Palestine Polytechnic University

College of Engineering & Technology
Civil & Architecture Engineering Department

Graduation Project

Structural Design of Industrial Building

Project Team
Ishaq Mah. Jweiles **Ma'moun Abu Rayyan**

Project Supervisor
Dr. Maher Amro

Hebron – Palestine

August-2003

Palestine Polytechnic University

College of Engineering & Technology
Civil & Architecture Engineering Department

Graduation Project

Structural Design of Industrial Building

Project Team
Ishaq Mah. Jweiles **Ma'moun Abu Rayyan**

Project Supervisor
Dr. Maher Amro

Hebron – Palestine

August-2003

جامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل – فلسطين

كلية الهندسة و التكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية و المعمارية

اسم المشروع

التصميم الإنشائي الكامل لمجمع صناعي ملحق به مبنى إداري

أسماء الطلبة

إسحق محمود جويلس **مأمون مصباح أبو ريان**

بناء على نظام كلية الهندسة و التكنولوجيا و إشراف و متابعة المشرف المباشرة على المشروع و موافقة أعضاء اللجنة ألممتحنه تم تقديم هذا المشروع إلى دائرة الهندسة المدنية و المعمارية و ذلك للوفاء بمتطلبات درجة البكالوريوس في الهندسة تخصص هندسة المباني.

توقيع المشرف

.....

توقيع اللجنة الممتحنة

....

توقيع رئيس الدائرة

.....

الإهـــــداء

إلى الذين سارو مع الفجر ليخطوا لنا طريق العودة.....شـ ـ ـهدائنا.

إلى نبع الحنان والمحبة..... أمـ ـي الغالية.

إلى رمز البذل والعطاء.....أبي الحبيـ ـب.

إلى من هم عنوان سعادتي.....إخـ ـ ـ ـواني.

إلى أجمل هدية من السماء.....أصدقـ ـ ـائي.

إلى الشموع التي تحترق لتضيء لنا طريقنا.....أسـ ـ ـ ـاتذتي.

إلى من نحب نهديي هذا الجهد المتواضع

اسـحق جويلس
مأمون أبو ريان

الشكر و التقدير

نطير أجمل بطاقات الشكر و التقدير إلى كل من هو قائم على الصـــرح العلمي المتميز جامعة بوليتكنيك فلسطين، و بشكل خاص كليـــة الهندســـة و التكنولوجيا ممثلة بدائرة الهندسة المدنية و المعمارية و نخص بالذكر الدكتور ماهر عمرو على المجهود الكبير و المتفاني في إنجاح هذا المشروع، كما نتقدم بالشكر إلى كل الأشخاص و المدرسين الذين قدموا لنا يد العون و المساعدة، كمـا و نتقدم بالشكر الجزيل للجنة مشاريع التخرج ممثلة برئيسها الدكتور نبيل أجولاني على ما قدمه لنا من نصح و توجيهات، كما و نشكر أيضا د.ماجد أبو شرخ عميد كلية الهندسة على ما قدمه لنا من مساعدة، و لا ننسى أن نتقدم بالشكر إلى الدكتور جمال زلاطيمو رئيس دائرة الهندسة المدنية و المعمارية، و مكتبـة الجامعة.

اسـحق جويلس
مأمون أبو ريان

ABSTRACT

Structural Design of Industrial Building

By

Ishaq Mah. Jweiles **Ma'moun Abu Rayyan**

Palestine Polytechnic University - 2004

Supervised By

Dr. MAHER AMRO

As a result of growth of population and civilization development in Palestine, the fixture is appeared to exist of many large industrial buildings, these may need large areas, to reach this requirements, suitable structural systems and suitable structural materials should be used. This means that the production should take the shortest time, the minimum cost and to resist high stresses.so the steel is one of the most suitable materials, which is used for these kinds of construction.

We try to reach many objectives by this project, such as the structural study of construction system for this industrial building and administrative building, design of all the constructions elements and drawing all of construction plans for this industrial building. So we will use steady steps to reach to our objectives by this project such as structural analysis study for this industrial building, design of all structural elements, that contains of concrete and steel elements and drawing all of executive plans for this building, that consist of concrete and structural steel elements.

ملخص المشروع

التصميم الإنشائي الكامل لمجمع صناعي ملحق به مبنى إداري

إعداد

اسحق محمود جويلس مأمون مصباح أبو ريان

جامعة بوليتكنيك فلسطين – ٢٠٠٤م

إشراف

الدكتور ماهر عمرو

نتيجة الازدياد المطرد في عدد السكان في فلسطين، ظهرت الحاجة إلى وجود مجمعات صناعية ضخمة تغطي احتياجات هذا العدد المتزايد من السكان. إن مثل هذا النوع من المشاريع قد يتطلب توفر مساحات واسعة، ولتنفيذ مثل هذا النوع من المنشآت فلابد من توفر نظام إنشائي مناسب ومادة إنشائية مناسبة. ومن هنا فان العناصر الإنشائية المستخدمة في مثل هذا النوع من المنشآت يشترط فيها صفات عدة كأن لا تكون مكلفة ولا يستغرق إنتاجها وقتا كبيرا، بالإضافة إلى تميزها بقلة تكاليفها ومن هنا فقد كان الفولاذ كمادة إنشائية من المواد المناسبة لمثل هذا النوع من المشاريع.

ونسعى من خلال مشروعنا هذا إلى تحقيق أهداف متعددة ومن أهم هذه الأهداف هو إجراء دراسة إنشائية تحليلية لهذا المبنى وتصميم العناصر الإنشائية المستخدمة في هذا المنشأ سواء من الفولاذ أو الخرسانة بالإضافة إلى عمل جميع المخططات الإنشائية لهذا المبنى الصناعي. ويتم تحقيق هذه الأهداف من خلال خطوات ثابتة ومتسلسلة خلال فترة العمل بهذا المشروع وتتمثل هذه الخطوات في الدراسة الإنشائية للنظام الإنشائي ثم تصميم العناصر الإنشائية ومن ثم عمل جميع المخططات الإنشائية لهذا المبنى الصناعي.

الفصل الأول: المقدمة

- مشكـــلة البحـــث
- الهدف من المشـروع
- خطــوات المشـروع
- نطـــاق المشـروع

الفصل الأول

المقدمة

(١-١) مشكلة البحث:

لقد شهدت السنوات الأخيرة نموا كبيرا في المجالات الصناعية في الوطن العربي بشكل عام وفي فلسطين بشكل خاص، حيث تطورت الصناعات بشتى أنواعها وأقسامها بفضل التقدم التكنولوجي الذي يسهل عملية الإنتاج والذي يعنى أيضا **الوصول إلى أفضل النتائج بأقل** التكاليف.

ونتيجة للنمو السكاني والعمراني في فلسطين ظهرت الحاجة الماسة إلى وجود عدد من المجمعات الصناعية الضخمة لملائمة متطلبات هذا النمو السكاني حيث يتطلب ذلك تغطية مساحات واسعة وكبيرة، الأمر الذي يتطلب استخدام إنشاءات مناسبة لهذا الغرض، ومن هنا تبرز أهمية استخدام الفولاذ كمادة إنشائية نظرا لملاءمتها لهذه المتطلبات من حيث التكلفة القليلة وقصر وقت التنفيذ بالإضافة إلي قدرتها على تحمل إجهادات عالية.

ويعرف المنشأ الفولاذي بأنه مجموعة من العناصر الإنشائية المختلفة أو المتشابهة **المقاطع**. والتي تثبت أو توصل ببعضها البعض لتشكل هيكلا مترابطا يؤدي خدمة محددة، من خلال قدرته على مقاومة الأحمال و الاجهادات المختلفة الناتجة عنها.

ويتكون المنشأ الصناعي في العادة من قسمين أساسيين كما هو مبين في الشكل (١-١)، وهما قسم الإنتاج حيث يتكون من مساحات واسعة بحيث تكون معظم عناصره الإنشائية من الفولاذ، أما القسم الثاني فهو عبارة عن مبنى إداري لهذا المجمع الصناعي وعادة تكون عناصره الإنشائية من الخرسانة المسلحة. من هنا من الملاحظ أن عملية التصميم ضمن هذا المشروع ستتضمن التصميم الإنشائي للعناصر من كلا المادتين الإنشائيتين (**الفولاذ والخرسانة المسلحة**).

الشكل (١-١): صورة تبين أقسام **مبنى صناعي**[12].

(١-٢) الهدف من المشروع:

تتطلب دراسة المنشآت الفولاذية عناية ودقة متميزتين نظرا للكم الكبير من المعلومات التفصيلية المتوفرة في هذا الفرع من علوم الهندسة الإنشائية ولكون المنشآت الفولاذية تعتبر

الأوسع انتشارا في بناء المنشآت الصناعية، الأمر الذي يكسبها أهمية خاصة ومن هنا فان هذه الدراسة تهدف إلى تحقيق عدة أهداف أهمها:

١. توفير وتدقيق المخططات المعمارية اللازمة للتصميم الإنشائي.
٢. دراسة إنشائية للنظام الإنشائي **للمجمع الصناعي والمبنى الإداري**.
٣. التصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية.
٤. عمل المخططات الإنشائية لكامل المجمع الصناعي بالإضافة إلى الملحق الإداري

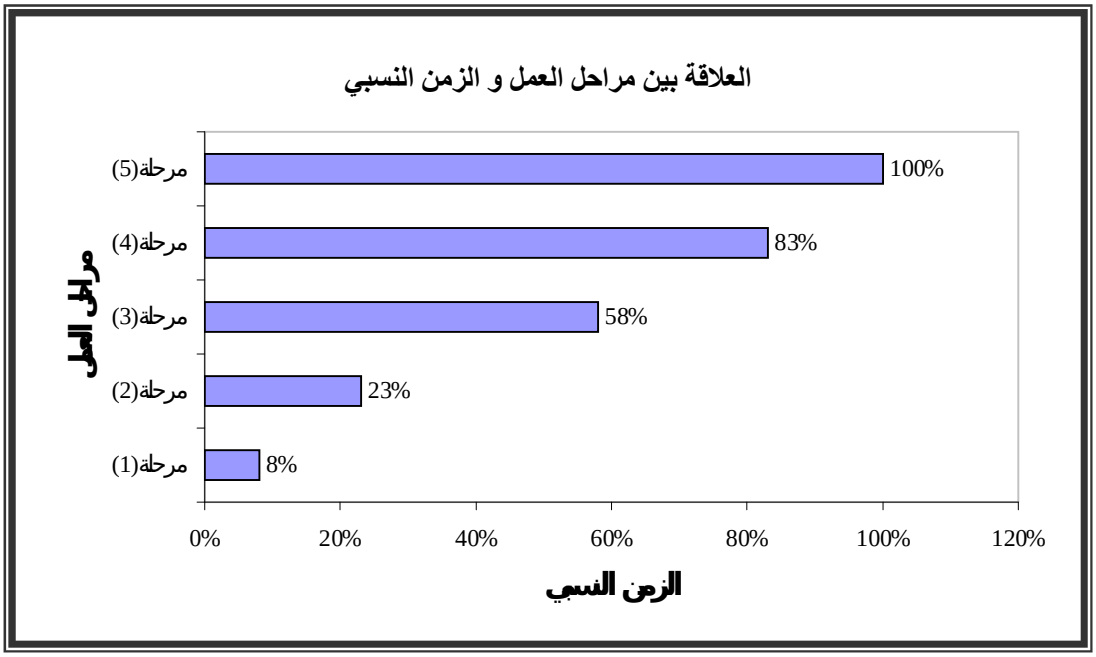
إذ أن تحقيق هذه الأهداف يتم من خلال اختيار عناصر إنشائية آمنة واقتصادية، بحيث يتم خفض التكاليف قدر المستطاع بالإضافة إلى إمكانية التنفيذ للمشروع بالسرعة المطلوبة كما وأن تكون مقاطع وأطوال القطع المستخدمة في عملية التصميم متوفرة في الأسواق المحلية أو يمكن الحصول عليها من الأسواق الخارجية بسهولة وبتكاليف معقولة.

(١-٣) خطوات المشروع:

١. دراسة المخططات المعمارية المتوفرة مع تعديلها بحيث تصبح صالحة وتفي بمتطلبات التصميم الإنشائي.
٢. دراسة تحليلية إنشائية لهذا المنشأ تتضمن تحديد الأحمال وتحديد النظام الإنشائي الأفضل والذي سيتم اختياره بكل ما يحوي من عناصر إنشائية.
٣. التصميم الإنشائي لهذه العناصر بشكل كامل سواء العناصر الإنشائية المعدنية أو الخرسانية.

٤. عمل المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي يحتويها المجمع الصناعي بشكل كامل و قابل للتنفيذ.

٥. عمل المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية في المبنى الإداري.



الشكل (١-٢): العلاقة بين مراحل العمل و زمن المشروع النسبي

(١-٤) خطاق المشروع:

كما هو الحال خلال أي مشروع يجب أن يكون هناك خطوات محددة ومعروفة لتحقيق الأهداف المرجوة من هذا المشروع بأكمل صورة، حيث أن الخطوات الواجب إتباعها في هذا المشروع هي كما ذكر سابقا، ومن هنا فقد تم ترتيب محتويات المشروع بشكل متسلسل مع مراحل العمل حيث يحتوي هذا المشروع على الفصول التالية:

- **الفصل الأول**: وفيه وصف عام للمشروع، حيث يتضمن المقدمة، ومشكلة المشروع، وأسباب اختيار المشروع وأهميته.
- **الفصل الثاني**: ويتضمن هذا الفصل وصف للتصاميم المعمارية، حيث يحوي على إيضاح لمتطلبات التصميم المعماري لهذا النوع من المنشآت.
- **الفصل الثالث**: ويتضمن هذا الفصل التحليل الإنشائي للمجمع الصناعي ومن ثم المبنى الإداري.
- **الفصل الرابع**: ويحتوي هذا الفصل على التصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية بالمجمع الصناعي.
- **الفصل الخامس**:ويحتوي هذا الفصل على التصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية بالمبنى الإداري.
- **الفصل السادس**: ويمثل فصل النتائج و التوصيات.

