؤديها الفراغات والتي تعكسها الواجهة، وهذا يتأتى من خلال نظام الفتحات التي تظهر في الواجهة والتي لا بد أن تتناسب مع وظيفة هذا الفراغ أو من خلال المناسيب وتفاوتها.

٢-٥-١ الواجهة الشمالية:

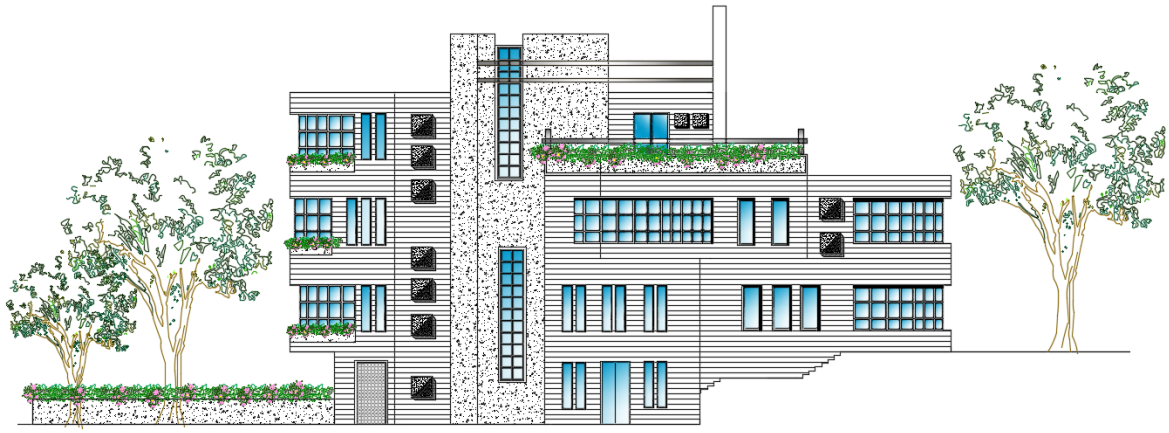
تحتوي هذه الواجهة على شبابيك طويلة وكتل حجرية، وهذه الكتل تعطي منظرا معماريا جميلاً للمبنى.



الشكل (٢-٧): الواجهة الشمالية.

٢-٥-٢الواجه الغربية:

تحتوي هذه الواجهة على شبابيك طويلة وكتل حجرية، وهذه الكتل تعطي منظرا معماريا جميلاً للمبنى.



الشكل (٢-٨) :الواجهة الغربية.

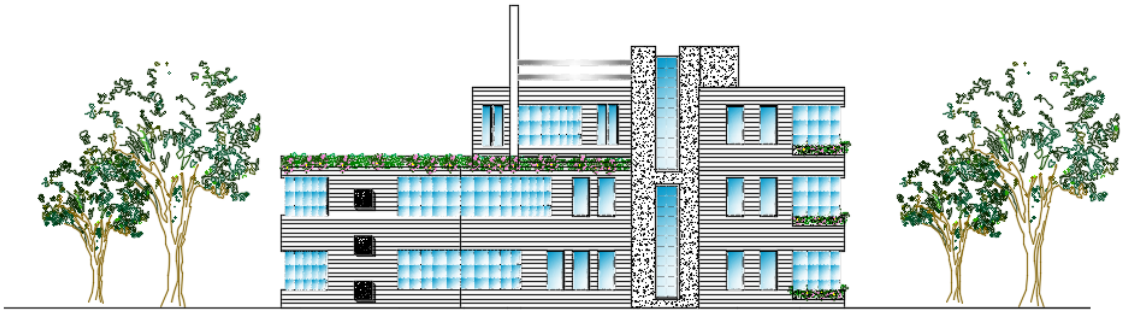
٢-٥-٣الواجهة الجنوبية:

هي الواجهة الرئيسة للمشروع حيث تمتلك الإطلالة الكاملة للمبنى ومدخله الرئيسي، وتضم هذه الواجهة تصوراً جيداً عن حجم المشروع للناظر كما أنها تبرز المدخل الرئيسي الذي يدفع المقبل على المبنى إلى التوجه إليه دون الحاجة إلى إشارة أو دليل.

الشكل (٢-٩):الواجهةالغربية.

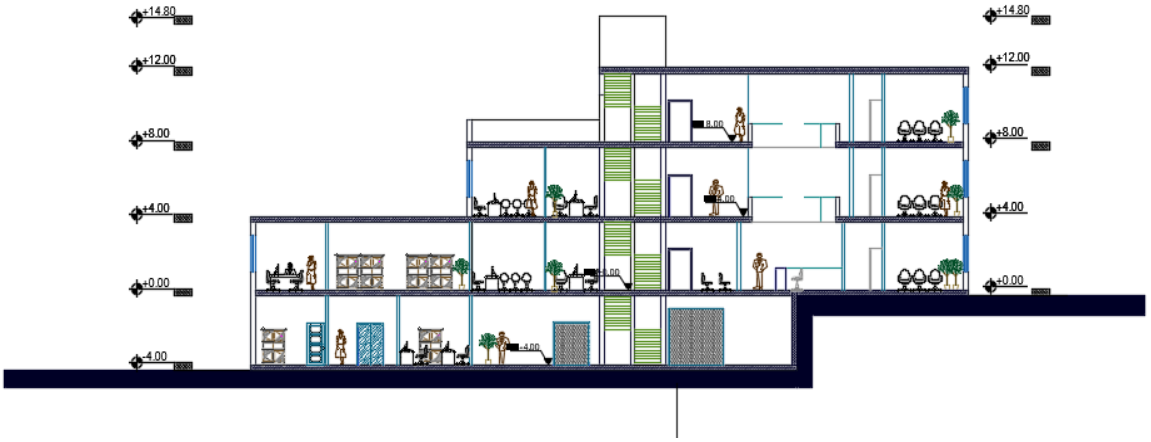
٢-٥-٤ الواجهةالشرقية:

وتحتوي هذه الواجهة على نوافذ كبيرة ومستمرة والواجهة زجاجية وحجرية كما في الشكل التالي:

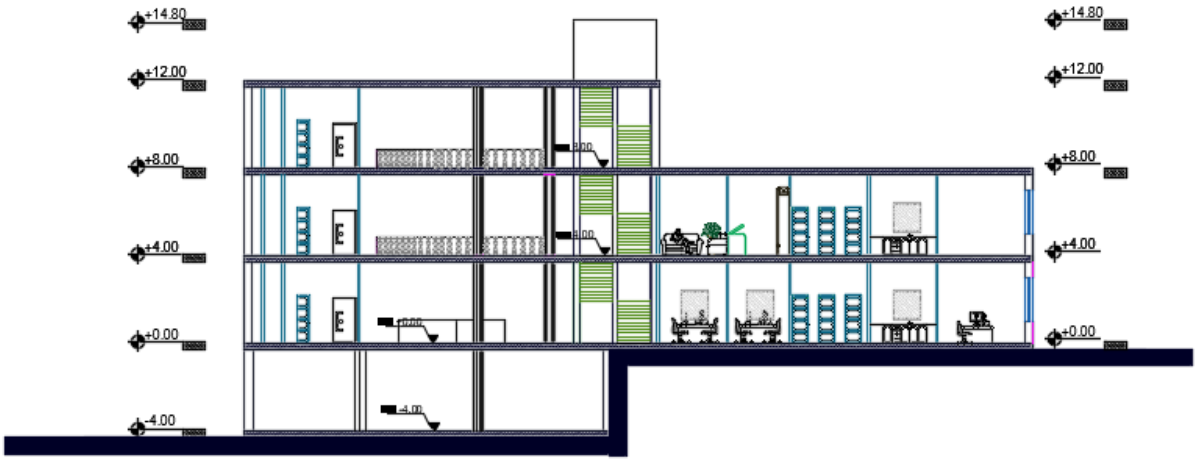


الشكل (٢-١٠):الواجهةالشرقية.

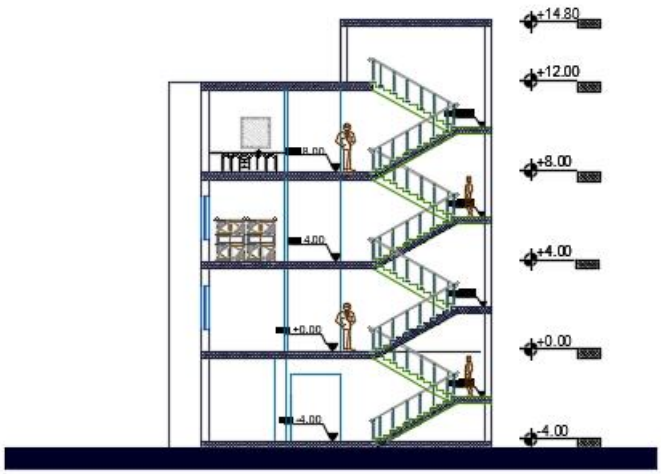
٢-٦ المقاطع:-



الشكل (١-١١):المقطعA-A.



الشكل (٢-١١):المقطعB-B



الشكل (٣-١١):المقطعC-C

٣

الفصـل الثالث

الوصف الإنشائي

٣-١ مقدمة .

٣-٢ الهدف من التصميم الإنشائي.

٣-٣ مراحل التصميم الإنشائي.

٣-٤ الأحمال.

٣-٥ الاختباراتالعملية.

٣-٦ العناصرالإنشائية المكونة للمشروع.

٣-٧فواصلالتمدد.

٣-٨برامج الحاسوب.

٣-١ مقدمة

بعد دراسة المشروع من الناحية المعمارية لابد من الإنتقال للجانب الإنشائي لدراسة العناصر الإنشائية ووصفها وصفاً دقيقاً حيث يتم دراسة طبيعة الأحمال المسلطة على المبنى وكيفية التعامل معها للخروج بتصميم إنشائي يلبي جميع متطلبات الأمان ويراعي الجانب الاقتصادي للمشروع.

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

٣-٢ الهدف من التصميم الانشائي

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

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

٣-٣ مراحل التصميم الانشائي

يمكن تقسيم مراحل التصميم الإنشائي إلى مرحلتين رئيسيتين:-

١. المرحلة الأولى :-

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

٢. المرحلة الثانية:-

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

٣-٤ الأحمال

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

٣-٤-١ الأحمال الميتة:-

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

الرقم	المادة المستخدمة	الكثافة (KN/m^3)
1	البلاط	23
2	الخرسانة المسلحة	25
3	الطوب	10
4	القصارة والمونة	22
5	الرمل	16

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

٣-٤-٢ الأحمال الحية:-

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

الرقم	الاستخدام	الحمل الحي(KN/m^2)
1	الجامعات والمستشفيات	5
5	الأدراج	3

جدول (٣-٢) : الأحمال الحية لعناصر المبنى.

٣-٤-٣ الأحمال البيئية :-

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

٣-٤-٣-١ أحمال الرياح :

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

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

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

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

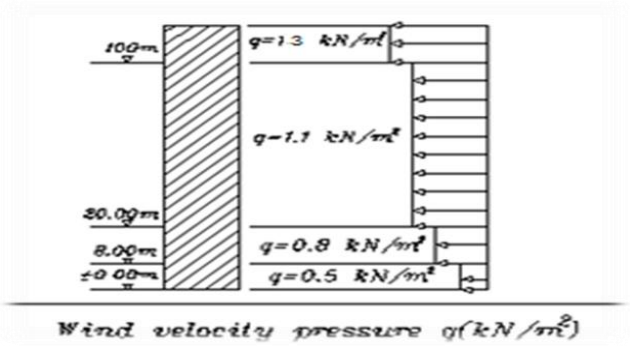
$$q = v^2 / 1600$$

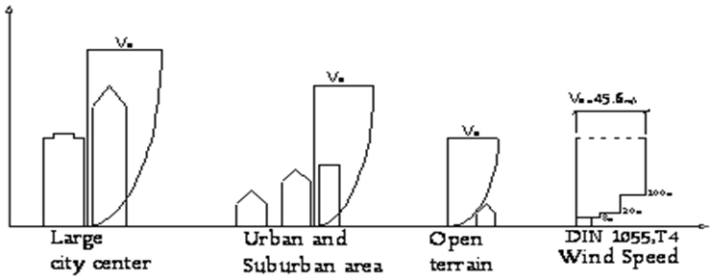
حيث أن :

q:- (wind velocity pressure) الضغط الديناميكي للرياح على ارتفاع محدد من منسوب سطح الأرض المحيطة (KN/ m^2).

V :- السرعة التصميمية للرياح (m/sec) .

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





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

٣-٤-٣-٢أحمال الثلوج :

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

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

الارتفاع عن سطح "h"(المتر)	احمال الثلوج(KN/m^2)
h < 250	0
500 > h > 250	(h-250)/1000
1500 > h > 500	(h-400) / 400
2500 > h > 1500	(h – 812.5)/ 250

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

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

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

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

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

٣-٤-٣-٣أحمال الزلازل :

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

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

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

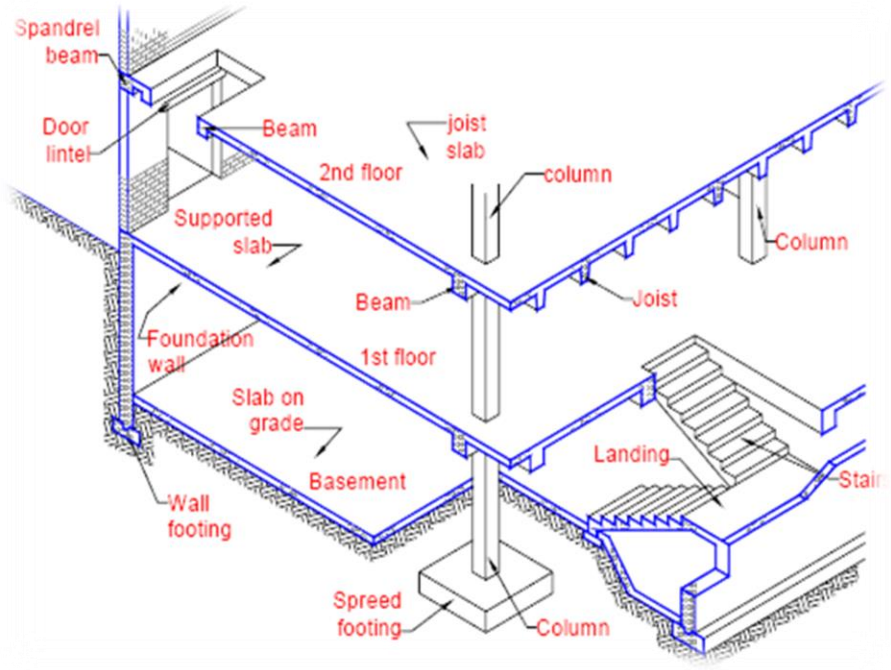
٣-٥ الاختبارات العملية

يسبق الدراسة الإنشائية لأي مبنى، عمل الدراسات الجيوتقنية للموقع، ويقصد 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 اللازمة لتصميم أساسات المبنى.

٣-٦العناصر الإنشائية

تتكون المباني عادةً من مجموعة عناصر إنشائية تتقاطع مع بعضها لتقاوم الأحمال الواقعة على البناء وتشمل:-

العقدات والجسور والأعمدة وجدران القص والأدراج والأساسات.



الشكل (٣-٢):توضيح لبعض العناصر الإنشائيةللمبنى.

ويحتوي المشروع العناصر التالية:-

٣-٦-١ العقدات :-

هي عبارة عن العناصر الإنشائية القادرة على نقل القوى الرأسية بسبب الأحمال المؤثرة عليها إلى العناصر الإنشائية الحاملة في المبنى مثل الجسور و الأعمدة و الجدران و الدراج و الأساسات، دون تعرضها إلى تشوهات.

ونظراً لوجود العديد من الفعاليات المختلفة في المبنى ومراعاة للمتطلبات المعمارية فإنه سيتم استخدام أنواع العقدات التالية في المشروع:-

١. البلاطات المصمتة (Solid Slabs) وتقسم إلى :-

- العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد (One way solid slab).

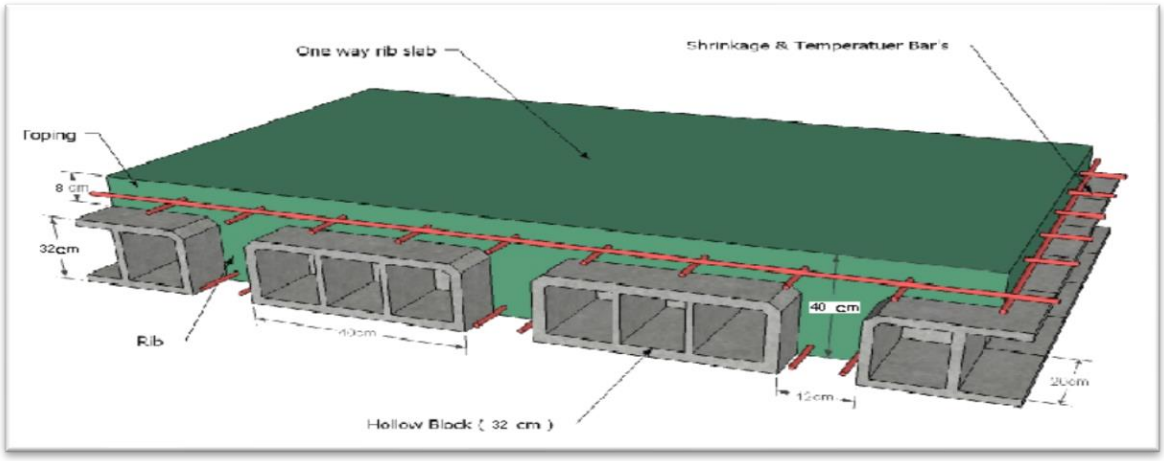
٢. البلاطات المفرغة (Ribbed Slabs) وتقسم إلى :-

- عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab).
- عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab).

هذا وتستخدم عقدات الأعصاب ذات الاتجاه الواحد في تغطية المساحات التي تتراوح فيها الأبعاد بين الأعمدة من ٥ الى ٦ متر ، أما عقدات العصب ذات الاتجاهين فتستخدم في حالة المساحات الكبيرة نسبياً، و في التصميم الانشائي لهذا المشروع سنستخدم كلا النوعين.

٣-٦-١-١عقداتالعصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slabs) :

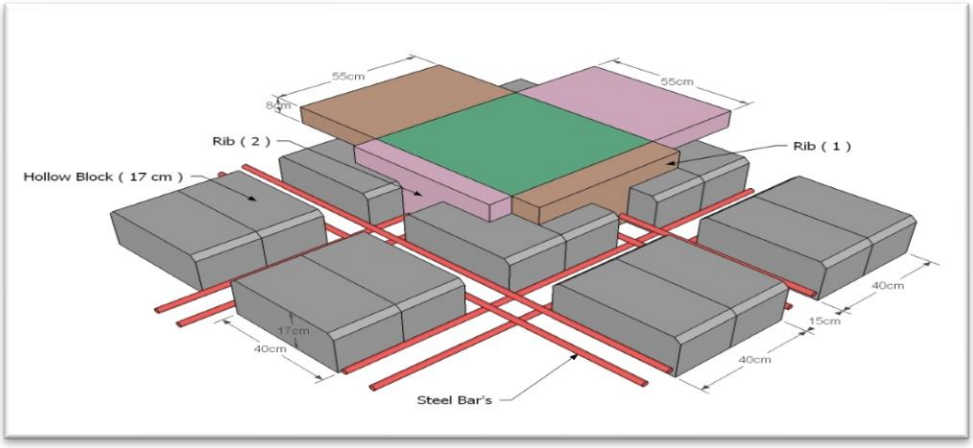
إحدى أشهر الطرق المستخدمة في تصميم العقدات في هذه البلاد وتتكون من صف من الطوب يليها العصب، ويكون التسليح باتجاه واحد كما هو مبين في الشكل (٣-٣).



الشكل(٣-٣) : عقداتالعصب ذات الاتجاه الواحد.

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

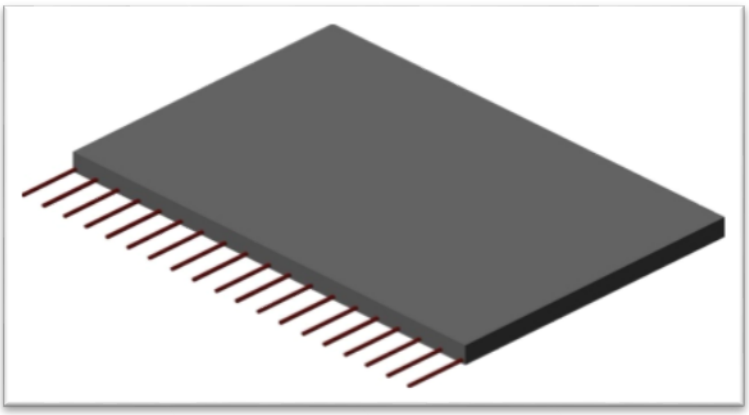
تشبه السابقة من حيث المكونات ولكن تختلف من حيث كون التسليح باتجاهين، ويتم توزيع الحمل في جميع الاتجاهات ويراعى عند حساب وزنها طوبتين و عصب في الاتجاهين، كما يظهر في الشكل (٣-٤).



الشكل(٣-٤) : عقدات العصب ذات الاتجاهين.

٣-١-٦-٣ العقدات المصمتة ذات الإتجاه الواحد (One way solid slabs) :

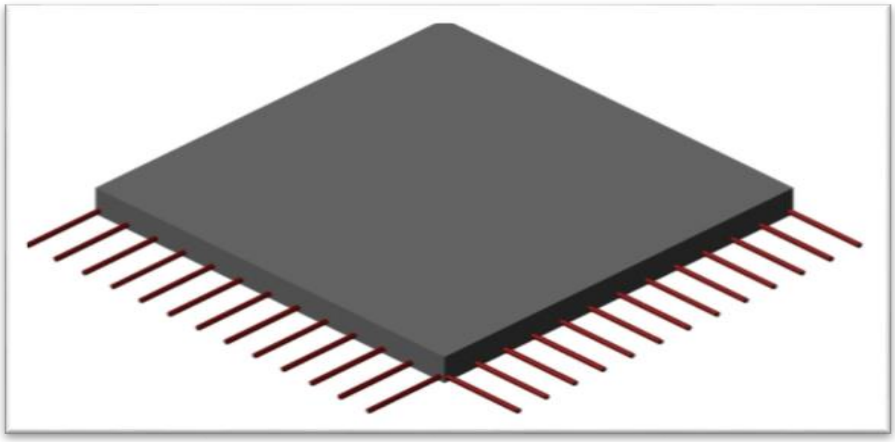
تستخدم في المناطق التي تتعرض كثيرا للأحمال الحية، وذلك تجنباً لحدوث اهتزاز نظراً للسماكة المنخفضة وتستخدم عادة في عقدات بيت الدرج ، كما في الشكل (٣-٥) .



الشكل (٣-٥) : العقدات المصمتة ذات الإتجاه الواحد.

٣-١-٦-٤ العقدات المصمتة ذات الاتجاهين (Two way solid slabs) :

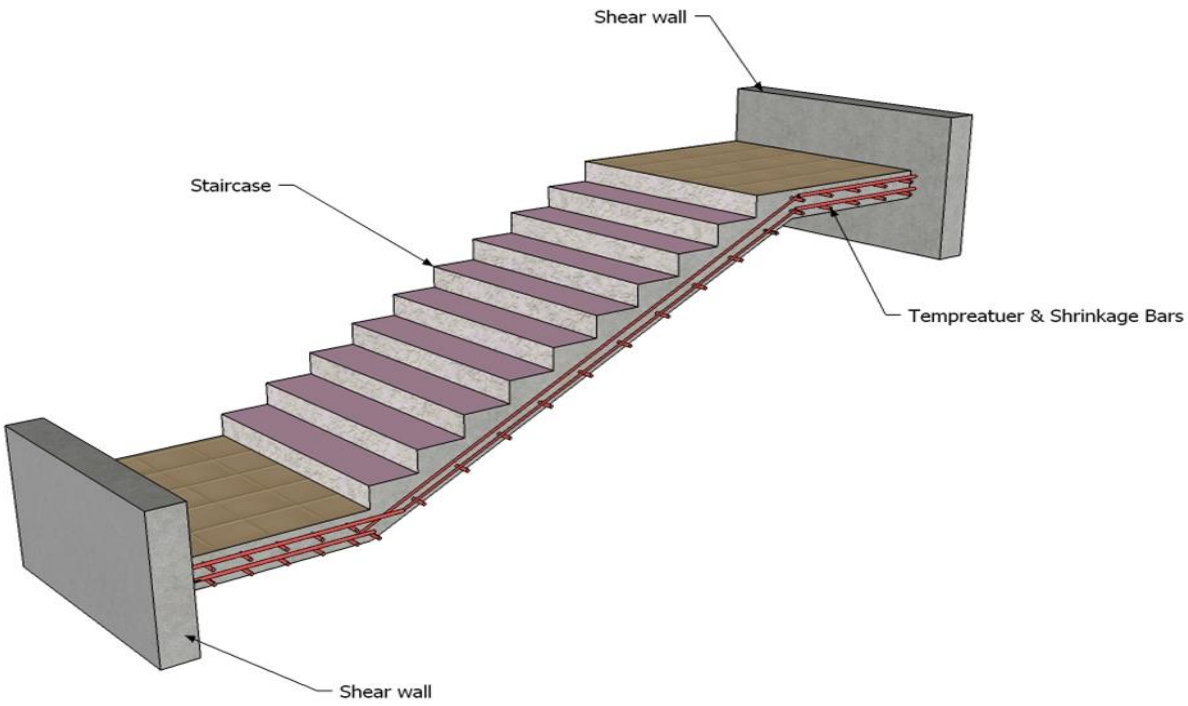
تستخدم في حال كانت الأحمال المؤثرة أكبر من المقدار الذي تستطيع العقدة المصمتة ذات الاتجاه الواحد مقاومتها، وعند ذلك يتم اللجوء إلى تصميم هذا النوع من العقدات و ذلك لأنها تستطيع مقاومة الأحمال بشكل أكبر حيث يوزع التسليحالرئيسي فيها باتجاهين موضحه في الشكل (٣-٦).



الشكل (٣-٦) : العقدات المصمتة ذات الاتجاهين.

٣-٦-٢ الأدراج :-

الأدراج عنصر معماري يوجد في المباني للانتقال بين مستويين في نفس الطابق أو بين عدد من الطوابق عبر المبنى، ويتم عادةً تصميم الدرج إنشائيا باعتباره عقدة مصمتة في اتجاه واحد كما في الشكل (٣-٧).



الشكل (٣-٧):الدرج.

٣-٦-٣الجسور :-

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

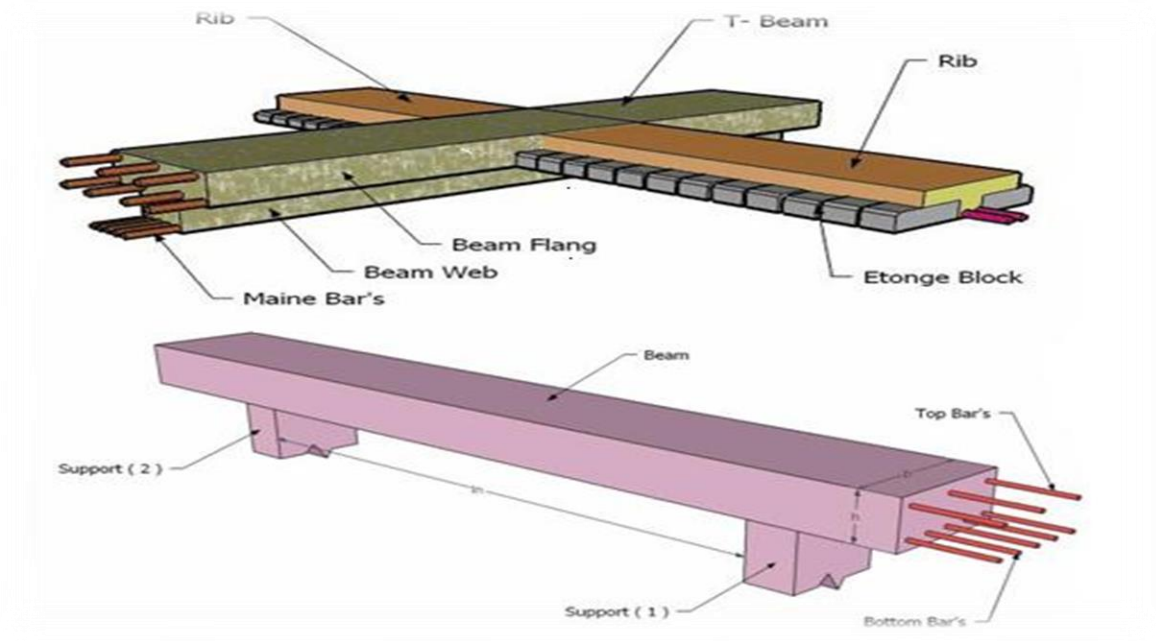
١- جسور مسحورة (Hidden Beam).

وهي التي يكون ارتفاعها مساوي لارتفاع العقدة.

٢- جسورساقطة (Dropped Beam).

وهي التي يكون ارتفاعها اكبر من ارتفاع العقدة، ويتم إبراز الجزء الزائد من الجسر في أحد الاتجاهين السفلي أوالعلوي وتسمىL-sectionأوT-section.

ويكون التسليح بقضبان الحديد الأفقية لمقاومة العزم الواقع على الجسر، وبالكانات لمقاومة قوى القص والشكل (٣-٨) يبين أنواع الجسور التي استخدمت في المشروع.