الفصل الثاني: الوصف المعماري للمشروع

- المقدمة
- المشروع المقترح
- وصف موقع البناء
- التدقيق والتعديل المعماري

الفصل الثاني
الوصف المعماري للمشروع

(٢-١) المقدمة:

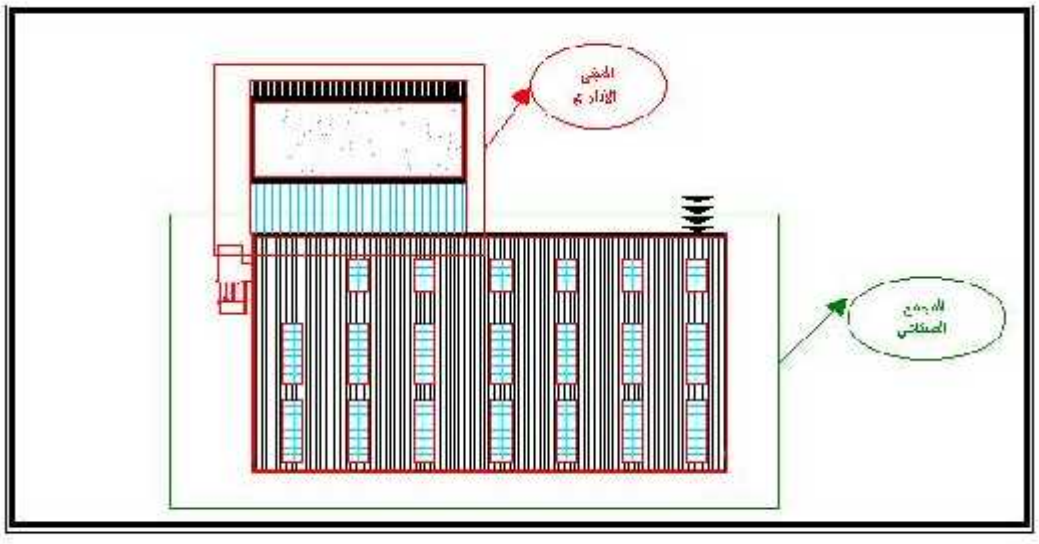
عملية التصميم للمنشأ الصناعي تتم عبر عدة مراحل، تبدأ بالتصميم المعماري الذي يحدد شكل المنشأ و يأخذ بعين الاعتبار تحقيق الوظائف و المتطلبات المختلفة، حيث يجري التوزيع الأولى لمرافقه، بغية تحقيق الفراغات والأبعاد المطلوبة و تحديد مواقع الأعمدة و المحاور. وتتم في هذه العملية أيضا، دراسة الإنارة والعزل والتهوية (في المباني) وكذلك الحركة والتنقل، وغيرها من المتطلبات الوظيفية.

و من ثم تأتي عملية التصميم الإنشائي الهادف إلى تحديد مواد و مقاطع عناصر الهيكل الإنشائي اعتمادا على الأحمال المختلفة التي يتم نقلها عبر هذه العناصر إلى الأساسات و من ثم إلى التربة، و تأتي بعد هذه العملية عمليات تصميم الكهرباء و ألمكانيك الخاصة بهذا المشروع.

(٢-٢) المشروع المقترح:

يتضمن هذا المشروع دراسة إنشائية مفصلة لجميع العناصر الإنشائية المكونة للهيكل الإنشائي للمبنى إذ تم الحصول على مخططات معمارية أولية، و هذه المخططات بحاجة إلى تدقيق و تعديل، لكي تصبح ملائمة و كاملة لمتطلبات التصميم الإنشائي، يظهر ذلك من خلال المخططات المعمارية (A1–A8).

و يظهر من خلال المخططات أن مبنى المجمع الصناعي منتظم الشكل، مستطيل وأبعاده (٣٦.٣٣×٤٨.٩١) م كما وتبلغ مساحته المسطحه (١٣٦٣.٣٠) متر مربع ويتضمن هذا المبنى قسمين رئيسيين، القسم الأول يمثل قسم الإنتاج والتخزين، وهو يمثل القسم الأكبر وذلك لملاءمة أغراض الإنتاج والتصنيع، وأما القسم الثاني فهو عبارة عن مبنى إداري ملحق بقسم الإنتاج والتخزين، أنظر الشكل (٢-١).



الشكل (٢-١):توزيع أقسام المبنى الصناعي

(٢-٣) وصف موقع البناء:

تحديد موقع المبنى الصناعي يتم على أساس الحاجة إلى تحقيق عدة متطلبات صحية واقتصادية وبيئية وغيرها، من خلال موقع هذا المبنى، بحيث يراعى في اختيار هذا الموقع ما يلي:

١. إن موقع المبنى ملائم من ناحية بيئية بحيث يقع في منطقة صناعية وبعيدا عن المناطق السكنية.
٢. أن تكون عملية الوصول للمبنى سهلة، بحيث يتم اختيار موقع البناء بالقرب من طريق رئيسي.
٣. أن تتوفر في الموقع الخدمات و المرافق العامة اللازمة للمبنى من مياه و كهرباء و مواصلات ومجاري وغيرها.
٤. أن تتوفر في الموقع المساحات المطلوبة للمبنى.
٥. أن تكون طبيعة الأرض مستوية وخالية من الانحدارات قدر الامكان في حين يتم أخذ الانحدارات بعين الإعتبار في حال وجودها من خلال أعمال الحفر والردم.

وبشكل عام فان تحقيق هذا المتطلبات، يعني توفر المكان المناسب لتنفيذ مثل هذا النوع من المباني أي أن تحقيق هذه المتطلبات يؤدي إلى ملائمة التصميم المعماري المتوفر لأي موقع، لاحظ الشكل (٢-٢).

الشكل (٢-٢):صورة تبين احد المواقع العامة لمجمع صناعي[12]

(٢-٤) التدقيق والتعديل المعماري على المخططات المعمارية المتوفرة:

(٢-٤-١)المقدمة:

لقد توفرت للمبنى مخططات معمارية تم الحصول عليها من قبل الدكتور ماهر عمرو، كما هو موضح في المخطط (a-1/2). والملاحظ أن هذه المخططات المعمارية غير مكتملة وأن استخدامها لا يفي بمتطلبات التصميم الإنشائي، كما وأن تدقيق هذه المخططات معماريا أدى الى عمل تعديلات عدة وهي:

١. إعادة تنسيق مخطط المسقط الأفقي المتوفر وهو مسقط الطابق الأول، لاحظ المخطط (A-2).
٢. إعداد مخططات المساقط الأفقية للطوابق الأخرى (الأرضي والثاني)، لاحظ المخطط (A-1/3).
٣. إعداد مخطط الموقع العام للمبنى بشكل كامل وموضح موقع المبنى، أنظر المخطط (A-0).
٤. إعادة تنسيق القطاع (A-A) كما هو موضح في المخطط (A-6).
٥. إعداد القطاع (B-B) ويظر ذلك من خلال المخطط (A-7).
٦. إعداد جميع الواجهات الخاصة بهذا المبنى، لاحظ المخطط (A-4/5).
٧. تنظيم جميع اللوحات والمخططات المعمارية ضمن إطار موحد لجميع اللوحات، وإخراجها بصورة مناسبة من ناحية معمارية.

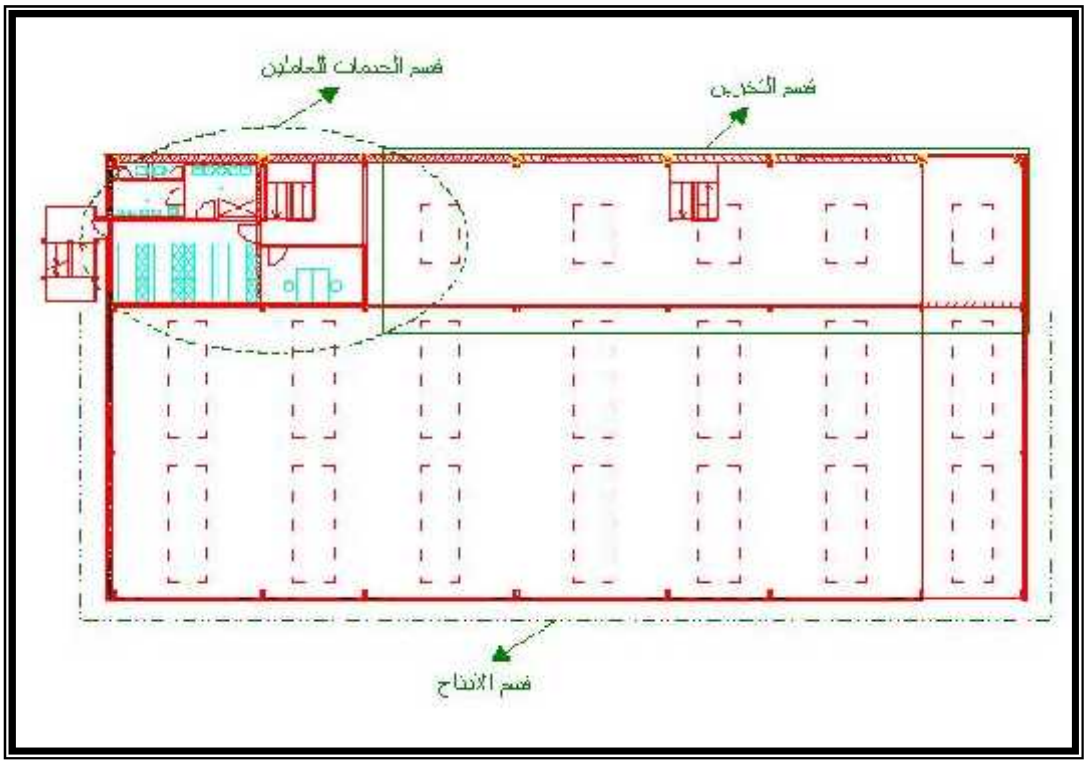
(٢-٤-٢) الوصف المعماري للمجمع الصناعي (قسم الإنتاج والتخزين):

يشكل هذا القسم الجزء الأكبر من المبنى، والملاحظ أن هذا القسم **ذو شكل منتظم** مستطيل وأبعاده (٤٨.٩١×٢٣.١م) **و** أما مساحته الكلية فتبلغ حوالي (١١٣٠) متر مربع ويقع هذا القسم في الجهة الشرقية من المجمع الصناعي، لاحظ الشكل(٢-٣)، ويتضمن هذا المبنى:-

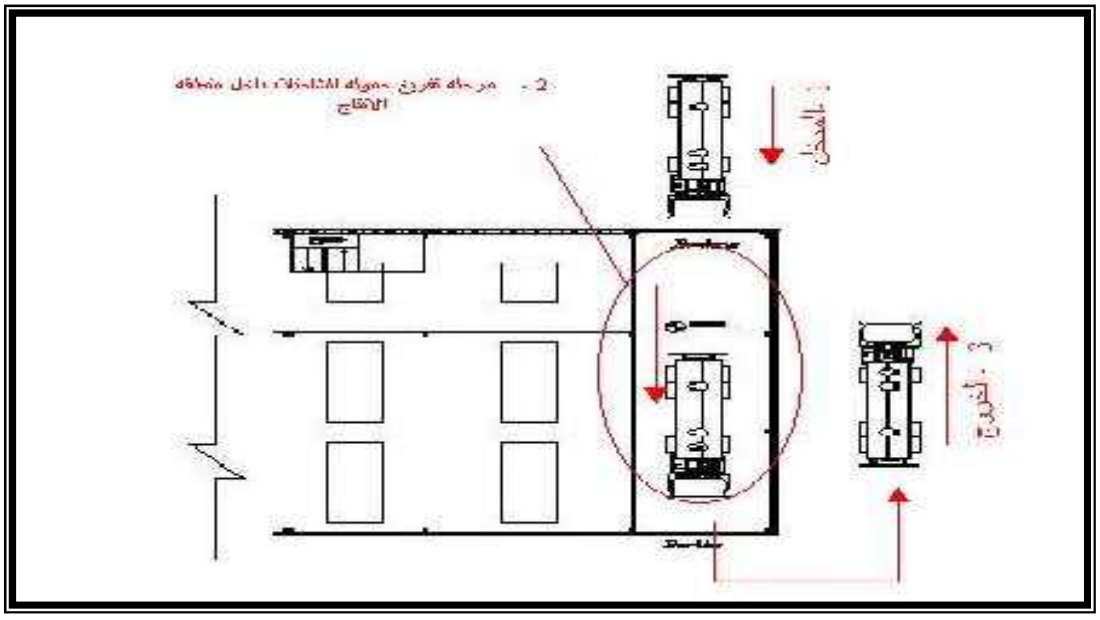
أ-قسم الإنتاج: هو يمثل القسم الأكبر من المبنى وتبلغ مساحته حوالي(٩٥٠) متر مربع ويقع **على طول المبنى الصناعي وبعرض** (١٥.١م)في الجهة الشرقية،كما هو موضح في الشكل (٣-٣)، والملاحظ أن هذه المنطقة قد صممت بحيث تستوعب المعدات الضخمة المحتمل وجودها في المجمع ولملائمة عملية الإنتاج، حيث أن هذا المجمع الصناعي يستخدم في تجميع أجهزة كهربائية منزلية.

إن سقف هذا القسم هو عبارة عن سقف فولاذي مائل وذلك نظرا لكبر المساحة، بحيث يسهل الميلان الموجود في السقف عملية تصريف مياه الأمطار والثلوج، كما ويحتوي السقف على فتحات زجاجية، وتتلخص وظيفة هذه الفتحات في توفير إضاءة طبيعية للعاملين داخل **المبنى** دون الحاجة إلى إضاءة اصطناعية مركزة.

أما بالنسبة لعملية التنقل والحركة داخل المبنى فقد تم أخذها بعين الاعتبار في التصميم المعماري، حيث يتم استخدام روافع متحركة لنقل المواد بين منطقة الإنتاج ومنطقة التخزين (مزليق) وذلك لتسهيل عملية النقل للمواد المنتجة، **لاحظ الشكل (٢-٤)، وأما بالنسبة لنقل المواد** داخل منطقة الإنتاج نفسها فقد تم أخذها بعين الاعتبار من خلال استخدام رافعة ثقيلة، يبلغ أقصى حمل يمكن أن تحمله هذه الرافعة (١٥طن) **كما وأن الرافعة تكون على ارتفاع (٧.٥م)**،



الشكل (٢-٣):أقسام المجمع الصناعي.



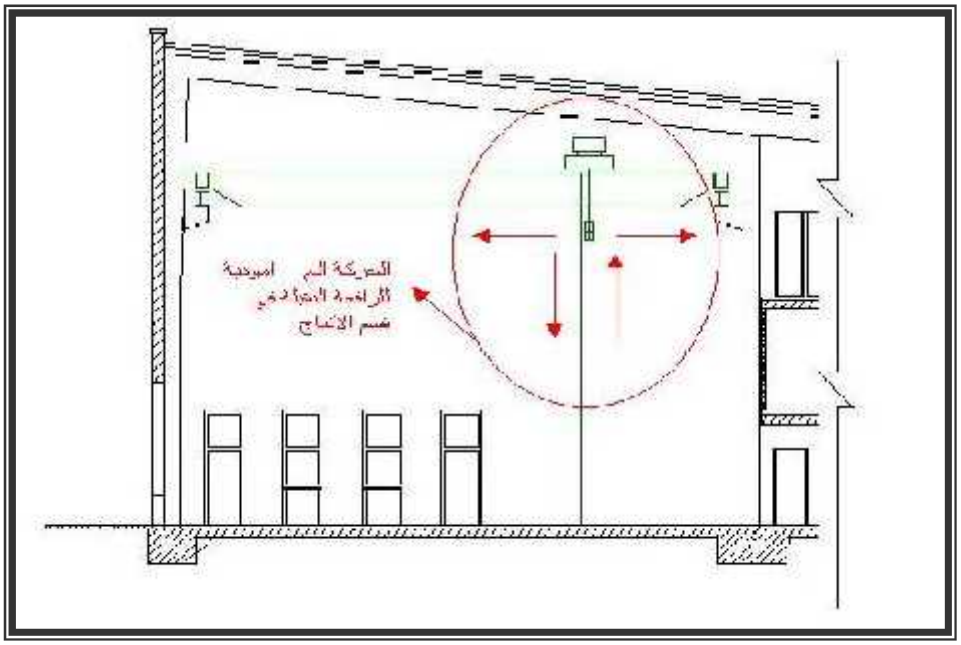
الشكل (٢-٤): حركة المركبات من والى لمجمع الصناعي

حيث تعمل هذه الرافعة على تسهيل عملية نقل المواد ما بين أقسام المجمع الصناعي (**الإنتاج** والتخزين)، إذ أن استخدام هذه الرافعة يعتبر اقتصاديا بالإضافة إلى أن عملية نقل المواد تتم بسهولة وسرعة ودون التأثير على عمليات التصنيع. و يمكن من خلالها نقل المواد لأي منطقة ضمن قسم الإنتاج بحيث تتحرك بالاتجاهات الثلاث، لاحظ الشكل (٢-٥-أ /ب).

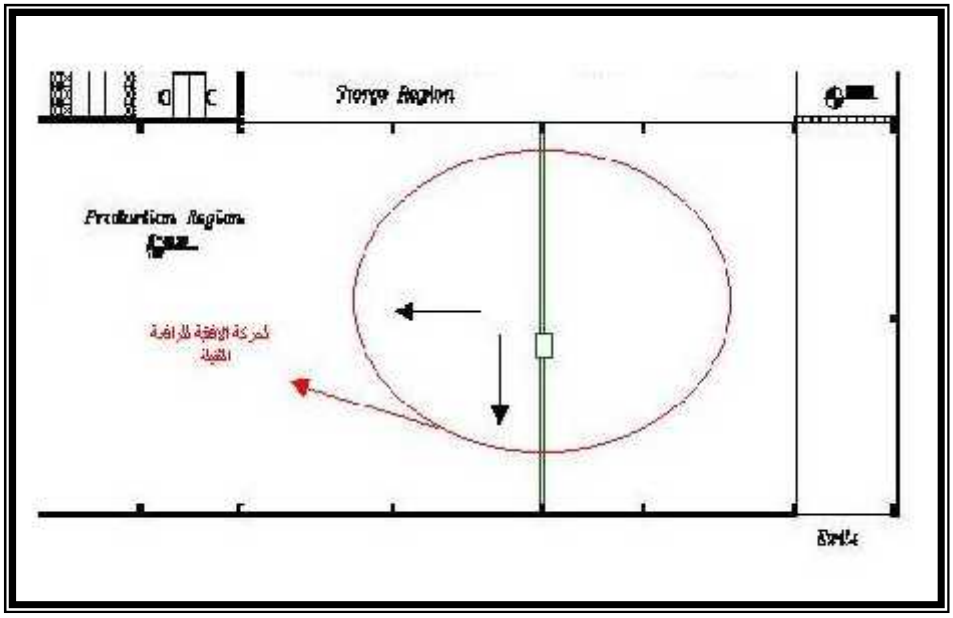
ب. قسم التخزين: يقع هذا القسم في الجهة الغربية من قسم التصنيع وهو ذو شكل مستطيل على **طول المبنى الصناعي وبعرض** (٧.٥م) و تبلغ مساحته (٢٨١م٢) وهو ملحق لقسم الإنتاج وذلك لتسهيل عملية نقل المواد المنتجة إلى قسم التخزين وأما بالنسبة للسقف فهو يشكل وحدة واحدة لكامل المجمع الصناعي وبنفس الميلان ويبلغ أعلى منسوب في المبنى (١٣.٠٥م).**لاحظ المخطط** (A-6).

وأما بالنسبة للحركة داخل قسم التخزين نفسه فتتم من خلال استخدام الروافع المتحركة (مزليق)، وذلك نقل المواد إلى داخل منطقة التخزين بالإضافة إلى رفعها إلى الطوابق العلوية في قسم التخزين، أنظر الشكل (٢-٦)، وتتم الحركة بالنسبة للعاملين داخل قسم التخزين من باستخدام درجين فولاذيين يتوزعان في قسم التخزين لتسهيل حركة العاملين فيه.

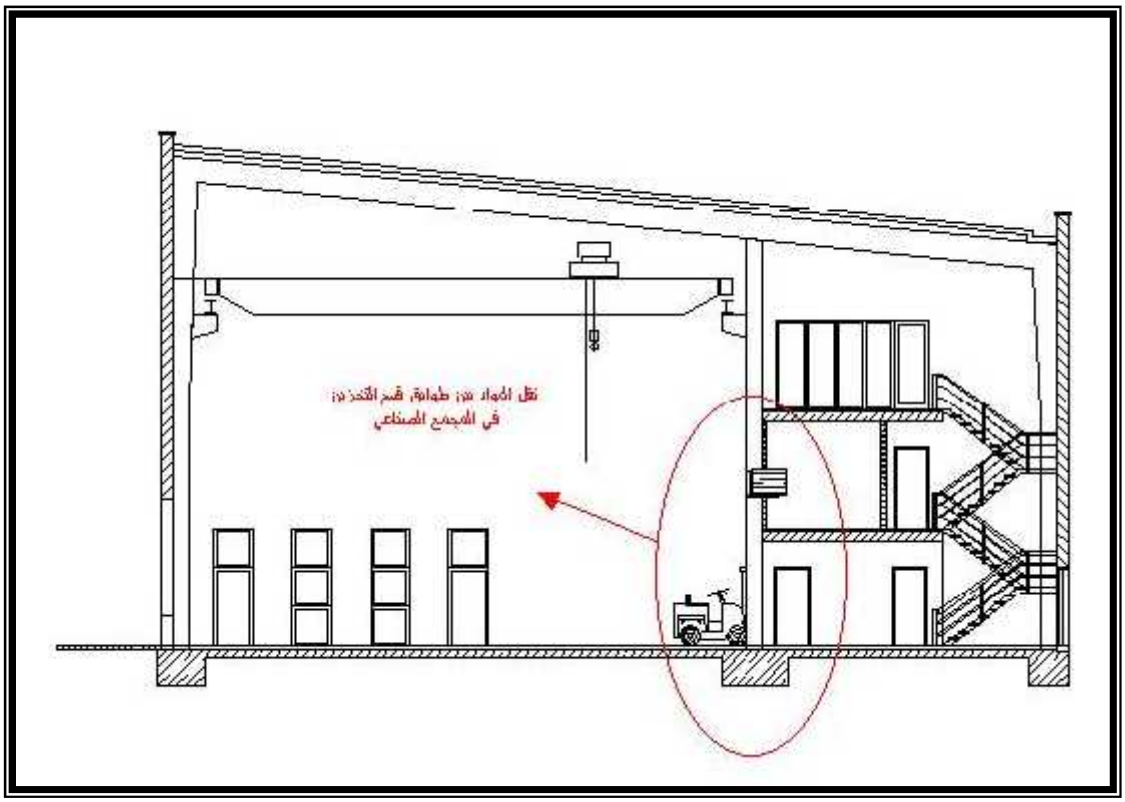
جـ. قسم الخدمات للعاملين:لقد تم تخصيص قسم لتلبية احتياجات العاملين في المجمع الصناعي إذ أن هذا القسم يحتوي على غرفة طعام للعاملين بحيث يمكن لهذه الغرفة استيعاب عدد من العاملين يقارب ٤٨ شخص وتبلغ مساحتها (١٨٠ **متر مربع**) للطابق الواحد، كما ويحوي هذا القسم على غرفة ملابس للعاملين بحيث يمكنها استيعاب العدد نفسه بالإضافة إلى مراحيض للعمال في نفس القسم، حيث تبلغ مساحة هذه الوحدة (٢٠.٣م٢)، والملاحظ أن كل من هاتين



الشكل (٢-٥-أ): الحركة العمودية للرافعة الثقيلة.



الشكل (٢-٥-ب): الحركة الأفقية للرافعة الثقيلة.



الشكل (٢-٦):نقل المواد من والى منطقة التخزين.

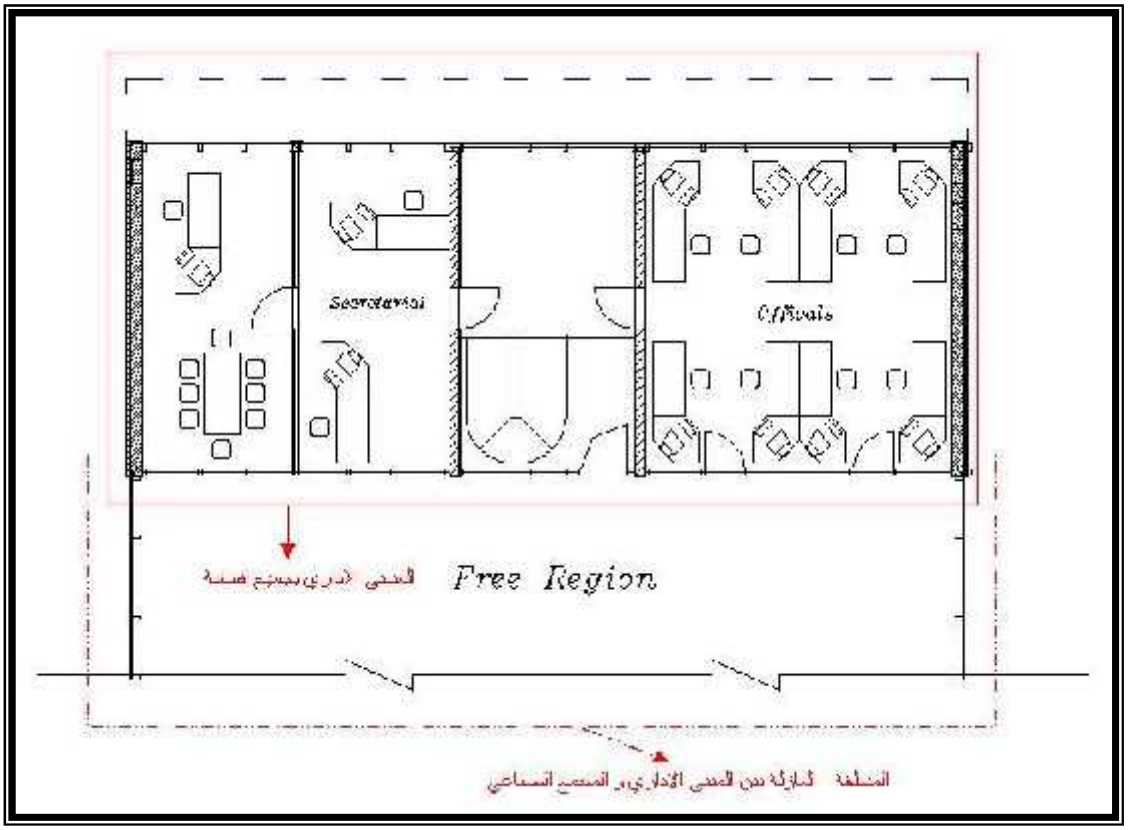
الوحدتين تمثل طابق ويصل بينهما درج فولاذي،، لاحظ المخطط (A-1/2/3). **وأما السقف** فهو عبارة عن سقف مائل بنفس ميلان السقف لمنطقة الإنتاج.