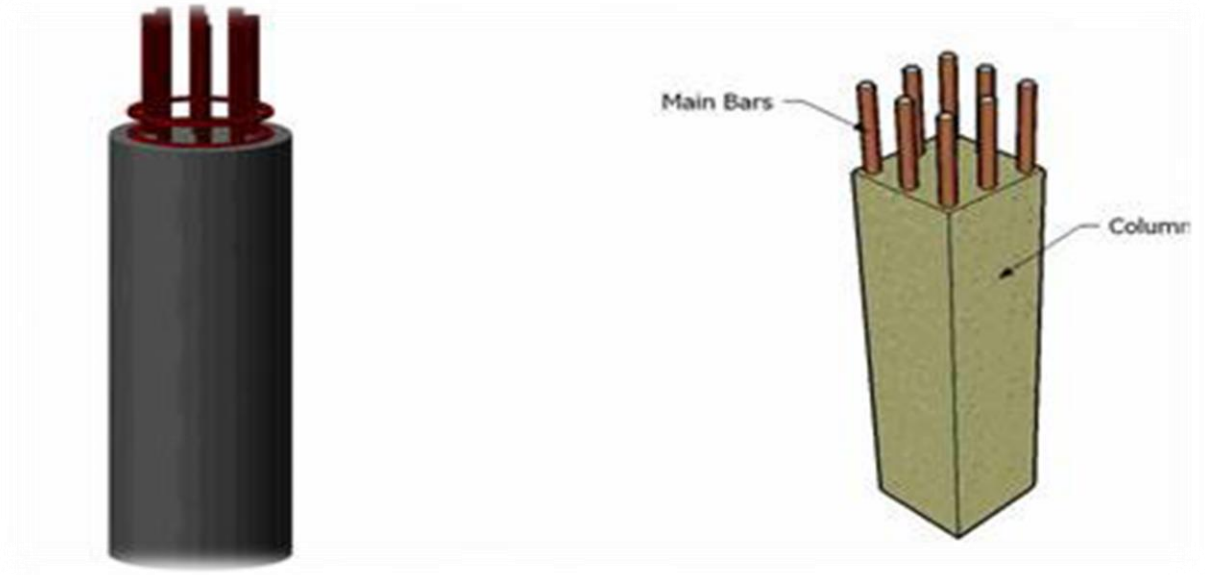
الشكل (٣-٨):أنواع الجسور المستخدمة في المشروع.

٣-٦-٤ الأعمدة:-

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

١- الأعمدة القصيرة (short column).
٢- الأعمدة الطويلة (long column).

أما من حيث الشكل المعماري أو المقطع الهندسي فهي تقسم الى ثلاث انواع وهي :- المستطيلة والدائرية والمربعة وفي هذا المشروع تم استخدامالنوعين المستطيلي و الدائري كما هو مبين في الشكل (٣-٩).

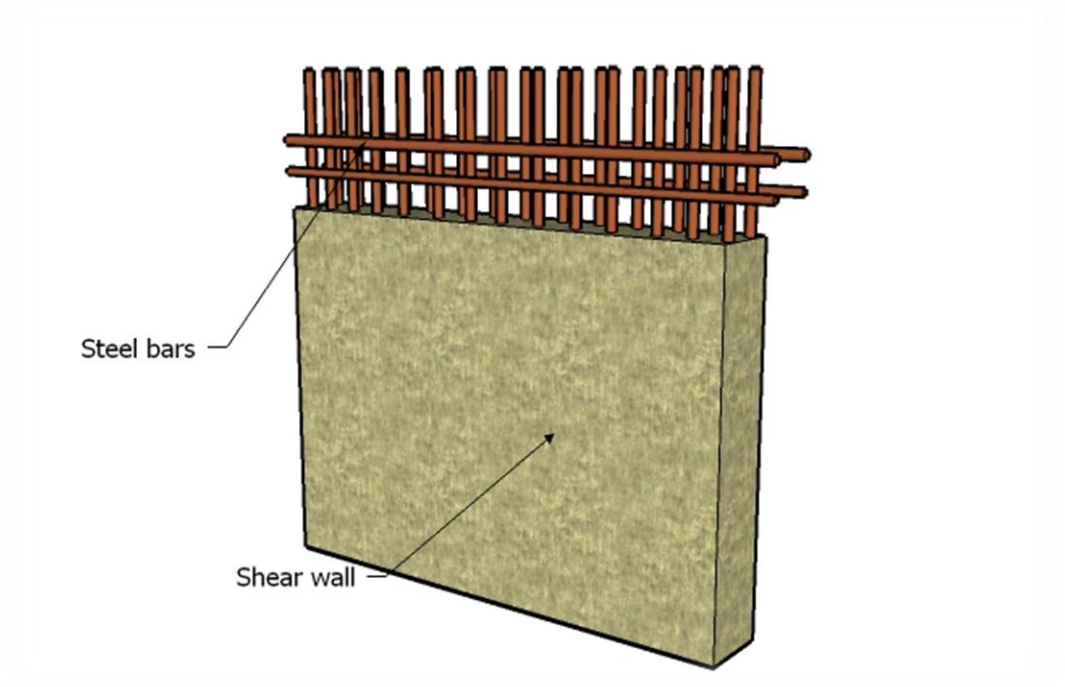


الشكل (٣-٩) : أنواع الأعمدة المستخدمة في المشروع.

٣-٦-٥جدران القص:-

هي الجدران التي تحيط بيت الدرج، وجدران المصاعد، وأحيانا في بعض المناطق في المبنى حسب ما تقتضي الحاجة ووظيفة جدران القص مقاومة قوى القص الأفقية التي قد يتعرض لها المنشأ نتيجة لأحمال الزلازل والرياح إضافة إلى كونها

جدران حاملة، ويراعى توفرها في اتجاهين متعامدين في المبنى لتوفير ثبات كامل للمبنى والشكل (٣-١٠) يبين جدار قص مسلح الشكل.



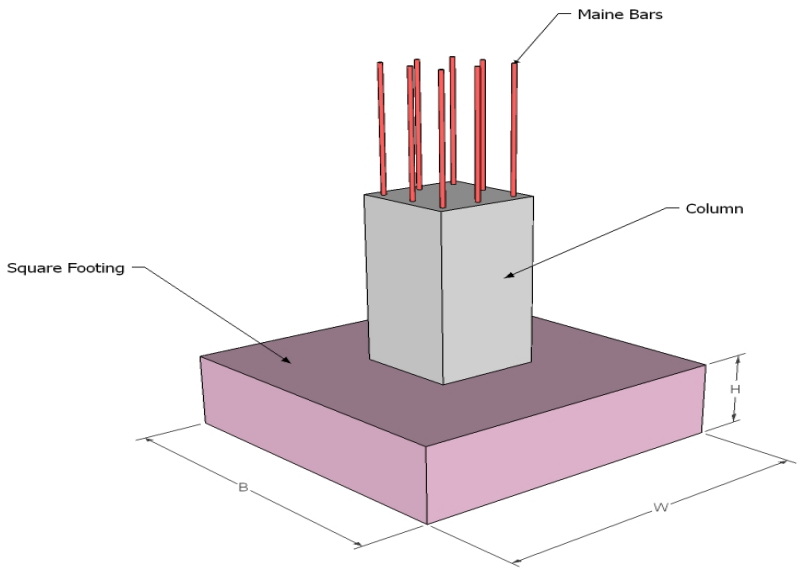
الشكل (٣-١٠) : جدار قص.

٣-٦-١٦الأساسات:-

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

١- أساسات منفصلة(Isolated Foundation).
٢- أساسات مزدوجة(Combined Foundation).
٣- أساسات شريطية(Strip Foundation).
٤- أساسات البلاطة (Mat Foundation).

وسوف يتم استخدام أساسات من أنواع مختلفة في الفصل القادم وذلك تبعا لنوع التربة وقوة تحملها والأحمال الواقعة عليها.



الشكل (٣-١١):الأساسات.

٣-٧ فواصل التمدد

تنفذ في كتل المباني ذات الأبعاد الأفقية الكبيرة أو ذات الأشكال والأوضاع الخاصة فواصل تمدد حراري أو فواصل هبوط، وقد تكون الفواصل للغرضين معاً، وعند تحليل المنشآت لدراستها كمقاوم لأفعال الزلازل تدعى هذه الفواصل بالفواصل الزلزالية، ولهذه الفواصل بعض الاشتراطات والتوصيات الخاصة بها، وينبغي استخدام فواصل تمدد حراري في كتلة المنشأ حسب الكود المعتمد، على أن تصل هذه الفواصل إلى وجه الأساسات العلوي دون اختراقها، وتعتبر المسافات العظمى لأبعاد كتلة المبنى كما يلي:-

١) (40m)في المناطق ذات الرطوبة العالية.
٢) (36m)في المناطق ذات الرطوبة العادية.
٣) (32m)في المناطق ذات الرطوبة المتوسطة.
٤) (28m)في المناطق الجافة.

كمايجب أن لا يقل عرض الفاصل عن (٣ سم)

٣ـ ٨برامج الحاسوب التي تم استخدامها

١. AutoCAD (2014) for Drawings Structural and Architectural.
٢. Microsoft Office (2010) For Text Edition.
٣. Microsoft Excel XP.
٤. Atir 12.
٥. Google Sketch UP 2015.

*** For demonstration purposes only ***

Chapter 4

Structural Analysis And Design

4

4.1 Introduction.

4.2 Design method and requirements.

4.3 Check of Minimum Thickness of Structural Member.

4.4 Design of topping.

4.5 Design of One Way-ribbed Slab (R1,1BF).

4.6 Design of Beam(B1,1BF).

*** For demonstration purposes only ***

4.1 Introduction:

Many structures are built of reinforced concrete: bridges, buildings, retaining walls, tunnels, and others. Reinforced concrete is logical union of two materials: plain concrete, which possesses high compressive strength but little tensile strength, and steel bars embedded in the concrete, which can provide the needed strength in tension. Plain concrete is made by mixing cement, fine aggregate, coarse aggregate, water, and frequently admixtures. Understanding of reinforced concrete behavior is still far from complete, building codes and specifications that give design procedures are continually changing to reflect latest knowledge.

Structural concrete can be classified into:

- Lightweight concrete with unit weight from about 1350 to 1850 kg/m^3.
- Normal weight concrete with unit weight from about 1800 to 2400 kg/m^3.
- Heavyweight concrete with unit weight from about 3200 to 5600 kg/m^3.

4.2 Design method and requirements:

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

✓ **Strength design method:**

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

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

The strength design method is expressed by the following,

Strength provided ≥ strength required to carry factored loads.

NOTE:

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

✓ **Code** : ACI 2008

UBC

*** For demonstration purposes only ***

✓ **Material** :

Concrete: B300…. $Fcu = 30N/mm^2 (MPa)$ For circular section

but for rectangular section ($fc' = 30 * 0.8 = 24MPa$) .

Reinforcement steel: The specified yield strength of the reinforcement{fy =420 N/mm² (MPa)}

✓ **Factored loads:**

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

W_u = 1.2 D_L + 1.6 L_L **ACI-code-318-08(9.2.1).**

4.3 Check of Minimum Thickness of Structural Member:

Table (4. 1) MINIMUM THICKNESS OF NONPRESTRESSED BEAMSOR ONE-WAY SLABS UNLESS DEFLECTIONS ARE CALCULATED. (ACI 318M-11)

Minimum thickness (h)				
Member	Simply Supported	One end continuous	Both end continuous	**Cantilever**
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**

- **For Rib :**

  $h_{min}$for (one end continuous)=L/18.5=418/18.5=22.5cm

  $h_{min}$for (both end continuous)=L/18.5=428/18.5=20.4cm

- **ForBeam :**

  h_{min} for(one end continuous)=L/18.5=505/18.5= 27.3cm

  $h_{min}$for(both end continuous)=L/21=441/21=33.9cm

The minimum thickness will be h_{min}=35cm

select 35cm for rib slab with hidden beam

h=35cm (27 cm Hollow Block+8 cm Topping)

*** For demonstration purposes only ***

4.4 Design of topping:

✓ Statically system for topping :

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

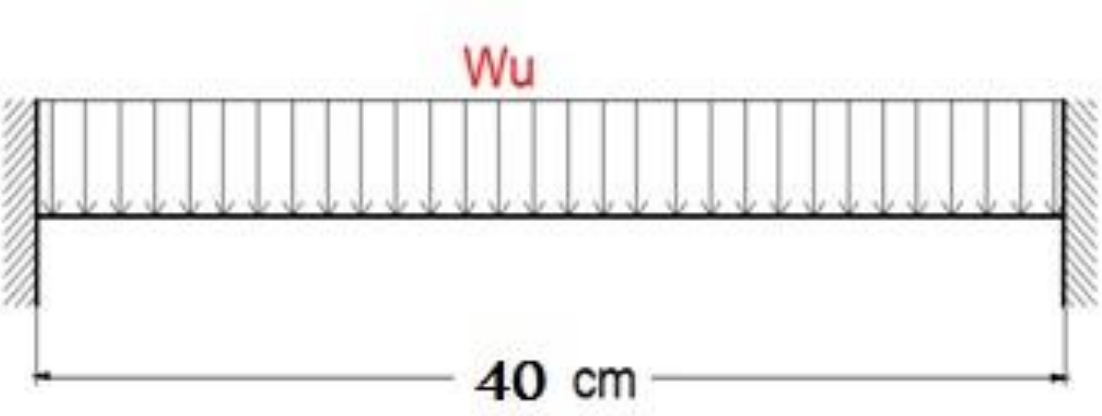


Figure 4. 1 topping load.