ويتصل بهذا القسم درج أمان فولاذي خارجي وذلك لضمان وتسهيل خروج العاملين من المبنى في حال حدوث حريق في المبنى حيث يصل هذا الدرج الى الطابق الثاني ومن **المجمع، لاحظ المخطط** (A-5).

(٢-٤-٣) الوصف المعماري للمبنى الإداري:

يقع المبنى الإداري في الناحية الغربية من المجمع الصناعي **بطول** (٢٠.٨م)، **و بعرض** (٧.٩ م)، و تبلغ مجمل مساحته حوالي (١٧٠) **متر مربع للطابق الواحد أي أن** مساحته الكلية تساوي ٣٤٠ **متر مربع**، حيث يتكون هذا الجزء من منسوبين (طابقين)، يصل بينها درج خرساني، حيث يتميز هذا الدرج بعدم ارتكازه على أي عامود وذلك بناء على **متطلبات** معمارية، ويتم تصميمه مع الأخذ بعين الاعتبار هذه المتطلبات، لاحظ المخطط (A-6).

أما بالنسبة للمرافق التي يحتويها المبنى الإداري فهي عبارة عن غرفة للإدارة و تشمل **قاعة الاجتماعات الخاصة بالمبنى**، بالإضافة إلى غرفة السكرتارية و هي مصممة بحيث تتسع إلى مكتبين بكامل متطلباتهما. ويحتوي هذا المبنى على غرفة للموظفين تتسع إلى خمسة عشر **موظف ، أنظر للشكل** (٢-٧) .



الشكل (٢-٧):أقسام المبنى الإداري.

و يتضمن المبنى الإداري منطقة عازلة تفصل بين المبنيين الإداري والصناعي، ويشكل هذا القسم منطقة عازلة بين المبنيين، وتبلغ مساحته (١٠٢.٥م٢) بشكل مستطيل، حيث أن هذا القسم مفتوح للأعلى ومسقوف بالزجاج لاحظ المخطط (A-0)، كما أن الجزء الظاهر منه بواجهات المبنى هو على شكل واجهات زجاجية، ويحتوي هذا القسم على مخرجين باتجاهين متعاكسين وذلك لتوفير ممر أمان للمستخدمي المجمع في حال حدث طارئ، وتبرز أهمية هذا القسم في الفصل بين المبنيين وعزل المبنى الإداري عن باقي المجمع وذلك لحماية المبنى من الحريق والضجيج الناجم عن عمليات الإنتاج في المبنى الصناعي.

(٢-٤-٤) المتطلبات الوظيفية:

أ. متطلبات السلامة والأمان:

عملية التصميم تأخذ بعين الاعتبار عوامل السلامة و الأمان لضمان سلامة العاملين في هذا المبنى في ظل ظروف العمل المتوفرة ومن عوامل السلامة والأمان التي تم مراعاتها في التصميم المعماري لهذا المنشأ ما يلي:

١. فصل المبنى الإداري عن قسم الإنتاج بمساحة حرة تقدر بحوالي (١٠٢.٥م٢) و الهدف منها هو تكوين منطقة عازلة للضجيج و لمنع وصول أي مؤثرات أخرى من روائح أو غازات، أو غيرها، لاحظ المخططات(A-1/2/3).
٢. تم استخدام جدار خرساني المكونة من مواد لها القدرة على مقاوم للحريق، أو للحد من انتشار الحريق من قسم الإنتاج إلى المبنى الإداري لفترة زمنية كافية لإطفائها، لتأمين وقت كافي لخروج العاملين من المجمع في حال حصول حريق مثلا داخل المجمع.

٣. إن موقع المبنى الإداري (الجنوبي الغربي) يكون بعكس اتجاه الريح. و بالتالي الحد من تطاير أي غبار أو غازات أو أي من نواتج التصنيع و انتقالها من القسم الصناعي إلى هذا القسم من المبنى.

٤. تم عمل رفرافات للشبابيك بهدف التحكم بأشعة الشمس الداخلة للمبنى الإداري سواء في فصل الصيف أو الشتاء.

ب. التهوية والإنارة و العزل الحراري:

التصميم المعماري للمبنى يجب أن يأخذ بعين الاعتبار متطلبات التهوية و الإنارة. بحيث يتم تحديد ارتفاع و مساحة الفتحات لتحقيق هذه المتطلبات، الفتحات المستخدمة في التصميم تقع على ارتفاع مناسب لسرعة الرياح التي تساهم في عملية التهوية. ارتفاع هذه الفتحات تم تحديده بشكل ملائم أيضا علية الإنارة الطبيعة بحيث يتم دخول أشعة الشمس المبنى. كما و يلاحظ وجود فتحات في السقف المائل بطول ٦ أمتار وبعرض مترين، بالإضافة إلى فتحات جانبية علوية في الواجهات، حيث تساهم هذه الفتحات بشكل رئيسي في عملية الإنارة، لاحظ المخططات (A-0)، أما الفتحات الجانبية فيمكن استخدامها بهدف التهوية الطبيعية للمبنى بطرد الهواء القديم و استبداله بالهواء النظيف، لاحظ المخطط (A-4).

بالإضافة إلى ذلك فأن المبنى الإداري أيضا تم تصميمه بشكل مناسب لعملية التهوية حيث تم الأخذ بعين الاعتبار أن المبنى مكيف بشكل اصطناعي وذلك لكون الواجهات الزجاجية هي عبارة عن واجهات مغلقة تماما، لاحظ المخطط (A-5)، وبالرغم من كون المبنى الإداري

مبنى خرساني فان هذا المبنى يحتوي على واجهتين زجاجيتين بشكل كامل، بحيث تتضمن هاتان الواجهتان توفير إضاءة طبيعية مناسبة لقسم كبير من المبنى طوال فترة النهار.

والملاحظ أيضا بالنسبة للمجمع الصناعي أن جدرانه الجانبية مكونة **من صفائح الفولاذ** الرقيقة، وهي في الواقع مكونة من طبقتين من الصفيح الفولاذي الرقيق تحتوي فيما بينها على طبقة شبه عازلة تساهم في عملية عزل المبنى وفصله عن البيئة والظروف المحيطة به نظرا لكون صفائح الفولاذ رقيقة ولا تمثل مادة عزل مناسبة سواء للأصوات أو للحرارة.

الفصل الثالث: الوصف الإنشائي للمبنى الصناعي

- المقدمة.
- الوصف الإنشائي لقسم الإنتاج والتخزين.
- الوصف الإنشائي للمبنى الإداري
- الأحمال

الفصل الثالث
الوصف الإنشائي للمبنى الصناعي

(٣-١) المقدمة:

عملية التصميم الإنشائي تتطلب القيام بتحديد العناصر الإنشائية المكونة للمبنى من حيث المادة الإنشائية و نوع المقطع المستخدم في تكوين هذه العناصر.حيث إن كل نظام إنشائي يتم تحديده عبر دراسة أولية لتحديد الحل الأمثل من حيث الأمان و التكلفة.

العناصر الإنشائية المكونة لهذا المبنى تتضمن نوعين مختلفين من المواد الإنشائية و هما الفولاذ و الخرسانة المسلحة بشكل رئيسي. في المجمع الصناعي تم تحديد معظم **العناصر** الإنشائية من مادة الفولاذ نظرا لقصر زمن التنفيذ, و يحتوي هذا المجمع أيضا على عناصر خرسانية مثل العقدات الخرسانية في قسم التخزين و جدار خرساني كجدار عازل للحريق، **أما** المبنى الإداري فمعظم العناصر الإنشائية فيه عبارة عن عناصر خرسانية مسلحة، حيث أختيرت هذه العناصر الإنشائية بشكل يتوافق مع المتطلبات المعمارية بالإضافة الى أخذ التكلفة بعين الإعتبار وسهولة التنفيذ.

ونظرا لتعدد الأهداف و الأغراض المطلوبة من بناء هذا المجمع الصناعي، فقد تعددت العناصر الإنشائية القابلة للاستخدام في تصميم هذا المجمع وذلك لملائمة متطلبات هذا النوع من المنشآت، ومن أهم هذه المتطلبات توفير، مساحات واسعة تلائم عمليات الإنتاج والتخزين،

و مقاومة الاجهادات الناتجة عن الأحمال, بالإضافة إلى ضرورة عزل المبنى الإداري عن المبنى الصناعي ضد الحريق وكذلك المساهمة في توفير المظهر الجمالي المناسب لهذا المجمع. كما و يجب إن يؤخذ بالاعتبار أن مثل هذه المشاريع يتم تنفيذها في فترة زمنية قصيرة. لذا نجد انه من الضروري اختيار عناصر إنشائية سريعة التنفيذ مثل العناصر الفولاذية، بالإضافة إلى أن بناء الرافعات يتطلب عناصر إنشائية عالية الدقة في التنفيذ، وهذا يؤخذ بعين الاعتبار في العناصر الإنشائية الفولاذية وكذلك الخرسانية.

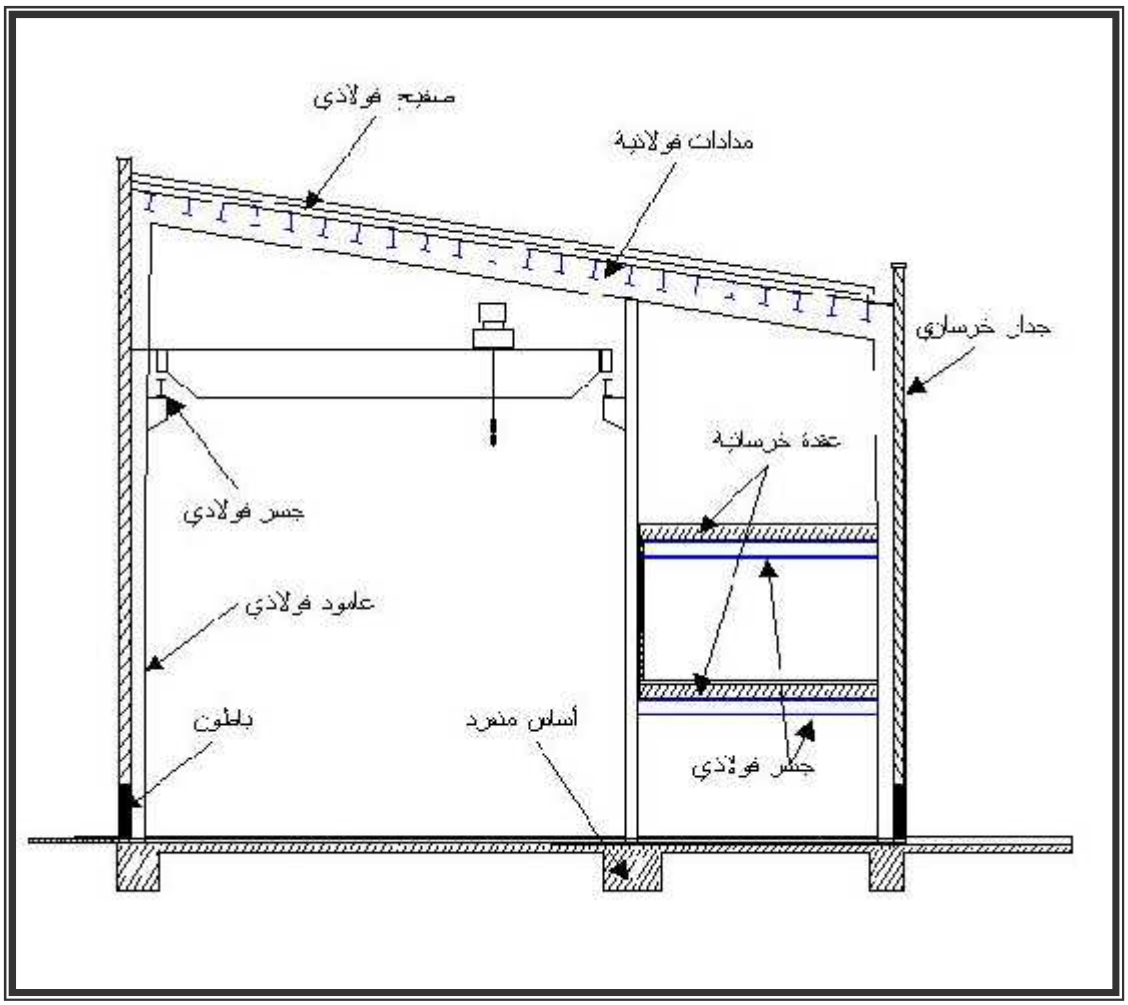
(٣-٢) الوصف الإنشائي لقسم الإنتاج والتخزين:

إن العناصر الإنشائية لمثل هذا النوع من المنشآت تكون خاصة بحيث تلائم الغرض المطلوب من بنائه، وانطلاقا من الحاجة إلى توفر المساحات الواسعة في هذا القسم الخاص بعمليات الإنتاج والتخزين فان العناصر الإنشائية المحتمل استخدامها في هذا القسم تتلخص بالتالي:

(٣-٢-١) الهيكل العام للمبنى:

إن العناصر الحاملة المستخدمة في هذا القسم من المجمع هي فولاذية، وقد تم اختيار الفولاذ كمادة إنشائية في هذا القسم نظرا للحاجة إلى توفير مساحات واسعة ومفتوحة تلائم الإنتاج والتخزين ومن خلال مقارنة الفولاذ بغيره من المواد الإنشائية يلاحظ أن الفولاذ هو أكثر

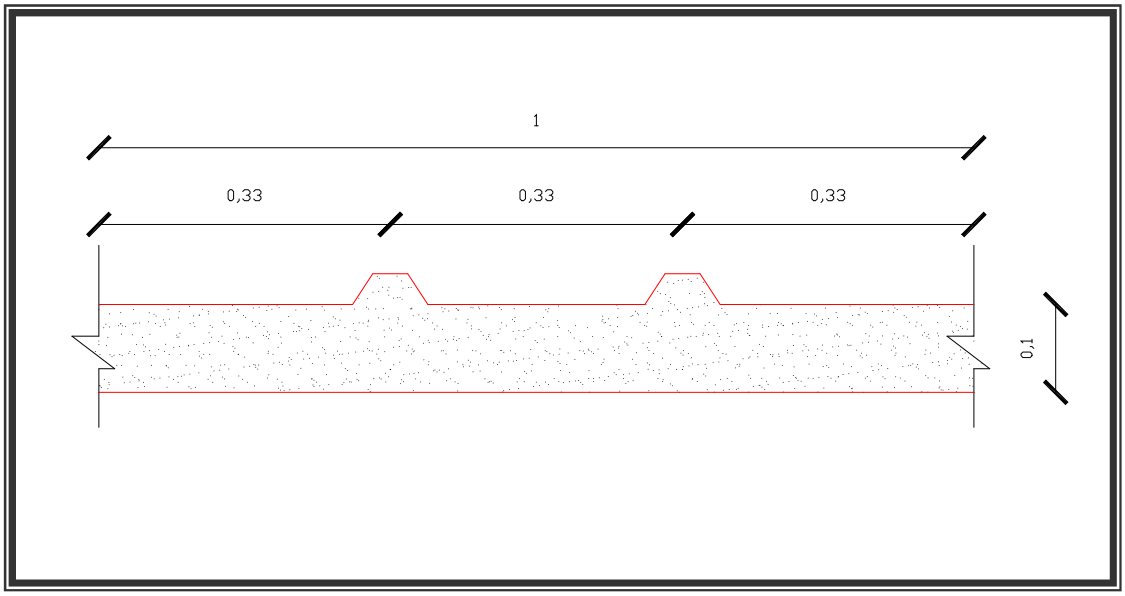
المواد ملائمة للمتطلبات الإنشائية لهذا المبنى، **لاحظ الشكل** (٣-١). وهذه المتطلبات تتلخص في السرعة في التنفيذ والقدرة العالية على تحمل الاجهادات بالإضافة إلى أن تكلفة استخدام مثل هذا **النوع من** المواد الإنشائية أقل منها فيما لو أستبدلت بعناصر إنشائية خرسانية.



الشكل (٣-١): صورة تبين الهيكل العام للمجمع **الصناعي**.

(٣-٢-٢) الجدران:

الجدران الخارجية عبارة عن جدران من صفيح فولاذي مرتكزة على مدادات طولية، إذ أن جميع الواجهات في المبنى هي فولاذية باستثناء الواجهة الغربية للمبنى حيث تكون خرسانية لملائمة عزل الحريق لاحظ المخطط (A-4). و بما أن هذا القسم من المجمع يعنى بعمليات الإنتاج والتخزين، بالإضافة إلى كون هذا القسم من المبنى صناعيا فان عملية العزل للجدران حراريا يجب أن تؤخذ بعين الاعتبار في تصميم العناصر إنشائيا، حيث أن مقطع جدران الصفيح الفولاذي يتكون من طبقتين فولاذيتين بينهما طبقة عازلة للحرارة، **لاحظ الشكل** (٣-٢).



الشكل (٣-٢): مقطع يبين الصفائح الفولاذية المستخدمة في المجمع الصناعي

بالإضافة إلى ذلك فان الجزء السفلي من جدران المجمع هي خرسانية بحيث يتم عمل جدار خرساني بارتفاع متر واحد عن سطح الأرض و يرتكز على جسر أرضي، ووظيفة هذا الجدار الخرساني تتمثل في منع الجزء الفولاذي السفلي من الجدار من الصدأ، بالإضافة إلى منع الرطوبة.لاحظ المخطط (A-4).

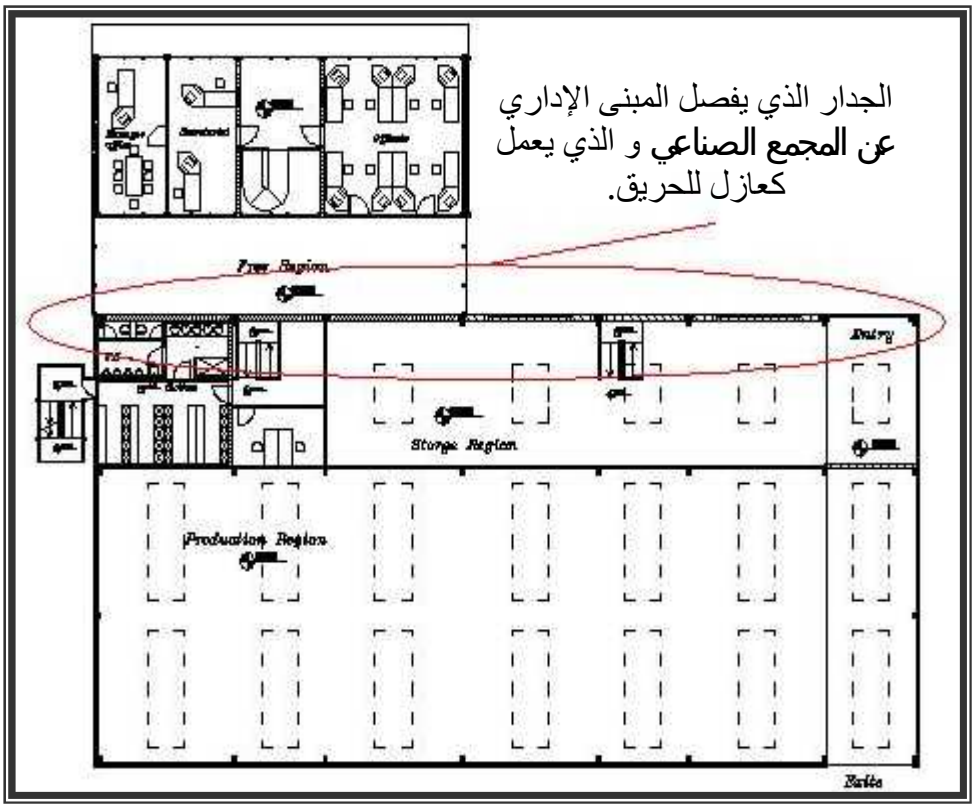
(٣-٢-٣) السقف:

إن السقف في هذا القسم من المبنى مكون من صفيح فولاذي ذو طبقتين (مزدوج,Sandwich)، و من ثم يرتكز على هيكل إنشائي (Frame) ، وذلك نظرا لكون هذه الصفائح خفيفة الأوزان إذا ما قورنت مع غيرها من المواد الأخرى, كما وأن الميلان في السقف له دور في تقليل الأحمال الواقعة عليه كما هو الحال في أحمال الثلوج إذ يتم تقليل قيمة الحمل نتيجة لزاوية الميلان في الوقت الذي يتم فيه زيادة الحمل في منطقة تراكم الثلوج لاحظ الشكل (٣-٢).

(٣-٢-٤) عزل الحريق:

إن الجدار العازل للحريق يجب أن يحقق المواصفات الخاصة بالجدران العازلة للحريق، إذ أن هذا الجدار لا يرتكز على الأعمدة الفولاذية، وذلك لكون الأعمدة الفولاذية ليس لها القدرة على مقاومة الحريق بعد مرور زمن معين بناء على درجة الحرارة الناجمة عن

الحريق، ومن هنا فلابد أن يتم الأخذ بعين الاعتبار أي ظروف محتملة في عملية التصميم عند حدوث الحريق، إذ يجب أن يصمم الجدار العازل للحريق إنشائيا بحيث يكون قادرا على استيعاب جميع الأحمال الواقعة عليه في احتراق المبنى بالكامل وانهياره بالكامل.**لاحظ الشكل (٣-٣).**

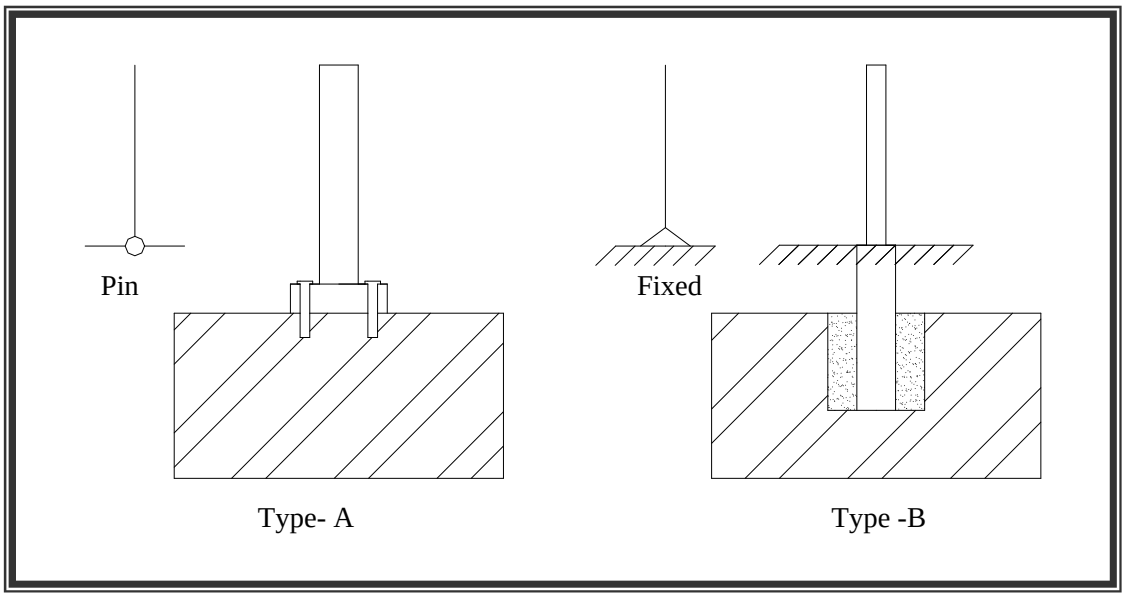


الشكل (٣-٣): صورة تبين الجدار العازل بين المبنى الإداري و المجمع الصناعي.

(٣-٢-٥) الأساسات:

الدراسة الإنشائية للمجمع الصناعي تتضمن تحديد نوع للأساسات المستخدمة في هذا الجزء من المنشأ بحيث يتم تصميمها بالاعتماد على قوة تحمل التربة، حيث أن قوة تحمل التربة تشكل عامل رئيسي لتحديد أبعاد الأساسات، بناء على التحاليل المخبرية المتوفرة لدينا من قبل الدكتور ماهر عمرو فان قوة تحمل التربة تبلغ (٠.٣ نيوتن/ملم٢) .

هذا وسيتم تصميم الأساسات اعتمادا على النظام الإنشائي المحدد للأعمدة. حيث أن النظام الإنشائي للأعمدة الفولاذية يحدد كيفية ربط الأعمدة مع الأساس ويحدد بذلك نوع الأساس المفرد المستخدم، انظر للشكل (٣-٤).



الشكل (٣-٤): صورة تبين أنواع الأساسات المنفردة المستخدمة في المجمع الصناعي اعتمادا على النظام الإنشائي للأعمدة.