✓ Load calculations:

Dead load calculations:

Table (4. 2) Dead load calculation Topping

Dead load from:	δ×γ×1	KN/m
Tiles	0.03×23×1	0.69
Mortar	0.02×22×1	0.44
Coarse sand	0.07×17×1	1.19
Topping	0.08×25×1	2
Interior partitions	2.3×1	2.3
	∑	6.62KN/m

- **Live Load :**

$L_L = 4\ KN/m^2$

$L_L = 4\ KN/m^2 \times 1m = 4KN/m$

- **Factored Load :**

$W_U = 1.2 \times 6.62 + 1.6 \times 4 = 14.344\ KN/m$

*** For demonstration purposes only ***

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

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

$$S_m = \frac{b.h^2}{6} = \frac{1000.80^2}{6} = 1066666.67\ mm^2$$

$\phi M_n = 0.55 \times 0.42 \times 1 \times \sqrt{24} \times 1066666.67 \times 10^{-6} = 1.21 KN.m$

$M_u = \frac{W_u L^2}{12} = 0.191\ KN.m$ (negative moment)

$M_u = \frac{W_u L^2}{24} = 0.0956 KN.m$ (positive moment)

$\phi M_n >> M_u = 0.191\ KN.m$

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

$\rho_{shrinkage} = 0.0018$ **ACI 7.12.2.1**

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

Step (s) is the smallest of:

1. 3h = 3×80 =240 mm control by ACI 10.5.4
2. 450mm.
3. $S = 380\left(\frac{280}{f_s}\right) - 2.5C_c = 380\left(\frac{280}{\frac{2}{3}420}\right) - 2.5.20 = 330mm$ ACI 10.6.4 OR

   $S \leq 300\left(\frac{280}{f_s}\right) = 300$ mm

Take ø 8 @ 200 mm in both direction , S = 200 mm <S_{max} = 240 mm … OK

*** For demonstration purposes only ***

4.5 Design of One-Way Ribbed Slab(R1,1BF) :

Requirements For Ribbed Slab Floor According to *ACI- (318-08)* .

bw ≥ 10cm……ACI(8.13.2)

Select bw=12cm

h ≤ 3.5*bw …….…….. ACI(8.13.2)

Select h=35cm<3.5*12=42 cm

tf ≥ Ln/12≥50mm …….ACI(8.13.6.1)

Select tf=8cm

✓ Statically system and Dimensions

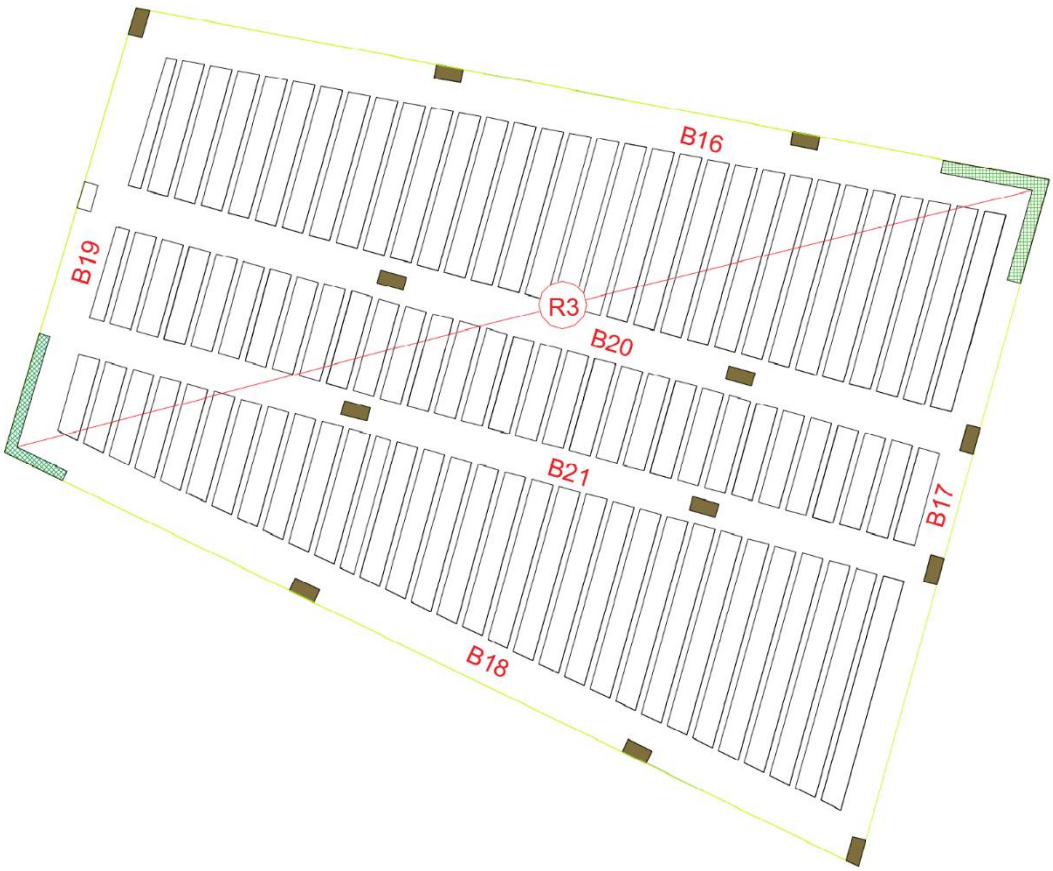


Figure 4. 2 One Way Rib slab (R3,1BF)

*** For demonstration purposes only ***

Load calculations :

- **Dead load:**

Table (4. 3) Dead load calculation Topping of ribS

Dead load from:	**h×γ×b**	**KN/m**
Tiles	0.03×23×0.52	0.359
Mortar	0.03×22×0.52	0.343
Coarse sand	0.07×17×0.52	0.619
Topping	0.08×25×0.52	1.04
R.c rib	0.27×25×0.12	0.81
Hollow block	0.27×10×0.4	1.08
Plaster	0.03×22×0.52	0.343
Interior partitions	2.3×0.52	1.196
	∑	5.97 KN/m

Dead load /rib = 5.97KN/m

- **Live load =4KN/M^2**

Live load /rib = 4KN/m^2 × 0.52m = 2.08 KN/m.

- **<u>The effective flange (be) :</u>**

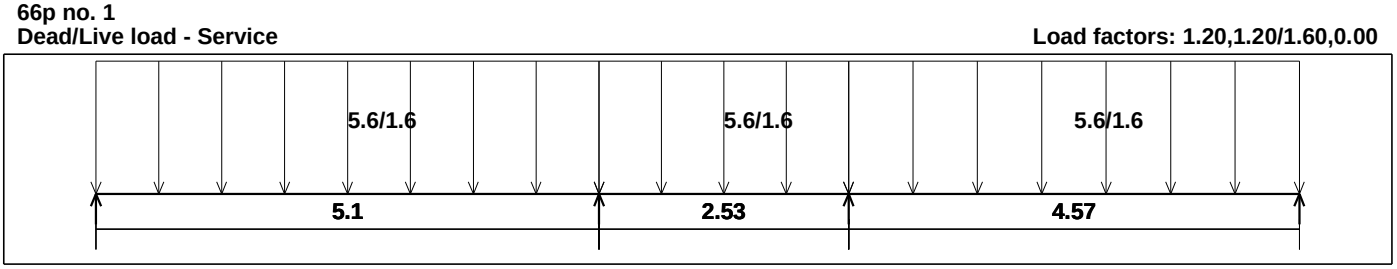
1) be $\leq \frac{L}{4} = \frac{6200}{4} = 1550$ mm

2) be≤ bw +16hf=120+16*80=1400mm

3) be≤ center to center spacing between adjacent beam = $\frac{400}{2} + \frac{400}{2} + 120 = 520mm$

Take be=520 mm

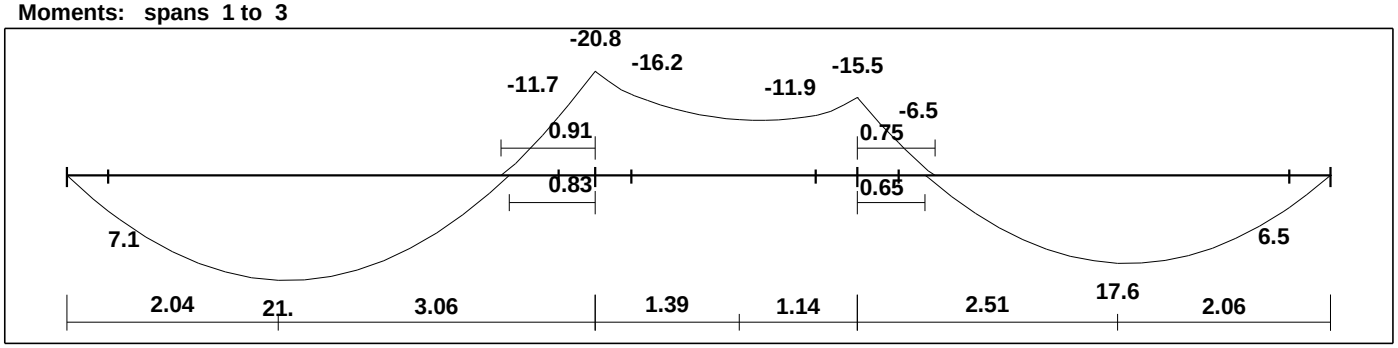
Loading



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

*** For demonstration purposes only ***

Moments: spans 1 to 3



Reactions

Factored				
MaxR	**19.68**	**43.41**	**36.54**	**18.01**
MinR	**14.16**	**31.21**	**25.07**	**12.9**
Service				
MaxR	**15.27**	**33.4**	**27.96**	**13.97**
MinR	**11.82**	**25.78**	**20.79**	**10.78**

✓ Design of positive moment:

1) M_u =+ 17.6KN.m.

Assume bar diameter ø 14 for main positive reinforcement.

d =h- cover - $d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 8 - \frac{14}{2} = 315\ mm$

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

$M_{nf} = 0.85.f'_c.b_e.h_f.(d - \frac{h_f}{2})$

$= 0.85 \times 24 \times 520 \times 80 \times \left(315 - \frac{80}{2}\right) \times 10^{-6} = 233.37\ KN.m$

$M_{nf} \gg \frac{M_u}{\varphi} = \frac{17.6}{0.9}$= 19.5 KN.m

the section will be designed as rectangular section with b_e =520 mm.

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{17.6\times10^6}{0.9\times520\times315^2} = 0.379 Mpa.$

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

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times0.379}{420}}\right) = 9.1 \times 10^{-4}$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d =9.1×10^{-4}×520×315 = 149.2mm

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

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

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

1. $A_{s,min} = 0.25\frac{\sqrt{24}}{420}\ 120 \times 315 = 110.23\ mm^2$
2. $A_{s,min} = \frac{1.4}{420} 120 \times 315 = 126\ mm^2\ \ Control$

A_s = 149.2 $mm^2 \geq A_{s,min}$ = 126 mm^2

Use 2ø10 ,$A_{s,provided}$= 157.1 $mm^2 > A_{s,required}$= 149.2 mm^2. Ok

Check for strain:

a $= \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'} = \frac{157.1\times420}{0.85\times520\times24} = 6.22\ mm$

c$= \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{6.22}{0.85} = 7.3\ mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{315-7.3}{7.3}\right) = 0.126 > 0.005 \quad 0k$$

2) M_u = +21 KN.m.

Assume bar diameter ø 14 for main positive reinforcement.

d =h- cover - $d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 8 - \frac{14}{2} = 315\ mm.$

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

M_{nf} =$0.85.\ f_c'.\ b_e.\ h_f.\ (d - \frac{h_f}{2})$

$= 0.85 \times 24 \times 520 \times 80 \times \left(315\ - \frac{80}{2}\right) \times 10^{-6} = 233.376\ KN.m$

$M_{nf} \gg \frac{M_u}{\varphi} = \frac{21}{0.9}$= 23.3 KN.m

the section will be designed as rectangular section with b_e =520 mm.

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{21\times10^6}{0.9\times520\times315^2} = 0.452\ Mpa.$

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

ρ$= \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times0.452}{420}}\right) = 0.00108$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.00108×520×315 = 178.27mm^2

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

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

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

1. $\mathbf{A_{s,min} = 0.25\frac{\sqrt{24}}{420}\ 120 \times 315 = 110.227\ mm^2}$
2. $\mathbf{A_{s,min} = \frac{1.4}{420}\ 120 \times 315 = 126 mm^2\ \ Control}$

A_s = 178..27 mm^2>$A_{s,min}$ = 126.4mm^2

Use 2ø12 ,$A_{s,provided}$= 226.2 mm^2>$A_{s,required}$= 178.27mm^2. Ok

- **Check for strain:**

a =$\frac{A_s f_y}{0.85 b\ f'_c} = \frac{226.2 \times 420}{0.85 \times 520 \times 24} = 8.9\ mm$

c= $\frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{8.9}{0.85} = 10.5\ mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{315-10.5}{10.5}\right) = 0.087\ > 0.005 \quad 0k$$

✓ **<u>Design of negative moment for face of support :</u>**

1. **M_u = -16.2KN.m.**

Assume bar diameter ø 16 for main positive reinforcement.

d =h- cover - $d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 8 - \frac{16}{2} = 314\ mm.$

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{16.2 \times 10^6}{0.9 \times 120 \times 314^2} = 1.52\ Mpa.$

m= $\frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.6$

ρ= $\frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 1.52}{420}}\right) = 0.00376$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.00376 ×120×314 = 141.86mm^2

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

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

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

1. $A_{s,min}$ =$0.25\frac{\sqrt{24}}{420}\ 120 \times 314 = 109.8\ mm^2$
2. $A_{s,min}$ =$\frac{1.4}{420}120 \times 314 = 125.6\ mm^2\ Control$

A_s = 141.86 mm^2>$A_{s,min}$ = $125.6mm^2$

Use 2ø14 ,$A_{s,provided}$= 307.8mm^2>$A_{s,required}$= 141.86 mm^2. Ok

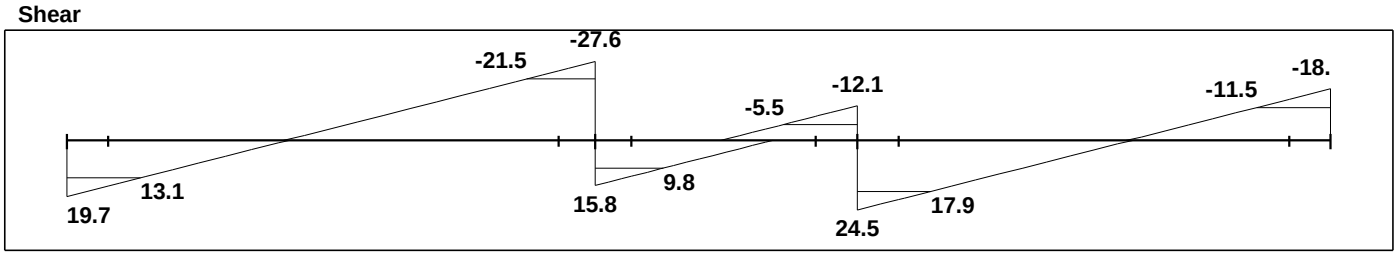
- **Check for strain:**

a =$\frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f'_c} = \frac{307.8\times420}{0.85\times120\times24} = 52.8mm$

c= $\frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{52.8}{0.85} = 62.1\ mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{314-62.1}{62.1}\right) = 0.012 > 0.005 \qquad 0k$$

✓ Shear Design for (R1,1BF):



V_u at distance d from support= 21.5 KN

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

V_c =$\frac{1.1}{6}\ \lambda\sqrt{f'_c}b_w d = \frac{1.1}{6}\sqrt{24}\ \times 120 \times 316 \times 10^{-3} = 34.05KN$

øV_c =0.75×37.3 =27.9 KN.

0.5 ø V_c =0.5×27.9 =13.98 KN

0.5 ø V_c< V_u< ø V_c ……. NOT OK

✓ Shear Design for (R1,1BF):

$V_{u,max}$ = 21.5KN.

d= $h - cover - d_{stirrup} - \frac{d_b}{2}$ = $350 - 40 - 10 - \frac{14}{2} = 286\ mm$.