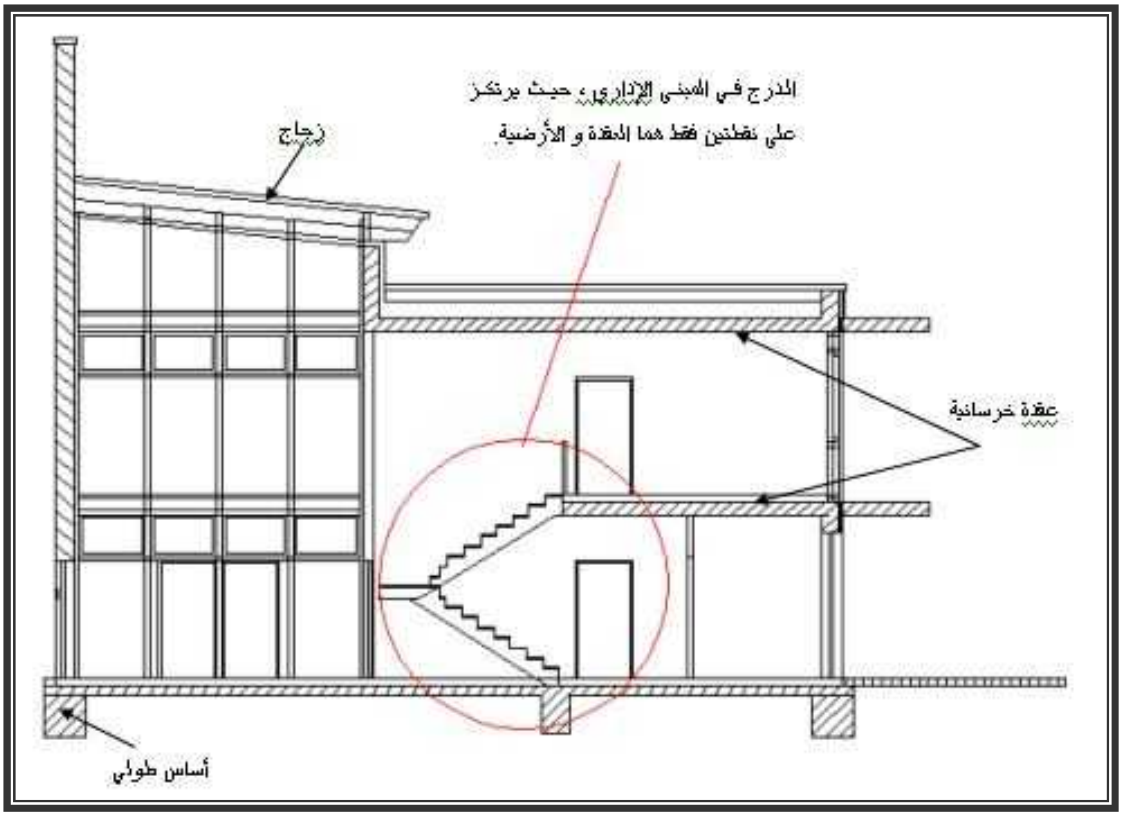
(٣- ٣)الوصف الإنشائي للمبنى الإداري:

(٣-٣-١) الهيكل العام:

حيث يتكون هذا المبنى من طابقين (أرضي و أول)، وأما بالنسبة لجدرانه فهي عبارة عن جدران خرسانية حجرية ترتكز عليها عقدات خرسانية مسلحة، إذ أن السقف في المبنى الإداري هو عبارة عن عقدات خرسانية مصمتة، وأما السقف فوق الممر فيتكون من عناصر فولاذية حاملة للألواح الزجاجية التي تشكل غطاء لسقف الممر، لاحظ الشكل (٣-٥) (المنطقة الفاصلة بين المبنيين). وهذه العناصر الفولاذية يرتكز عليها أعلى الجدار العازل للحريق بحيث يحتوي هذا الجدار على نقطتي ارتكاز في أسفل الجدار مع الأساس وفي أعلى الجدار مع العناصر الفولاذية لاحظ المخطط (A-6).

(٣-٣-٢) الدرج:

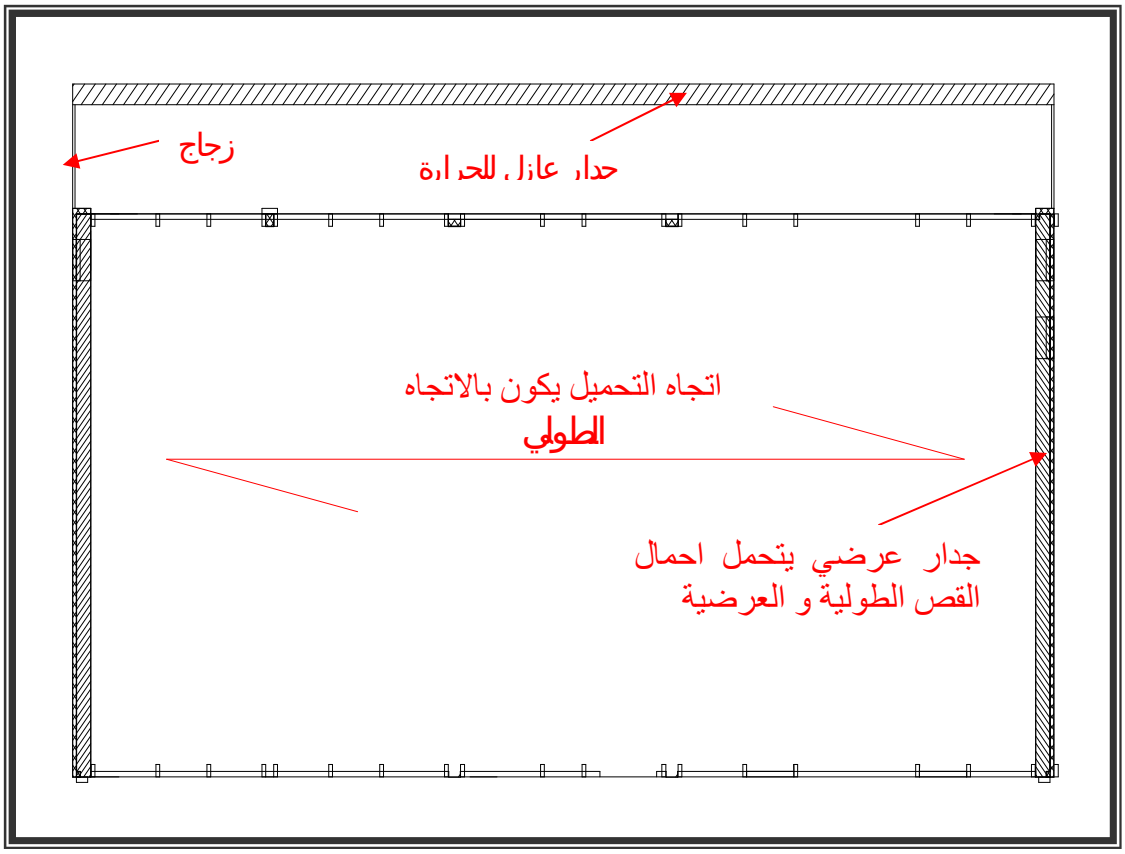
إن الدرج المستخدم في الارتقاء بين مناسيب هذا الجزء من المنشأ هو عبارة عن درج خرساني ويحتوي على نقطتي ارتكاز فقط في الأعلى والأسفل، حيث أن هذا الدرج خالي من أي نقاط ارتكاز أخرى وذلك لملائمة المتطلبات المعمارية الخاصة بهذا القسم من المنشأ. لاحظ القطاع (أ- أ)في الشكل (٣-٥).



الشكل (٣-٥): الدرج في المبنى الإداري.

(٣-٣-٣) مقاومة المبنى للأحمال الأفقية:

من الملاحظ من خلال الاطلاع على المخططات المعمارية أن الاتجاه الطولي للمبنى الإداري لا يحتوي أي جدران قص إذ أن الجدران العرضية يجب أن تتحمل أحمال القص جميعها بالإضافة الى مقاومة الأحمال الأفقية، حيث أن المبنى مفصول عن الجدار العازل للحريق ولا يستطيع هذا الجدار مقاومة الأحمال الأفقية الطولية، أنظر الشكل(٣-٦).



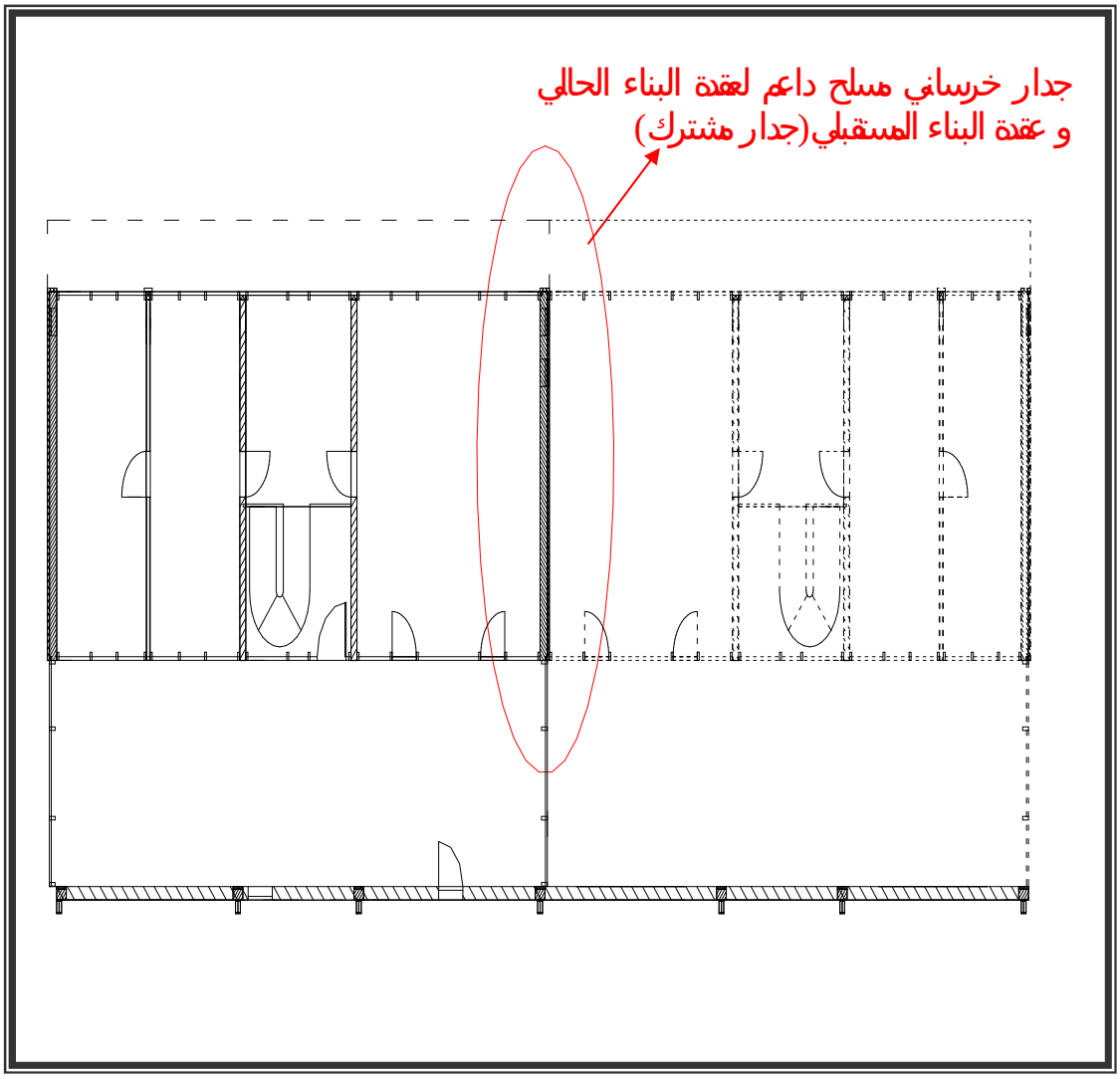
الشكل (٣-٦): اتجاة التحميل في المبنى الإداري.

(٣-٣-٤) الأساسات:

هي عبارة عن أساسات مستمرة تمتد على طول الجدران الخاصة بهذا المبنى حيث تصمم اعتمادا على قوة تحمل التربة، وهذا يتم اعتمادا على قوة تحمل التربة التي أخذت من دراسات مخبرية متوفرة لتربة الموقع وتبلغ (٠.٣ نيوتن / ملم٢).

(٣-٣-٥) الامتداد الطولي للمبنى الإداري:

إن الجدار الفاصل بين المبنى الإداري الحالي والمبنى الإداري القابل للإنشاء في المستقبل بعد فترة زمنية، يجب أن يصمم بحيث يؤخذ بعين الاعتبار إمكانية إضافة المبنى الإداري المقترح مستقبلا، من خلال عمل أساسات مفصلة على طرفي الجدار السابق(W.1) ومن ثم جسر يرتكز على العمودين الطرفيين بحيث يتم تحميل العقدة على هذا الجسر، لاحظ الشكل(٣-٧).



الشكل (٣-٧): قابلية المبنى الإداري للامتداد الطولي.

(٣-٤) الأحمال:

لا تختلف الأحمال التي تتلقاها المنشآت الفولاذية عنها في المنشآت الخرسانية، سوى ببعض الأوزان الذاتية و الأحمال الميتة للمواد، فالمنشآت عموما تتعرض إلى الأنواع التالية من الأحمال:-

١. الأحمال الميتة (Dead loads)
٢. الأحمال الحية (Live loads)
   أ. أحمال ديناميكية (Dynamic loads)
   ب. أحمال ستاتيكية (Static loads)
٣. الأحمال البيئية (Environmental loads)
   أ. أحمال الرياح (Wind loads)
   ب. أحمال الزلازل (Seismic loads)
   جـ. أحمال الثلوج (Snow loads)

وتهدف عملية التصميم الإنشائي إلى إيجاد عناصر إنشائية لها القدرة على تحمل جميع الأحمال الواقعة عليها دون أن تنهار. و بالتالي يجب أن يكون المصمم ملما و بشكل جيد بالأحمال المؤثرة على المنشأ و كيفية تحديدها، لأن أي خطأ في عملية حساب الأحمال ينعكس سلبا على التصميم الإنشائي إذ يجب مراعاة أقصى درجات الأمان بالإضافة إلى تقليل الكلفة. و فيما يلي توضيح لأهم أنواع الأحمال الواقعة على هذا المنشأ.

(٣-٤-١) الأحمال الميتة: Dead loads

تتمثل الأحمال الميتة بمجموع الأوزان الثابتة الواقعة على المبنى بشكل عام، بما في ذلك أوزان المواد المستخدمة و التجهيزات الثابتة و أوزان كافة العناصر الإنشائية و أحمال القواطع و أعمال التشطيب المستخدمة في هذا المجمع الصناعي. و فيما يلي قيم الكثافة النوعية لجميع المواد الإنشائية المستخدمة في هذا المجمع:

الكثافة النوعية للباطون المسلح = ٢٥٠٠ كغم/م^3

- الكثافة النوعية للباطون = ٢٣٥٠كغم/م٣.
- الكثافة النوعية للفولاذ = ٧٨٠٠ كغم/م٣.
- الكثافة النوعية للزجاج = ٢٦٠٠ كغم/م٣.
- الكثافة النوعية للحجر = ٢٥٠٠ كغم/م٣.
- الكثافة النوعية للقصارة = ٢٢٠٠ كغم/م٣.
- الكثافة النوعية للبلاط = ٢٣٥٠ كغم/م٣.
- الكثافة النوعية للرمل = ١٨٠٠ كغم /م٣.

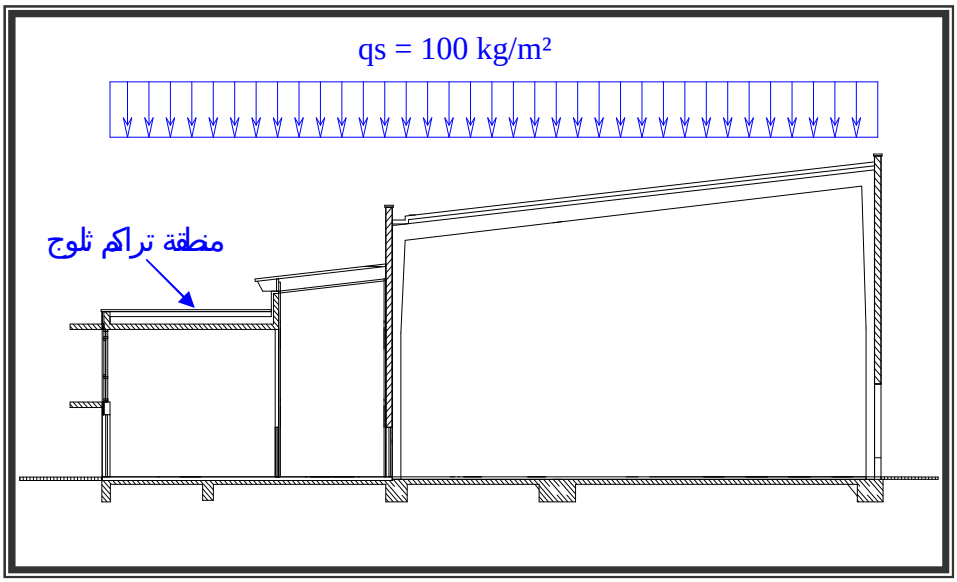
(٣-٤-٢) الأحمال الحية: Live load

ويقصد بها أحمال الخدمة، من متاع و بضائع و معدات و أشخاص و تخزين و غيرها. و التي ستطبق على عقدات وسنوف المنشأ لاحقا. و في هذا المشروع فقد تم تحديد الأحمال الحية الواقعة على عقدات القسم الإداري من المجمع بـ (٢٠٠ كغم/م٢)، أما الأحمال الحية في قسم التخزين فقد تم تحديدها بقيمة (٥٠٠ كغم/م٢) وذلك بناء على أكبر قيمة متوقعة للحمل/م^2.

(٣-٤-٣) الأحمال البيئية:

(٣-٤-٣-١) الأحمال الثلجية[5]: Snow loads

تؤثر الثلوج على المنشات الصناعية كغيرها من المنشات الأخرى. و بالتالي يجب مراعاة الأحمال الناتجة عن تراكمها في عملية التصميم الإنشائي، و من الجدير بالذكر أن أحمال الثلوج تعتمد على الارتفاع عن سطح البحر و على طبيعة المنطقة المراد إقامة المشروع فيها، كما و تعتمد هذه الأحمال أيضا على انحناء سقف المنشأ. أما عن أحمال الثلوج في هذا المشروع، فتم تحديدها بقيمة (١٠٠ كغم/ متر مربع) اعتمادا على الكود الألماني، وهذه القيمة تغطي أكبر الأحمال التي يمكن أن تظهر في منطقة الخليل خلال عمر المبنى(٩٠كغم/ متر مربع) لاحظ الشكل (٣-٨).



الشكل (٣-٨): أحمال الثلوج الواقعة على المبنى.

يلاحظ أن انحناء سقف المنشأ قليل، بحيث لا يتم تخفيض هذه القيمة اعتمادا على الكود الألماني، إضافة إلى أن الأحمال الثلجية يتم زيادة قيمتها في منطقة تراكم الثلوج كما هو موضح في الشكل (٣-٨).

(٣-٤-٣-٢) أحمال الرياح: Wind loads

يعتبر هذا النوع من الأحمال شديد التأثير على المنشآت المعدنية بالذات، فهي تغطي مساحات واسعة، فالمنشات الفولاذية يجب إن يتم تثبيتها بشكل يقاوم قوى الرياح الطاردة بسبب وزنها الخفيف مقارنة مع المنشات الخرسانية الأخرى. و بشكل عام تعتمد أحمال الرياح على علو المبنى عن سطح الأرض وشكل المبنى في المسقط الأفقي و المقطع العمودي.

أحمال الرياح سوف يتم تحديدها اعتمادا على الكود الألماني، حيث يتم تحديد سرعة الرياح القصوى اعتمادا على ارتفاع المبنى فوق سطح الأرض، و اعتمادا على سرعة الرياح القصوى يتم تحديد الضغط الديناميكي (qo) و يكون:

$q_w = qo \times Cf$ …… .....(٣-١)

$qo = ½ \times s \times v^2$……..……..……..(٣-٢)

Where:

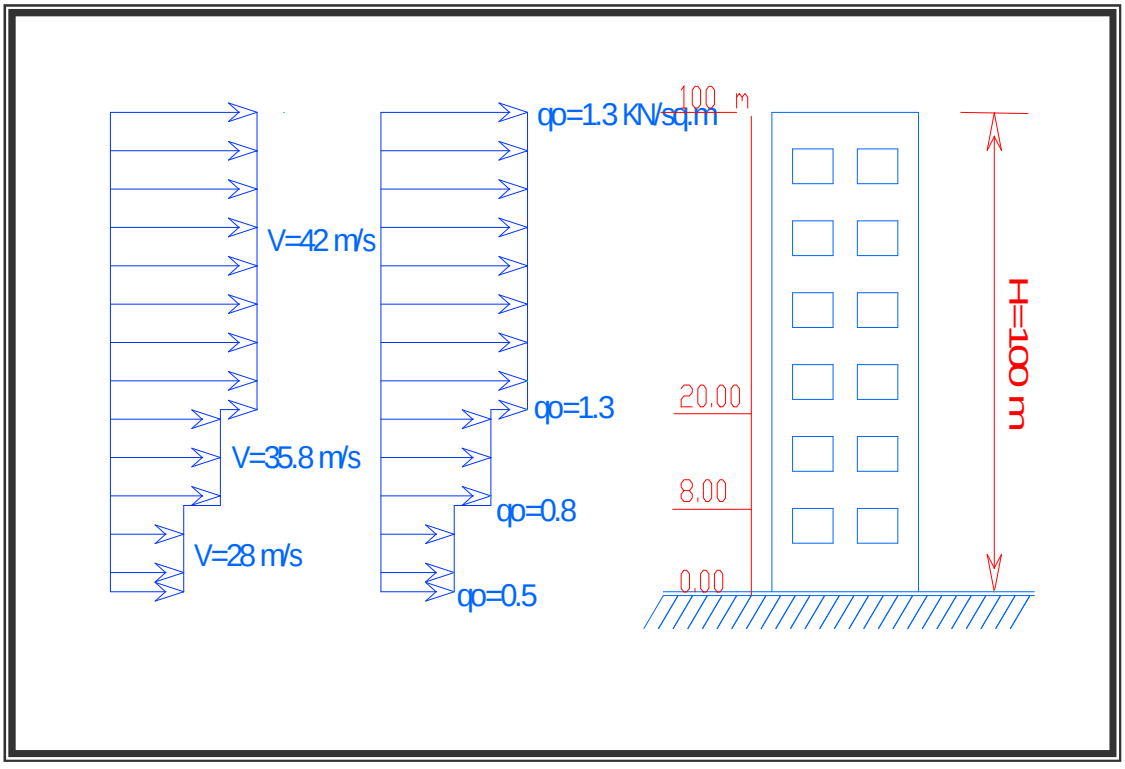
q_w = Static presure $N\backslash m^2$.

qo = dynamic pressure $N\backslash m^2$.

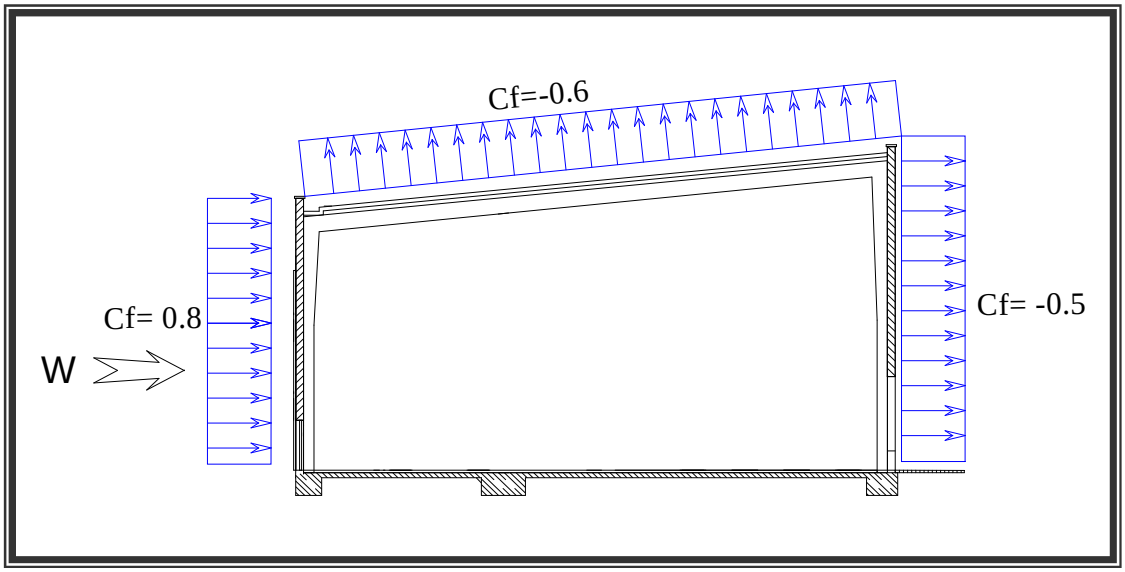
Cf = Shape factor.

إن الضغط الناتج بسبب الرياح عبارة عن حاصل ضرب الضغط الديناميكي مع معامل توزيع الضغط في المسقط الأفقي و العمودي، **لاحظ الشكل** (٣-٩-أ).

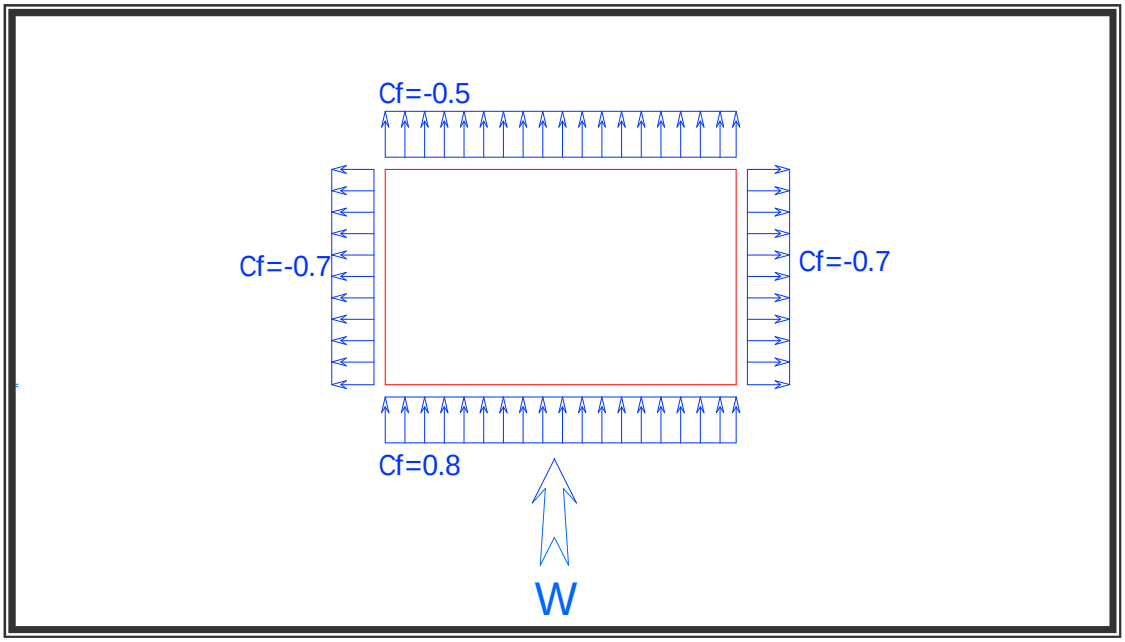
ومن خلال الإطلاع على المخططات نجد أن مبنى المجمع الصناعي مغلق (Closed Building) وهو أيضا مستطيل الشكل، كما هو موضح في الشكل (٣-٩-ب). أي أن قيم معامل **الشكل للمبنى** (Shape factor) يتم تحديدها اعتمادا على اتجاه الشمال المحدد في المخططات إذ تتوزع قيم معامل **الشكل للمبنى**(Shape factor) كما هو موضح في الشكل (٣-٩-ب/جـ).



الشكل (٣-٩-أ): تأثير ارتفاع المبنى على قيمة الضغط الديناميكي qoوسرعة الرياح V.



الشكل (٣-٩-ب): توزيع ضغط الرياح الناتج على المسقط الأفقي في المبنى، **عبر** قيم معامل **الضغط** Cf.