$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{f_c'}b.d = \frac{1}{6}\sqrt{24} \times 120 \times 286 \times 10^{-3} = 28.022\ KN$

Check for section dimensions:

$V_s = \frac{V_u}{\emptyset} - V_c = \frac{32.2}{0.75} - 28.022 = 14.9\ KN$

$V_{s,max} = \frac{2}{3}\sqrt{f_c'}b.d = \frac{2}{3}\sqrt{24} \times 120 \times 286 \times 10^{-3} = 112.08\ KN$

$V_s < V_{smax}$ so the section is large enough.

Check for the case of shear:

$V_{s,min} = \frac{1}{16}\sqrt{f_c'}b.d \quad OR = \frac{1}{3}\ b.d \quad which\ is\ larger.$

$V_{s,min} = \frac{1}{16}\sqrt{24} \times 120 \times 286 \times 10^{-3} = 10.5\ KN$

$V_{s,min} = \frac{1}{3} \times 120 \times 286 \times 10^{-3} = 11.44 \quad \boldsymbol{cont.}$

Ø(V_{smin} +V_c) = 0.75(11.44 +28.022) =29.6 KN.

$V_u > Ø(V_{smin} + V_c)$ **case(III) for shear design.**

$S_{max} \leq \frac{d}{2} = \frac{286}{2} = 143$ mm OR $S_{max} \leq 600mm$

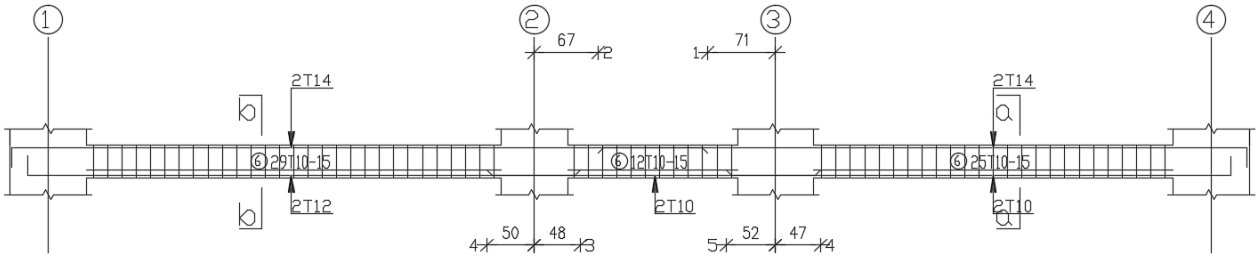
S_{max} =143 mm cont.

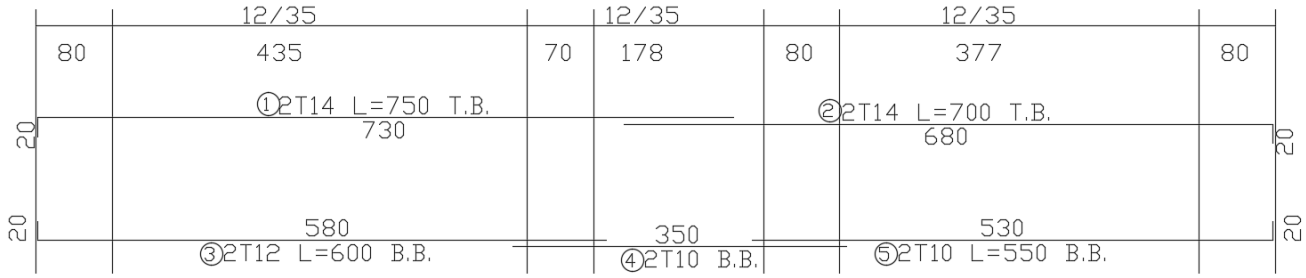
By using ϕ 10 double legs stirrups, A_v = 157.1 mm^2

$$s = \frac{A_v f_{yt}}{V_s} d = \frac{157.1 \times 420 \times 286}{112.08 \times 1000} = 168.4\ mm$$

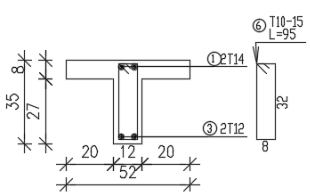
Use 2 leg ϕ10 @150mm

For all spans 2 leg ϕ10 @150mm will be used for stirrups.

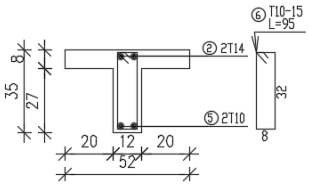




Rib: 3

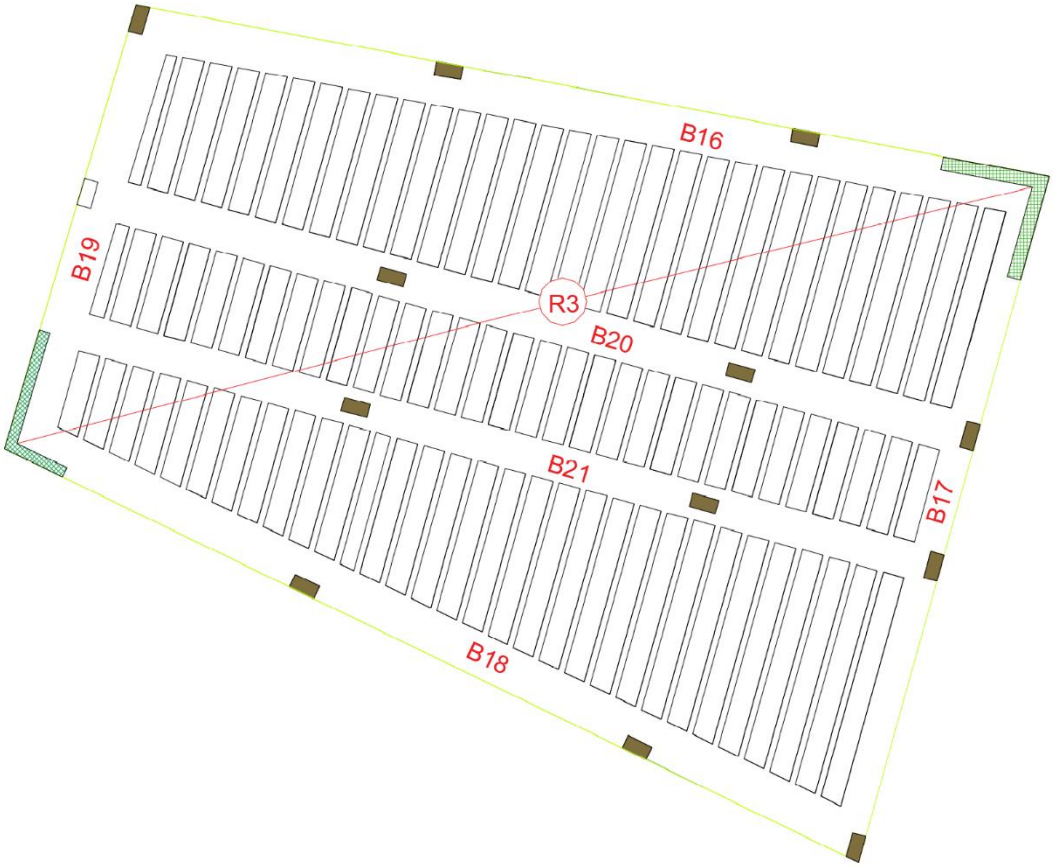


b-b
1:20



a-a
1:20

4.6 Design of Beam(B20,1BF) :



Load calculations:

Load calculations for B1,1BF:

Dead Load Calculations for Beam(B20,1BF):-

Table (4. 4)Dead Load Calculations for Beam(B1,1BF)

Dead load from:	**h×γ×1**	**KN/m**
Tiles	0.03×23×1	0.69
Mortar	0.03×22×1	0.66
Coarse sand	0.07×17×1	1.19
Reinforced concrete	0.35×25×1	8.75
Plaster	00.2×22×1	0.44
	∑	11.7 KN/m

The distributed Dead and Live loads acting upon B1,1BF can be defined from the support reactions of the R1,1BF

From R1,1BF

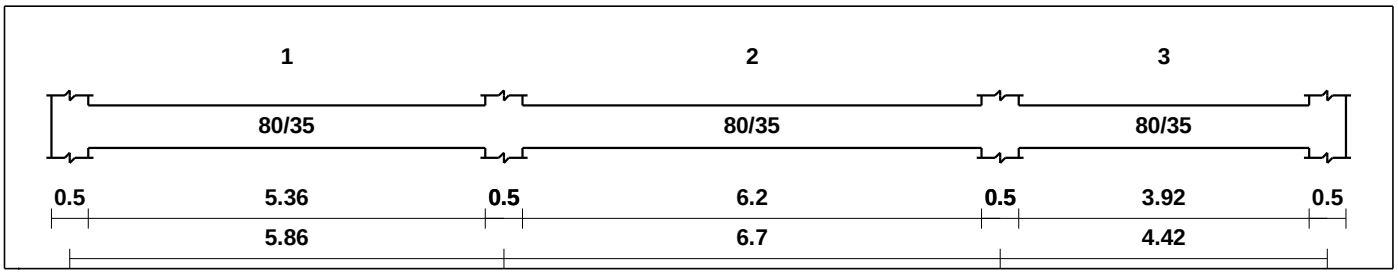
The maximum support reaction (Service) from Dead Loads for R1,1BF upon B1,1BF is 30.1 KN . The distributed Dead Load from the R1,1BF on B1,1BF:

DL =20.43/ 0.52= 39.3KN/m

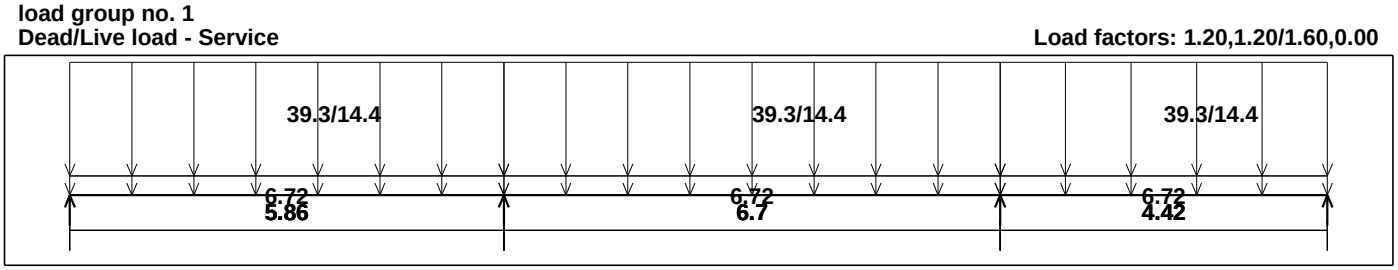
Live Load calculations: The maximum support reaction (Service) from Live Loads for R1,1BF upon B1,1BF is 13.3 KN .

The distributed Live Load from the R1,1BF on B1,1BF :

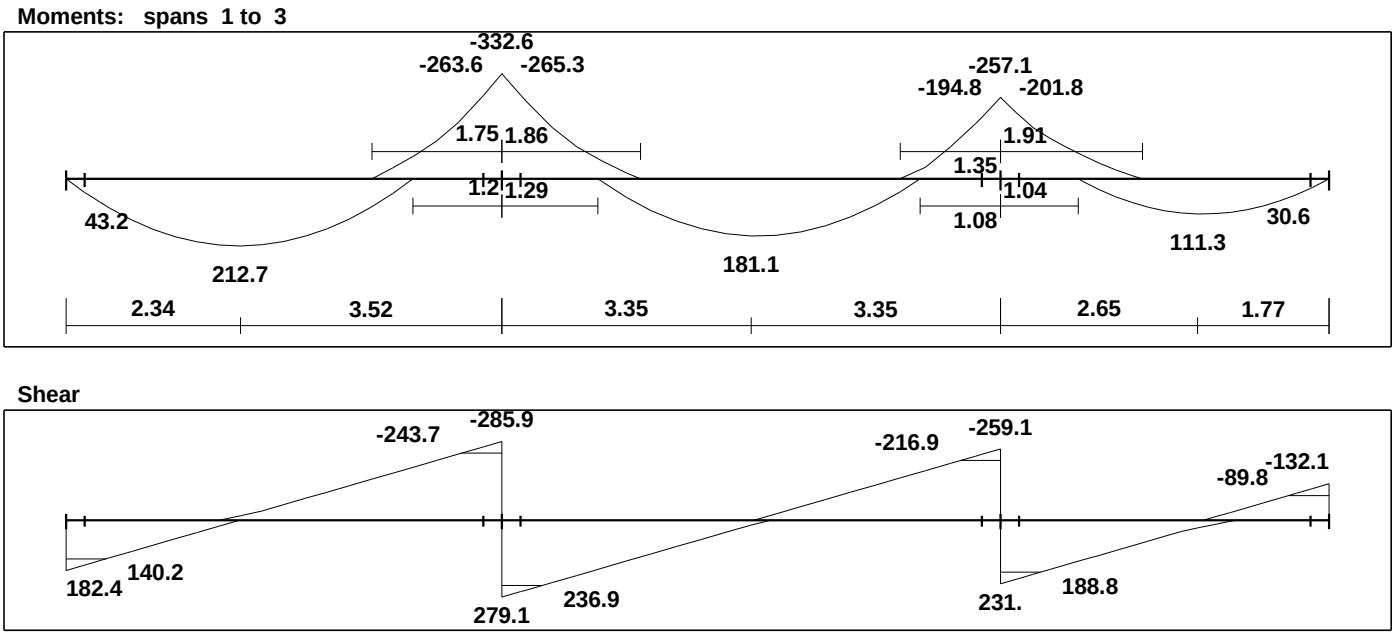
LL =7.48/ 0.52= 14.4 KN/m



Loading



M o m e n t / S h e a r E n v e l o p e (Factored) Units:kN,meter



M o m e n t / S h e a r E n v e l o p e (Factored) Units:kN,meter

Reactions

Factored				
MaxR	**182.39**	**564.99**	**490.13**	**132.07**
MinR	**113.59**	**473.72**	**384.58**	**69.36**
Service				
MaxR	**139.52**	**435.4**	**376.51**	**99.92**
MinR	**96.51**	**378.36**	**310.54**	**60.72**

Figure 4. 3Loading and Moment /Shear Envelope.

✓ Flexural Design for (B20,1BF) :

Determine of $M_{n,max}$:

$$d = 350 - 40 - 8 - \frac{22}{2} = 291mm$$

$$c = \frac{3}{7}d = \frac{3}{7} \times 291 = 124.7\ mm$$

$$a = \mathcal{B}.c = 124.7 \times 0.85 = 105.9mm$$

Mn_{max} = $0.85f'_c ab(d - \frac{a}{2}) = 0.85\times24\times105.4\times1000\times(289.5-105.9/2) \times10^{-6}$= 509.15 KN.m

$\emptyset Mn_{max}$ = 0.82× 509.15 = 417.5 KN.m

Design as singly reinforcement

Design for positive moment :

1) $\boldsymbol{Mu = 212.7\ KN.m}$

$$Rn = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{212.7 \times 10^6}{0.9 \times 800 \times 291^2} = 3.48Mpa.$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times3.48}{420}}\right) = 0.00914$$

$A_s = \rho.b.d = 0.00914\times800\times289.5 = 2149.09mm^2$

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

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

$$A_{s,min} = 0.25\frac{\sqrt{24}}{420}\ 800 \times 291 = 678.85\ mm^2$$

$$A_{s,min} = \frac{1.4}{420}800 \times 291 = 772\ mm^2\ Control.$$

A_s= 2149.09 > $A_{s,min}$=772mm^2

Use 9ø18 Bottom, $A_{s,provided}$= 2290 mm^2>$A_{s,required}$= 2149.09 mm^2. Ok

- **Check spacing :**

$$S = \frac{800-40\times2-10\times2-(9\times18)}{8} = 67.25mm > 25 \dots OK$$

- **Check for strain:**

$$a = \frac{A_s.f_y}{0.85b\ f_c'} = \frac{2290\times420}{0.85\times800\times24} = 58.93mm$$

$$c = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{58.93}{0.85} = 69.33mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{291-69.33}{69.33}\right) = 0.00952 > 0.005 \qquad 0k$$

2) $\boldsymbol{Mu = 181.1KN.m}$

$$Rn = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{181.1\times10^6}{0.9\times1000\times291^2} = 3Mpa.$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times3}{420}}\right) = 0.00776$$

A_s = ρ.b.d = 0.00776×800×291 =1797.216mm^2

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

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

$$A_{s,min} = 0.25\frac{\sqrt{24}}{420}\ 800\times291 = 675.35\ mm^2$$

$$A_{s,min} = \frac{1.4}{420}800\times291 = 772\ mm^2\ Control.$$

A_s= 2246.52 > $A_{s,min}$=772mm^2

Use 7ø 18 Bottom, $A_{s,provided}$= 1781.28 mm^2>$A_{s,required}$= 1979.21 mm^2. Ok

- **Check spacing :**

$$S = \frac{800-40\times2-8\times2-(7\times18)}{6} = 96.33mm > 25 \dots OK$$

- **Check for strain:**

$$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'} = \frac{1781.8\times420}{0.85\times800\times24} = 45.85mm$$

$$c = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{45.85}{0.85} = 53.94mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{289.5-53.94}{53.94}\right) = 0.0131 > 0.005 \qquad 0k$$

3) $\boldsymbol{Mu = 111.3KN.m}$

$$Rn = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{111.3\times10^6}{0.9\times800\times291^2} = 1.84Mpa.$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times1.84}{420}}\right) = 0.00459$$

$A_s = \rho.b.d = 0.00459\times800\times291 = 1065.07mm^2$

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

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

$$A_{s,min} = 0.25\frac{\sqrt{24}}{420}\ 800\times291 = 675.35\ mm^2$$

$$A_{s,min} = \frac{1.4}{420}800\times291 = 772\ mm^2\ Control.$$

A_s= 1065.07 > $A_{s,min}$=772mm^2

Use 5ø 18 Bottom, $A_{s,provided}$= 1272.34 mm^2>$A_{s,required}$= 1065.07mm^2. Ok

- **Check spacing :**

$$S = \frac{800-40\times2-10\times2-(5\times18)}{4} = 152.5mm > 25 \dots OK$$

- **Check for strain:**

$$a = \frac{A_s.f_y}{0.85b\ f_c'} = \frac{1272.34\times420}{0.85\times800\times24} = 32.744mm$$

$$c = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{32.744}{0.85} = 38.52mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{291-38.522}{38.522}\right) = 0.0195 > 0.005 \qquad 0k$$

Design for Negative moment :

1) **M_u = -265.3 KN.m**

$$Rn = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{265.3\times10^6}{0.9\times800\times291^2} = 4.39Mpa.$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times4.39}{420}}\right) = 0.0119$$

A_s = ρ.b.d = 0.0119×1000×291 =2759.4mm^2

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

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

$$A_{s,min} = 0.25\frac{\sqrt{24}}{420}\ 800\times291 = 675.35\ mm^2$$

$$A_{s,min} = \frac{1.4}{420}800\times291 = 772\ mm^2\ Control.$$

A_s= 2759.4 > $A_{s,min}$=772mm^2

Use 8ø 22 top, $A_{s,provided}$= 3041 mm^2>$A_{s,required}$=2759.4 mm^2. Ok

- **Check spacing :**

$$S = \frac{800-40\times2-10\times2-(8\times22)}{7} = 74.8mm > 25 \dots OK$$

- **Check for strain:**

$$a = \frac{A_s.f_y}{0.85b\ f_c'} = \frac{3041\times420}{0.85\times800\times24} = 28.26mm$$

$$c = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{28.26}{0.85} = 92.1mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{291-92.1}{92.1}\right) = 0.00724 > 0.005 \qquad 0k$$

2) M_u = -201.8KN.m

$$Rn = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{201.8\times10^6}{0.9\times800\times291^2} = 3.344\ Mpa.$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times3.344}{420}}\right) = 0.00875$$

A_s = ρ.b.d = 0.00875×800×291 =2026.77mm^2

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

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

$$A_{s,min} = 0.25\frac{\sqrt{24}}{420}\ 800\times291 = 675.35\ mm^2$$

$$A_{s,min} = \frac{1.4}{420}800\times291 = 772\ mm^2\ Control.$$

A_s= 2026.77 > $A_{s,min}$=772mm^2

Use 6ø 22 top, $A_{s,provided}$= 2035.75 mm^2>$A_{s,required}$= 2026.77mm^2. Ok

$$S = \frac{800-40\times2-10\times2-(6\times22)}{5} = 113.6mm > 25 \dots OK$$

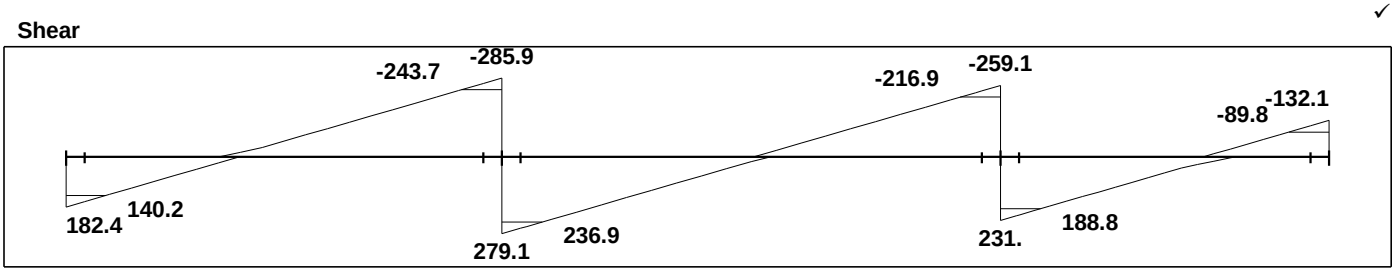
- **Check for strain:**

$$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'} = \frac{2035.75\times420}{0.85\times800\times24} = 52.39mm$$

$$c = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{52.39}{0.85} = 61.63mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{291-61.63}{61.63}\right) = 0.011 > 0.005 \qquad 0k$$

✓ **Shear Design for (B20,1BF):**



1. Vu = 243.7 KN

$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{fc'}b\ d = = \ \frac{1}{6}\sqrt{24} * 800 * 289.5 * 10^{-3} = 189.1$KN

Φ V_c= 0.75*189.1=141.82 KN

$V_{s,min} = \frac{1}{3} b\ d = = \frac{1}{3}\ 800 * \ 289.5 * 10^{-3} = \ 77.2\ KN$control

$V_{s,min} = \frac{1}{16}\sqrt{fc'}b_w\ d = \frac{1}{16} * \sqrt{24} * 800 * 289.5 * 10^{-3} = 70.91KN$

$V_{s'} = \frac{1}{3}\sqrt{fc'}b_w\ d = \frac{1}{3}\sqrt{24} * 800 * 289.5 * 10^{-3} = 378.2$ KN

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

$$141.82 < \ 243.7 < \ 0.75(189.1 + 77.2)$$

$$141.82. < \ 243.7 \ < 199.725 \ \ldots \text{ Not ok}$$

$V_{u,max}$ =243.7KN.

d= $h - cover - d_{stirrup} - \frac{d_b}{2} = 350 - 40 - 8 - \frac{18}{2} = 293\ mm.$

$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{f_c'}b.d = \frac{1}{6}\sqrt{24} \times 800 \times 293 \times 10^{-3} = 191.38KN$

Check for section dimensions:

$V_s = \frac{V_u}{\emptyset} - V_c = \frac{243.7}{0.75} - 318.4 = 133.55\ KN$

$V_{s,max} = \frac{2}{3}\sqrt{f_c'}b.d = \frac{2}{3}\sqrt{24} \times 800 \times 293 \times 10^{-3} = 765.54\ KN$

$V_s < V_{smax}$ so the section is not large enough.

Check for the case of shear:

$V_{s,min} = \frac{1}{16}\sqrt{f_c'}b.d \quad OR = \frac{1}{3}\ b.d \quad which\ is\ larger.$

$V_{s,min} = \frac{1}{16}\sqrt{24} \times 800 \times 293 \times 10^{-3} = 71.77\ KN$

$V_{s,min} = \frac{1}{3} \times 800 \times 293 \times 10^{-3} = 78.133$ ***cont.***

$\emptyset(V_{smin} + V_c) = 0.75(78.133+191.38) = 202.134$ KN.

$V_u > \emptyset(V_{smin} + V_c)$ ok

case(III) for shear design.

$S_{max} \leq \frac{d}{2} = \frac{293}{2} = 146.5$ mm OR $S_{max} \leq 600mm$

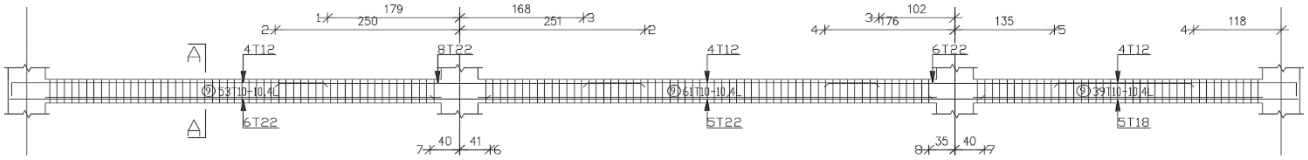
$S_{max} = 146.5$mm cont.

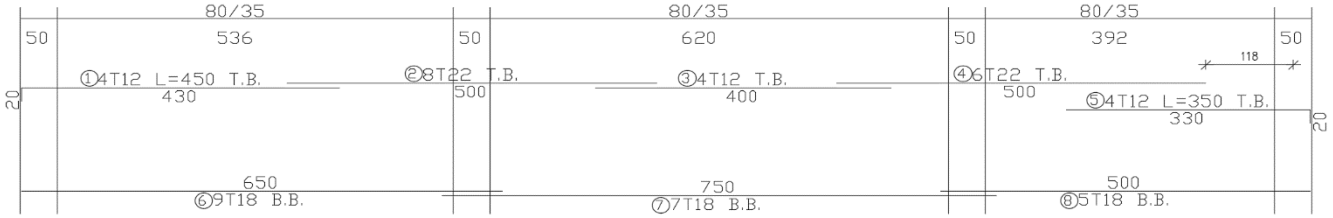
By using ϕ 10 double legs stirrups, $A_v = 157.1\ mm^2$

$$s = \frac{A_v f_{yt}}{V_s} d = \frac{157.1 \times 420 \times 293}{133.55 \times 800} = 180.95\ mm$$

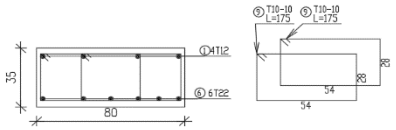
Use 2 leg ϕ10 @200mm

For all spans 2 leg ϕ10 @200mm will be used for stirrups.





Beam:20



A-A
1:20

4.9 Design of Column.

Design of groub 2 column, dimention 55*50 cm.

Material :-

concrete B300 Fc' = 24 N/mm^2

ServiceLoad:-

Dead Load = 322.8KN
Live Load = 201.2 KN

FactoredLoad:-

P_U = 1.2 ×322.8+ 1.6×201.2 = 709.28 KN

- **In 0.6m-Direction(about x axis)**

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

Lu: Actual unsupported (unbraced) length.

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

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

Lu = 3 m
M1/M2 =1
K=1 , According to ACI 318-2002 (10.10.6.3) The effective length factor, k, shall be permitted to be taken as 1.0.

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

$$\frac{1\times 3}{0.3\times 0.55} = 18.18 < 22$$

$$\therefore short\ Column\ \ in\ \ \ 0.55m : direction$$

- **In 0.35 m-Direction (about y axis)**

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

Lu: Actual unsupported (unbraced) length.

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

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

Lu = 3 m
M1/M2 =1
K=1 , According to ACI 318-02 (10.10.6.3) The effective length factor, k, shall be permitted to be taken as 1.0.

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

$$\frac{1\times 3}{0.3\times 0.50} = 20 > 22$$

$$\therefore Short\ Coloumn\ \ in\ \ \ 0.5m : direction$$

$$EI = 0.4\frac{E\ I_g}{1+\beta_d} \quad .....[ACI318-05\ \ (Eq.\ 10-15)]$$

$$E_c = 4700\sqrt{fc'} = 4700\times\sqrt{24} = 23025Mpa$$

$$\beta_d = \frac{1.2DL}{Pu} = \frac{1.2*(322.8)}{709.28} = 0.54 < 1$$

$$I_g = \frac{b\times h^3}{12} = \frac{0.55\times 0.5^3}{12} = 0.00572m^4$$

$$EI = \frac{0.4\times 23025\times 0.00572}{1+0.54} = 34.20.m^2$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(KLu)^2} \quad .....ACI318-05(Eq.\ 10-13)$$

$$P_c = \frac{3.14^2\times 34.208}{(1.0\times 3)^2} = 37.475MN.$$

$$Cm = 0.6 + 0.4\left(\frac{M1}{M2}\right) \quad .....ACI318-05(Eq.10-16)$$

$$Cm = 1 \quad .....According\ to\ ACI318-05(10.10.6.4)$$

$$\delta_{ns} = \frac{Cm}{1-\frac{Pu}{0.75P_c}} \geq 1.0 \quad .....ACI318-05(Eq.\ 10-12)$$

$$1 < \delta_{ns} = \frac{1}{1-\frac{709.28}{0.75\times 13674}} = 1.108 < 1.4$$

$$e_{\min} = 15 + 0.03 \times h = 15 + 0.03 \times 550 = 31.5mm = 0.0315\,m$$

$$e = e_{\min} \times \delta_{ns} = 0.0315 \times 1.108 = 0.0349\,m$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0.0349}{0.55} = 0.0634$$

ɣ /h=(550-2*40-20-20)/550=0.927

From the interaction diagram in chart: ρ= 0.011

Select the longitudinal bars:

$A_s = \rho \times A_g = 0.011 \times 550 * 500 = 3025\ mm^2$

$\therefore$ use $12\emptyset\ 18 \implies A_s = 3054\ mm^2$

✓ Design of the Stirrups:

The spacing of ties shall not exceed the smallest of:-

$$spacing \le 16 \times d_b = 16 \times 1.8 = 28.8\,cm$$

$$spacing \le 48 \times d_s = 48 \times 1.0 = 48\,cm$$

$$spacing \le least.\dim. = 40\,cm$$

Use $\phi 10 @ 20\ cm$

4.10 Design of stair.

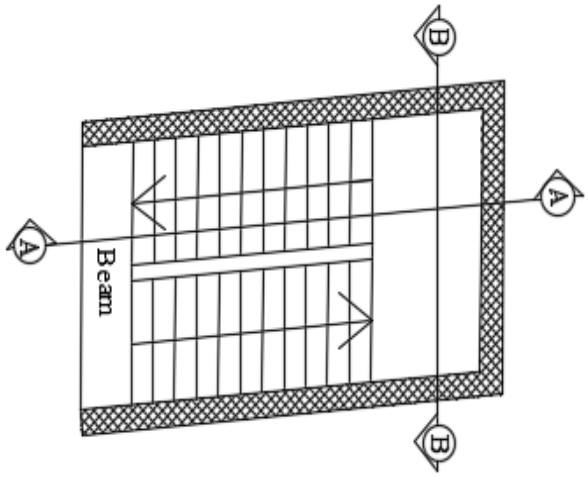


Figure (4-11): Top view of stair(1)

Determination of Slab Thickness:

L = 450 m.

h_{req} = 450/ 20 **= 22.5**

Take h= 25 cm.

⇒ **Use h = 25 cm**.

$\theta = \tan^{-1}(17.5/ 30) = 30.25$

Cos θ = 0.889

*** Load Calculations at section :**

Load on Flight:-

Dead Load:

For 1m strip:

Flight = (25*0.25)/(Cos30.25) = 5.39 KN/m.

Horizontal Mortar = 0.03*25*1 = 0.66 KN/ m.

Plaster =(0.02*25)/ (Cos 30.25) = 0.4 KN/ m.

Horizontal tiles =23*0.04*(33/30) = 1.01 KN / m.

Vertical tiles =25*0.03*(17.5/30) =0.385 KN/m

Triangle = 25*0.155*1*0.5 = 1.94 KN/m

Total dead load = 9.785 KN/ m.

Live load:

Live load for stairs =4 KN/ m^2.

Factor Loads:

Q_u=1.2*9.785+1.6*4 = 18.142 KN/m.

Au = 18.142*3.3*0.5 = 29.93 KN

Max Vu =29.93*cos30.25= 25.85 KN

Max Mu =25.85*(0.4+1.65)-16.9*1.65*(0.4+0.825)=25 KN.m

Design of Shear:

Assume Ø 12 for main reinforcement:-

So, d = 250-20 -12\2 = 224 mm

Vu = 25.85 KN.

$$\phi Vc = \frac{0.75*\sqrt{24}*1000*224}{6} = 137.17KN$$

Vu = 25.85 KN= 106.5 KN. $\phi Vc <$

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

Design of Bending Moment:

Max **Mu = 25kN.m**

Mn = Mu / 0.9 = 25 / 0.9 = 27.7KN.m.

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

$$K_n = \frac{27.77*10^6}{1000*224^2} = 0.55MPa \ .$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mk_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*20.6*0.85}{420}}\right) = 0.00133$$

As_{req} = 0.00133*1000*224 = 300 $mm^{2.}$

$As_{\min} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 25 = 295 mm$

$As_{\min}$ = 290mm$\leq As_{req}$ = 360 mm^2

Use Φ 12@ 20 cm

As provided =392.5 mm^2>As req.

Check Strain:

T=C

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

420*392.5 = 0.85*24*1000*a

a=8.08. mm

x=9.51 mm

€s = 0.05188 >0.005

So ϕ=0.9

5 -Lateral reinforcement:

As min = 2.9 cm^2

Use Φ10 @ 20 cm

As = 3.925 cm^2**/m**

Design of landing:

Load on landing:

Dead Load:

Tiles = 0.03*23*1 = 0.7 KN/m.

Mortar = 0.02*22*1= 0.4 KN/ m.

Plaster = 0.02*22*1 = 0.4 KN/ m.

Slab = 0.2 *25*1 = 5.25 KN/ m.

Sand = 16*0.07*1= 1.1 KN/m

Total dead load =7.85 KN/ m.

Live load:

Live load for stairs = 4 KN/ m.

Q_u=1.2*7.85+1.6*4=15 KN/m.

Au or Bu from Analysis=27.9KN

Vu= 27.9-15*0.274 = 16.54 KN

Mu max =15*3.3*3.3/8 = 20.4 KN.m

Design of Shear:

Vu = 16.54 KN.

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

$$\phi Vc = \frac{0.75*\sqrt{24}*1000*224}{6} = 137.42KN$$

Vu = 16.54 KN= 106.5 KN. $\phi Vc <$

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

Design of Bending Moment:

Mu = 20.4 KN.m

Mn = Mu / 0.9 =20.4 / 0.9 = 22.67KN.m.

d = 224mm.

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

$$K_n = \frac{22.67*10^6}{1000*224^2} = .0.45MPa\ .$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mM_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.6*0.75}{420}}\right) = 0.00182$$

As_{req} = 0.00182*1000*174 = 316.6 mm^2

$As_{\min} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 20 = 3.6cm2$

$As_{\min}$ = 3.6$cm^2 \leq As_{req}$ = 3.16 cm^2

Use Φ 10 \20cm

As = 3.925 cm^2 /m

Check Strain:

T=C

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

420*3.925 = 0.85*24*1000*a

a=8.08 mm

x=9.51 mm

€s = 0.05188 ≥ 0.005

So ϕ=0.9

Design Region Ⅲ (Landing):

Au = 27.9KN

Vu = 15+27.9=42.9KN

Mu = 42.9*3.3*3.3/8=58.4KN.m

Design shear:

Vu = 42.9 KN.

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

$$\phi Vc = \frac{0.75*\sqrt{24}*1000*224}{6} = 137.15KN$$

Vu = 42.9 Kn= 137.15 ϕVc <

Design bending moment:

Mu = 58.4 KN.m

Mn = Mu / 0.9 =58.4 / 0.9 = 65KN.m.

d = 224mm.

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

$$K_n = \frac{65*10^6}{1000*224^2} = 1.29MPa\ .$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mM_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 2.12}{420}}\right) = 0.00543$$

As_{req} = 0.00543*1000*174 = 929.5 mm^2

$As_{\min} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 20 = 3.6cm2$

$As_{\min}$ = 3.6$cm^2 \leq As_{req}$ = 929.5mm^2

Use Φ 12 \10cm

As = 11.3 cm^2 /m

Check Strain:

T=C

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

420*1130 = 0.85*24*1000*a

a=23.26 mm

x=27.4 mm

€s = 0.016 ≥ 0.005

So ϕ =0.9 OK

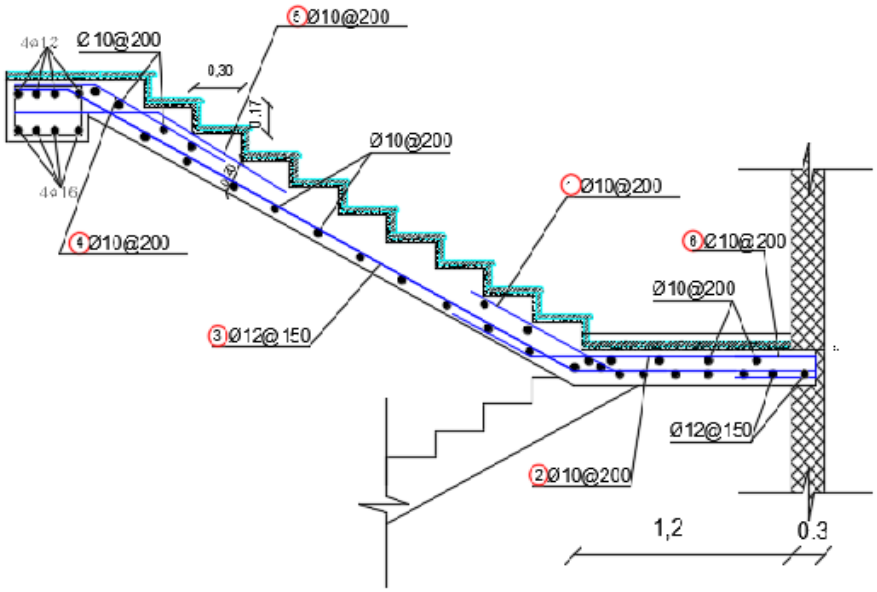


Figure (4-12): Reinforcement for stairs**(1).**

4.11: Design of shear wall.

- **Material and Sections:- (From Shear SW 7)**

- concrete B300 Fc' = 24 N/mm^2
- Reinforcement Steel Fy = 420 N/mm^2
- Shear Wall Thickness h = 30 cm
- Shear Wall Width Lw = 5.53 m
- Shear Wall Height hw=7.5

Design of shear:

$$\sum Fx = Vu = 1020\,KN$$

Design of the Horizontal reinforcement:

The critical Section is the smaller of:

$$\frac{lw}{2} = \frac{5.53}{2} = 2.765m$$

$$\frac{hw}{2} = \frac{7.5}{2} = 3.75m$$

$$d = 0.8 \times lw = 0.8 \times 5.53 = 4.424m$$

Mu critical= 3586.4KN

$$\emptyset V_{nmax} = \emptyset \frac{5}{6}\sqrt{f_c'}hd$$

$$= 0.75 * 0.83 * \sqrt{24} * 300 * 4424 = 4047.448\,KN > V_u = 1020KN$$

is the smallest of : V_c

$$1 - V_c = \frac{1}{6}\sqrt{f_c'}hd = \frac{1}{6}\sqrt{24} * 300 * 4424 = 1083KN \quad \text{..... Control}$$

$$2 - V_c = 0.27\sqrt{f_c'}hd + \frac{N_u d}{4l_w} = 0.27\sqrt{24} * 300 * 4424 + 0 = 1755.51KN$$

$$3-\ V_c = \left[0.05\sqrt{f_c} + \frac{l_w\left(0.1\sqrt{f_c'} + 0.2\frac{N_u}{l_w h}\right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}}\right] hd$$

$$= \left[0.05\sqrt{24} + \frac{5.53\left(0.1\sqrt{24}+0\right)}{1.98}\right] 300 * 4424 = 3988.7KN$$

$$\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2} = \frac{3586.4}{1020} - \frac{5.35}{2} = .751$$

Vu = 1020KN>0.75*1083 = 812.25KN need reinforcement

$$\emptyset Vc + \emptyset Vs = Vu$$

$$\emptyset Vs = Vu - \emptyset Vc$$

$$Vs = \frac{Vu}{\emptyset} - Vc = \frac{1020}{.75} - 1083 = 277$$

$$\frac{Avh}{Sh} = \frac{VS}{Fy*d} = \frac{2770}{420*4.42} = 0.21$$

Minimum shear reinforcementis required:

Take ρ **= 0.0025**

$$\frac{Avh}{Sh\min} = .0025*300 = .75$$

$$\frac{Avh}{Sh\min} > .21$$

Try ϕ10 (As = 78.5 mm2) for two layers

$$\rho = \frac{Avh}{Sh} = \frac{2*78.5}{Sh} = 0.75$$

Sh = 209 mm , ϕ10@200 mm

- Maximum spacing is the least of :

$$\frac{lw}{5} = \frac{5530}{5} = 1106 \text{ mm}$$

3*h = 3*300 = 900 mm

450 mm ……. Control

→useϕ10@200 mm in tow layer

Design for Vertical reinforcement:-

$$\left[0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{h_w}{Lw}\right)\left(\frac{A_{vh}}{S_h * h} - 0.0025\right)\right] * 300\frac{A_{vv}}{S_v} =$$

$$*300\,\frac{A_{vv}}{S_v} = \left[0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{7.5}{5.53}\right)\left(\frac{157}{209*300} - 0.0025\right)\right]$$

$$\frac{A_{vv}}{S_v} = 0.75$$

Select ∅10 in Two Layer

$= \frac{2*\pi*10^2}{4} = 157\text{mm}2A_{vh}$

$$\frac{157}{S_v} = 0.75$$

$$S_v = 209\text{mm}$$

$=$

Maximum spacing is the least of :

$\frac{Lw}{3} = \frac{5530}{3} = 1843.33$mm

3*h = 3*300 = 900mm

450 mm ……. **Control**

Use ϕ10/200 mm for two layers

Design of bending moment (uniformly distribution flexural reinforcement) :

$$A_{st} = \left(\frac{5530}{300}\right) * 2 * 154 = 5677mm^2$$

$$w = \left(\frac{A_{st}}{L_w h}\right)\frac{f_y}{f_c'} = \left(\frac{5677}{5530 * 300}\right)\frac{420}{24} = 0.06$$

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

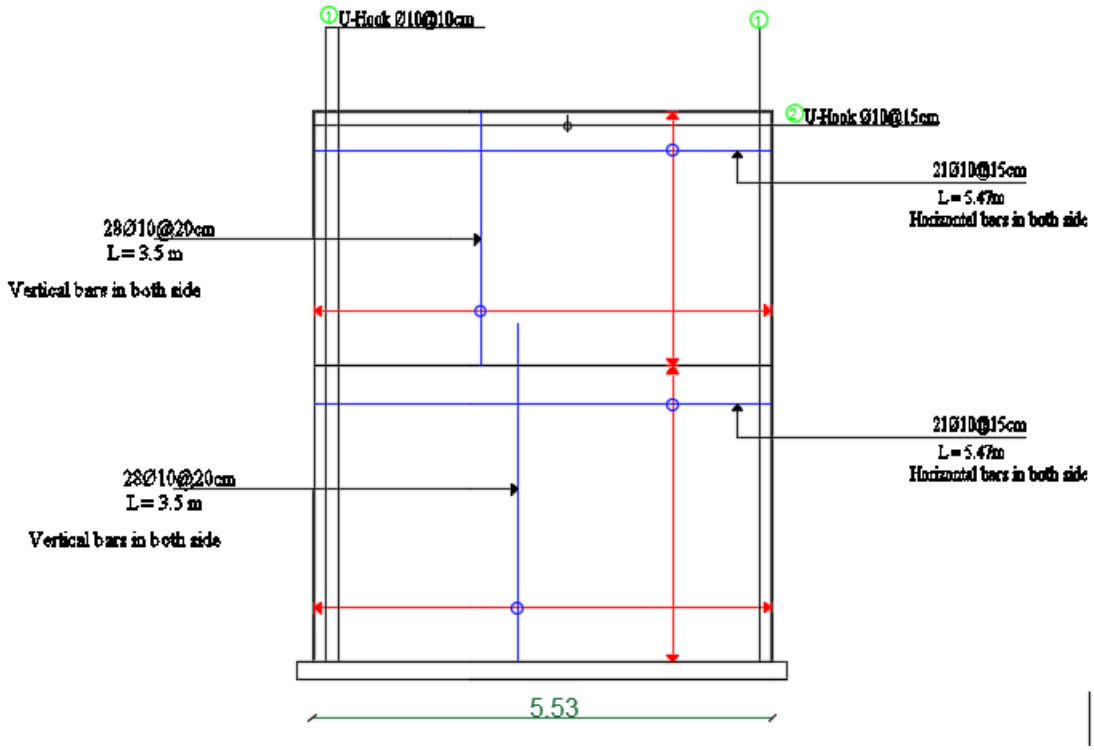
$$\frac{C}{l_w} = \frac{w + \alpha}{2w + 0.85\beta_1} = \frac{0.06 + 0}{2 * 0.06 + 0.85 * 0.85} = 0.0712$$

$$\emptyset M_n = \emptyset\left[0.5A_{st}f_y l_w(1 + \frac{P_u}{A_{st}f_y})(1 - \frac{c}{l_w}\right]$$

$$= 0.9[0.5 * 5677 * 420 * 5530 * (1 + 0)(1 - 0.0712)] = 5158.7KN.m > Mu$$

not require Boundary

Select Φ 10 @200mm for vertical reinforcement .



4.12 Design of Basment Wall.

Fc' = 24 Mpa Fy = 420 Mpa
$\emptyset = 30° \gamma = 18.00 KN/m^3$

$Ko = 1 - \sin \emptyset$
$= 1 - \sin 30$
$= 0.50$

*** Load on basementwall:**

For 1m length of wall:
* **Weight of backfill:**
$e0 = Ko * \gamma * h$
= 0.50*18.0*3.60 =32.4KN/m
E0=0.5*32.4*3.60=58.482KN
*** Load from live load:**
LL=5 KN/m2
$eL = Ko * LL$
= 0.50 * 5 =2.50 KN/m
EL=2.50*3.60=9KN

Vu(max)=1.6*27=43.2KN
M (max)=15*1.57-18*1.57/2*2/3-2.52*1.57*1.57/2=11.02KN.m
Mu(max)=1.6*11.02=17.7KN.m

***Design of the shear force:**

Assume h = 250 mm,
$d = 250 - 20 - 14 = 216$ mm
Vmax =56.86 KN
.

$$\phi Vc = \frac{\phi\sqrt{24} * 1000 * 216}{6} = 132.3 \text{ KN} >> Vu = 43.2 KN$$

No shear Reinforcement is required

*** Design of bending moment:**

Mu max =17.7 KN.m

$$Mn = \frac{Mu}{0.9} = \frac{17.7}{0.9} = 19.67\ KN.m$$

$$Kn = \frac{Mn * 10^6}{b * d^2} = \frac{19.67 * 10^6}{1000 * 216^2} = 0.42\ Mpa$$

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

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

$$= \frac{1}{20.6} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 0.42 * 20.6}{420}}\right)$$

$$= 0.001014$$

$Asreq = \rho * b * d = 0.001014 * 1000 * 216 =$ **$2.19\ cm^2/m$**

$Asmin = 0.0012 * b * h = 0.0012 * 1000 * 300 = 3.60\ cm^2/m$

$Areq \leq Amin$

Areq=Amin=3.6 **cm^2/m**

Select Ø10@25cm/m in both direction.

***Design of the horizontal reinforcement:**

$Asmin = 0.0012 * b * h = 0.002 * 1000 * 300 = 360 cm^2/m$

Select**Ø10@20cm/m**, in two layer.

4.13 Design of Footing.

Material :-

⇒ concrete B300 Fc' = 24 N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel Fy = 420 N/mm^2

Load Calculations :-

Dead Load = 656.64 Kn , Live Load = 189 Kn

Total services load = 950+ 189 =845.64 Kn

Total Factored load = 1.2*656.64 + 1.6*189 = 1090.36 Kn

Column Dimensions (a*b) =٥٥*60 cm

Soil density = 18 Kg/cm3

Allowable Bearing Capacity = 300 Kn/m2

Assume h = 40cm

$q_{net-allow}$ = 300 – 25*0.40 – 18*0.40 – 25*0.40 – 5= 267.8kn/m2

Area of Footing :-

$$A = \frac{Pt}{q_{net-allow}} = \frac{845.64}{267.8} = 3.24\ m^2$$

Assume Square Footing

Select B =1.80m

Bearing Pressure :-

q_u = 1312/1.80*1.80 = 404.93Kn/m^2

Design of Footing :-

1- Design of One Way Shear Strength :-

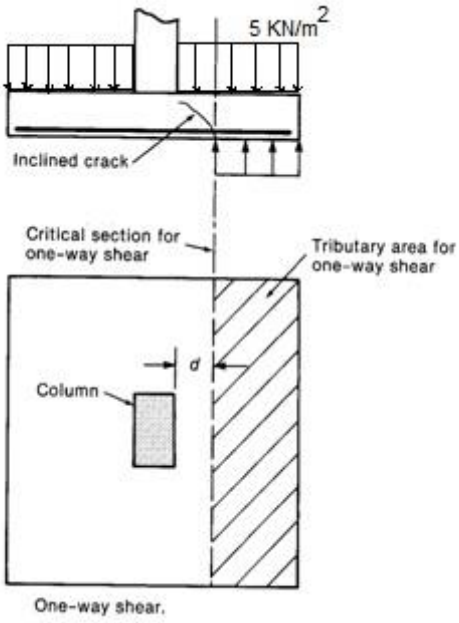
Critical Section at Distance (d) From The Face of Column

Assume h = 50cm , bar diameter ø 14 for main reinforcement and 7.5 cm Cover

d = 400 – 75 – 14 = 311 mm

Vu = $q_u * \left(\frac{2-0.35}{2} - \boldsymbol{d}\right) * \boldsymbol{L}$

Vu = 209.29$* \left(\frac{2-0.35}{2} - \mathbf{0.311}\right) * \mathbf{1.8}$ = 193.63Kn



2- Design of Two Way Shear Strength :-

$Vu = Pu - FR_b$

$FR_b = q_u * area\ of\ critical\ \text{sec}tion$

$Vu = 404.93 - (209 * (0.939 * 0.889)) = 230.462Kn$

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

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

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

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

Where:-

$$\beta_C = \frac{Column\ Length\ (a)}{Column\ Width\ (b)} = \frac{60}{55} = 1.09$$

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

$$b_o = 2*(0.355 + 0.371) = 145.2cm$$

α_s = 40 for interior column

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{\beta_c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{6}*\left(1+\frac{2}{1.09}\right)*\sqrt{24}*1452*311 = 783.925Kn$$

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{12}\left(\frac{\alpha_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{12}*\left(\frac{40*311}{4.66}+2\right)*\sqrt{24}*1452*311 = 922.063Kn$$

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{3}*\sqrt{24}*1452*311 = 553Kn$$

ΦVc =553 Kn>Vu=230.462Kn

3- Design of Bending Moment :-

Critical Section at the Face of Column

FR = $q_u * \left(\frac{B-a}{2}\right) * L$ = 404.93 * $\left(\frac{1.8-0.55}{2}\right)$ *1.8 =456Kn

Mu = 456* 0.5 = 227Kn.m

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{227\times10^6}{0.9\times1800\times311^2} = 1.45\ Mpa$

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

$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times1.45}{420}}\right) = 0.00159$

$A_{s,req} = \rho.b.d = 0.00159 \times 1800 \times 311 = 1300\ mm^2$

$A_{s,min} = 0.0018*1800*400 = 1596\ mm^2$

$A_{s,req} = A_{s,min} = 1596\ mm^2$ **…… is control**

Check for Spacing :-

S = 3h = 3*400 = 1200 mm

$S = 380*\left(\frac{280}{\frac{2}{3}*420}\right) - 1.8*75 = 650\ mm$

S = 450 mm

S = 450 mm **…… is control**

<u>Use 9ø14 in Both Direction, $A_{s,provided}$= 1846.3 mm²</u>

Check for strain:-

$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85 b\, f'_c} = \frac{1846.3 \times 420}{0.85 \times 1800 \times 24} = \mathbf{21.0\ mm}$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{21}{0.85} = \mathbf{24.8\ mm}$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{311-24.8}{24.8}\right) = 0.0346 > 0.005 \ \ldots\ldots 0k$$

4- Design of Dowels :-

Load Transfer In Footing :-

$$\Phi Pn.b = \Phi(0.85\, fc' A_1 \times \sqrt{\frac{A_2}{A_1}})$$

$A_1 = 60 * 55 = 0.2275\ m^2$

$A_2 = 200* 200 = 4.0\ m^2$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{4/0.2275} = 4.2 > 2 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 2$$

$$\Phi Pn.b = 0.60 \times (0.85 \times 24 \times 227.5 \times 2) = 6033.3 Kn$$

$$\Phi Pn = 6033.3 > Pu = 1312 Kn \ldots\ldots\ldots ok$$

No Need For Dowels

Load Transfer In Column :-

$\Phi Pn.b = 0.60 \times (0.85 \times 24 \times 227.5) = 3016.65Kn$
$\Phi Pn = 3016.65 > Pu = 1312kN.....ok$

No Need For Dowels

As,min = 0.005 * Ac = 0.005 * 650 * 350 = 1137.5 mm2

Use 10ø18, $A_{s,provided}$= 2543.4 mm^2>$A_{s,required}$= 600 mm^2… Ok

5- Development Length In Footing :-

Tension Development Length In Footing :-

$$Ld_{T\,req} = \frac{9}{10} * \frac{F_y}{\lambda\sqrt{f_c}} * \frac{\psi_e\psi_s\psi_t}{\frac{ktr+cb}{db}} * db > 300mm$$

$$Ktr = 0\ (Nostripes)$$

$$cb = 75 + \frac{16}{2} = 83mm$$

$$Or\ cb = \frac{200}{2} = 100\ mm$$

$$\frac{ktr+cb}{db} = \frac{0+83}{16} = 5.19 > 2.5$$

$$\frac{ktr+cb}{db} = 2.5$$

$$Ld_{T\,req} = \frac{9}{10} * \frac{420}{1*\sqrt{24}} * \frac{1*1*0.8}{2.5} * 16 = 395.054\ mm > 300mm$$

$Ld_{T\ available} = \frac{2000-350}{2}$ -75= 1575 mm

$Ld_{T\ available}$ = 1575 mm >$ld_{req} = 395.054\ mm$…….. **OK**

Compression Development Length In Footing :-

$Ld_{Creq} = \frac{0.24*Fy*dB}{\sqrt{24}}$ > 0.043*Fy*dB >200mm

$Ld_{Creq}= \frac{0.24*420*18}{\sqrt{24}}$ = 370.4 > 0.043*420*18 = 325.1 >200mm

Ld_{Creq}= 325.1 mm

$Ldc_{available}$ = 500 – 75 – 16 – 16 = 393 mm >Ld_{Creq}= 325.1 mm **…….. Ok**

Lap Splice of Dowels In Column :-

Lsc = 0.071×fy×db = 0.071×420 ×18 = 536.76 mm > 300 mm Select Lsc = 550 mm.

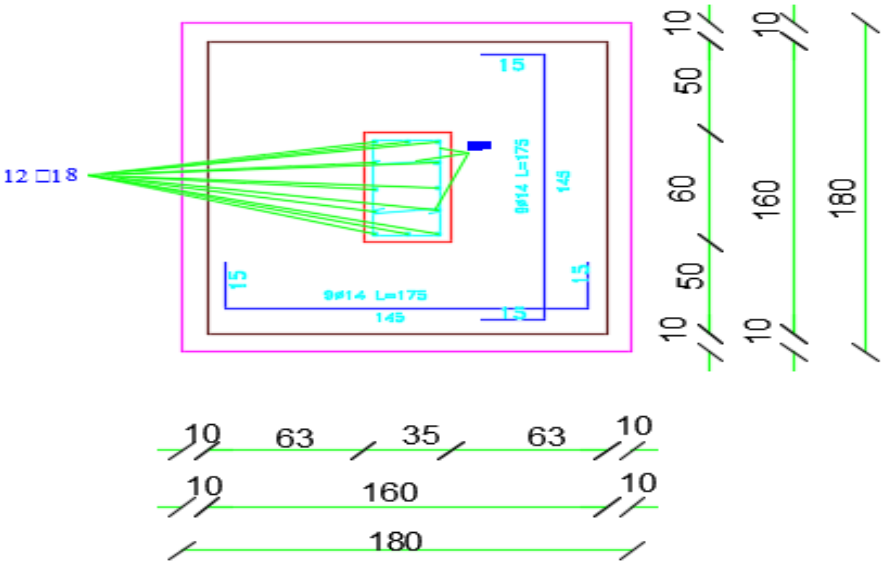


Fig 4.16 :Foundation Plan.

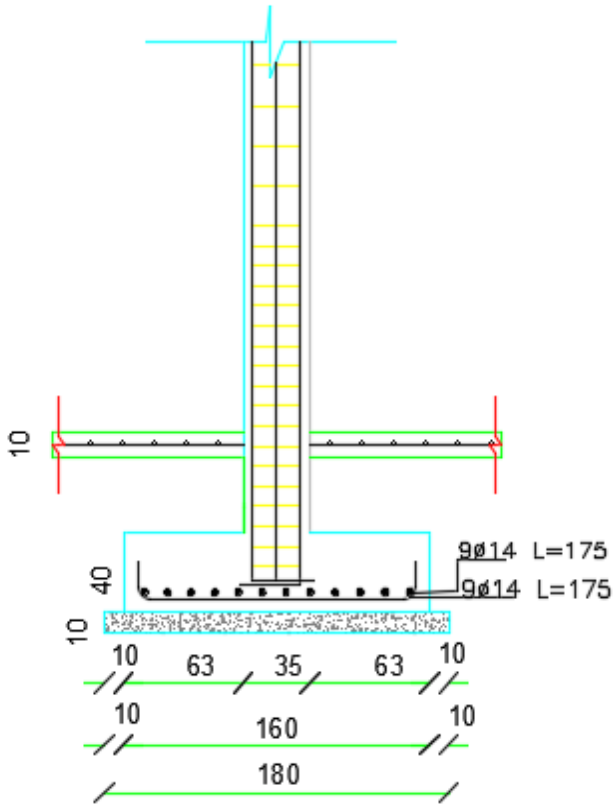


Fig 4.17 :Foundation Detail Section.