الشكل (٣-٩-ج): توزيع ضغط الرياح على المسقط العمودي للمجمع الصناعي

(٣-٤-٣-٣) أحمال الزلازل: Seismic loads

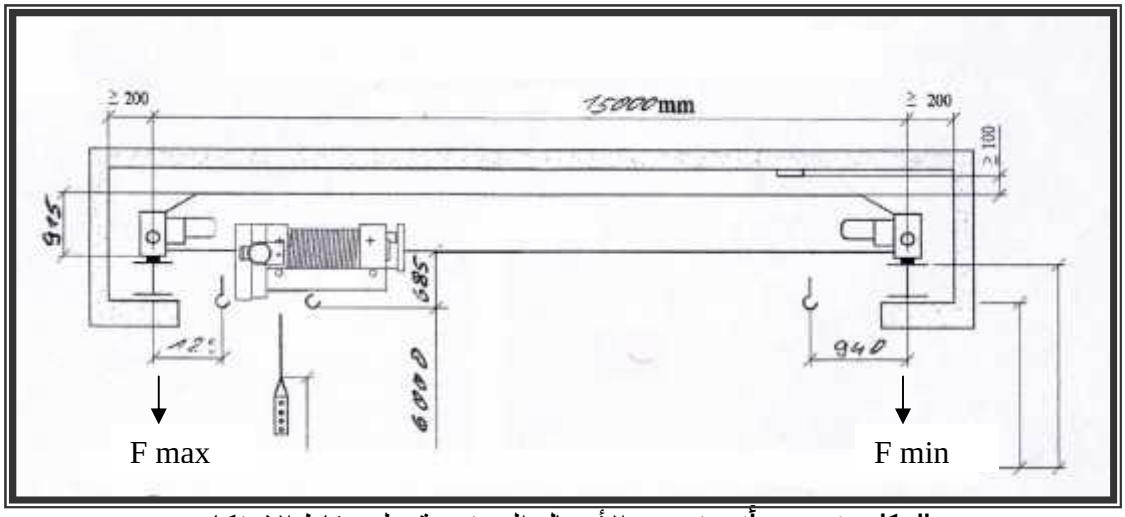
المنشآت المعدنية ذات حساسية كبيرة تجاه الزلازل بحيث تتأثر بالزلازل وذلك لانخفاض قيمة معامل امتصاص الطاقة مقارنة بالمنشآت الخرسانية، من خلال خصائص الفولاذ. لذلك يوصى بأخذ أحمال الزلازل بعين الاعتبار عندما تقام المنشآت الفولاذية على خطوط أو مناطق زلزالية، و يقارن عندها الحساب الإنشائي الناتج عن تأثير الرياح، مع الحساب بتأثير أحمال الزلازل. و تعتمد الحالة الأسوأ منها بغية اختيار عناصر المنشأ.

و تؤثر القوى الزلزالية عادة في ثلاثة اتجاهات: اتجاهان أفقيان (طولي و عرضي). و اتجاه شاقولي أو عامودي، يهمل عادة في الحسابات. و نظر لكون المجمع الصناعي منخفض الارتفاع نسبيا، فسوف يتم إهمال قيم أحمال الزلازل المؤثرة على هذا المجمع الصناعي.

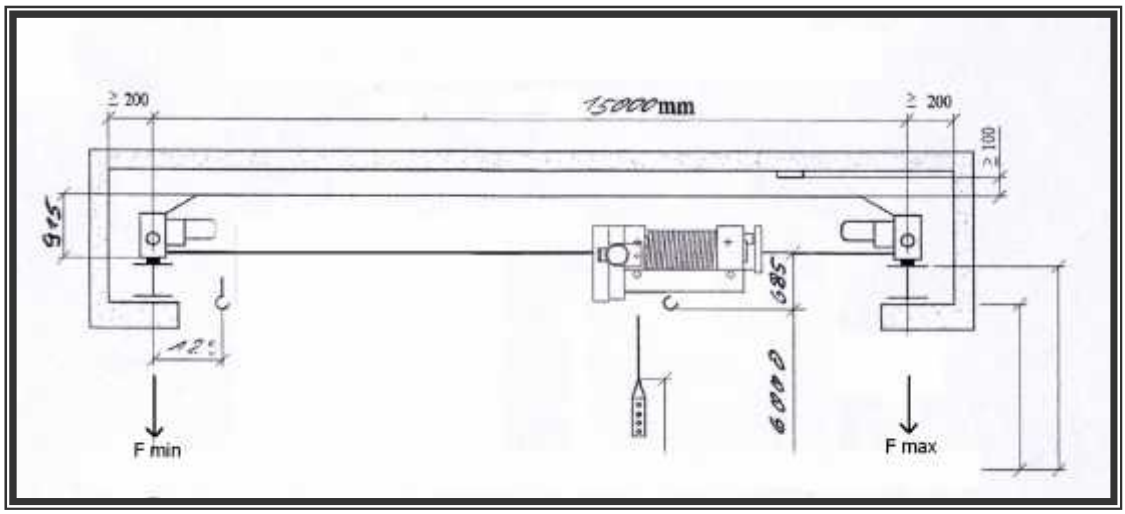
(٣-٤-٤) أحمال الرافعة: Crane loads

تشكل الرافعة الموجودة في منطقة التصنيع في هذا المجمع الصناعي أحد أهم الأحمال الواقعة على هذا الجزء من المجمع الصناعي. كما وان تأثير هذه الرافعة على العناصر الإنشائية يتم أخذه على اعتبار وجود (Impact factor) معامل ديناميكي قيمته اكبر من (١) وبناء على معطيات المنتج فان قيمة هذا المعامل تساوي (١.٢). حيث تتألف أحمال الرافعة من مايلي:-

١- أحمال عمودية ناتجة عن وزن الرافعة و وزن الأحمال المرفوعة و تتوزع على نقاط الارتكاز (عجلات الرافعة) بشكل غير متساوي يتناسب مع موقع الأحمال المرفوعة بالنسبة لنقاط الارتكاز، لاحظ الشكل (٣-١٠-أ/ب).

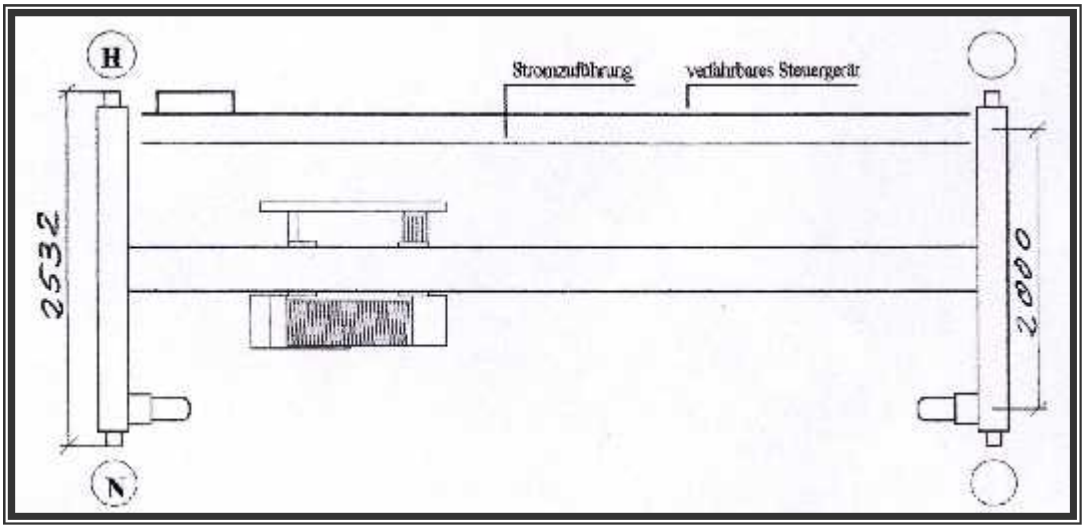


الشكل (٣-١٠-أ): توزيع الأحمال المرفوعة على نقاط الارتكاز [7]



الشكل (٣-١٠-ب): توزيع الأحمال المرفوعة على نقاط الارتكاز[7]

حيث إن تحديد هذه الأحمال يتم من قبل المنتج حيث يتم تزويد المصمم بمواصفات تصميم هذه الرافعة، و تشكل المواصفات تصميم قوى الدولايب العظمى و الصغرى و كذلك على شكل يبن المسافات ما بين الدولايب. **لاحظ الشكل (٣-١١).**

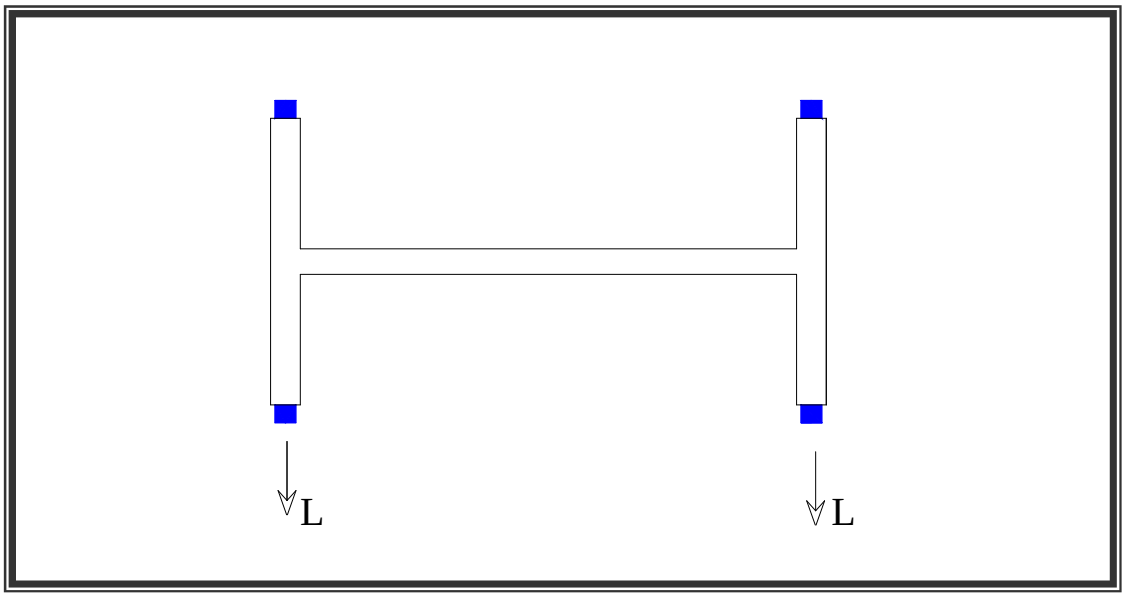


الشكل (٣-١١):صورة توضح مواصفات الرافعة (5طن) [7].

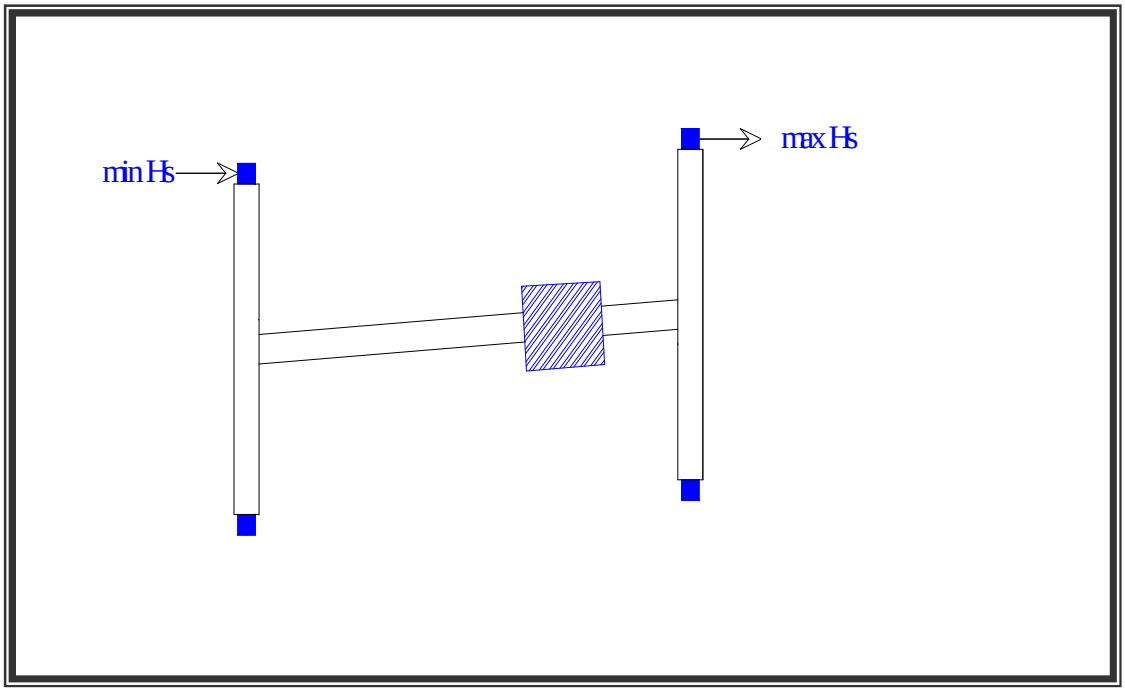
٢- أحمال أفقية طولية بالاتجاه الطولي ناتجة عن أحمال تسارعية بسبب بدء الحركة و بسبب التوقف باتجاه حركة الرافعة، **لاحظ الشكل (٣-١٢).** كما أن قيم هذه القوى يتم تحديدها من قبل المصنع.

٣- **قوى الانحراف الناتجة عن** السرعة الغير منتظمة في عجلات الرافعة تنتج بالعادة عن بدء الحركة و يكون اتجاه هذه القوى باتجاه عامودي على اتجاه الحركة، و يتم تحديد قيم قوى الانحراف **من قبل المنتج، لاحظ الشكل (٣-١٣).**

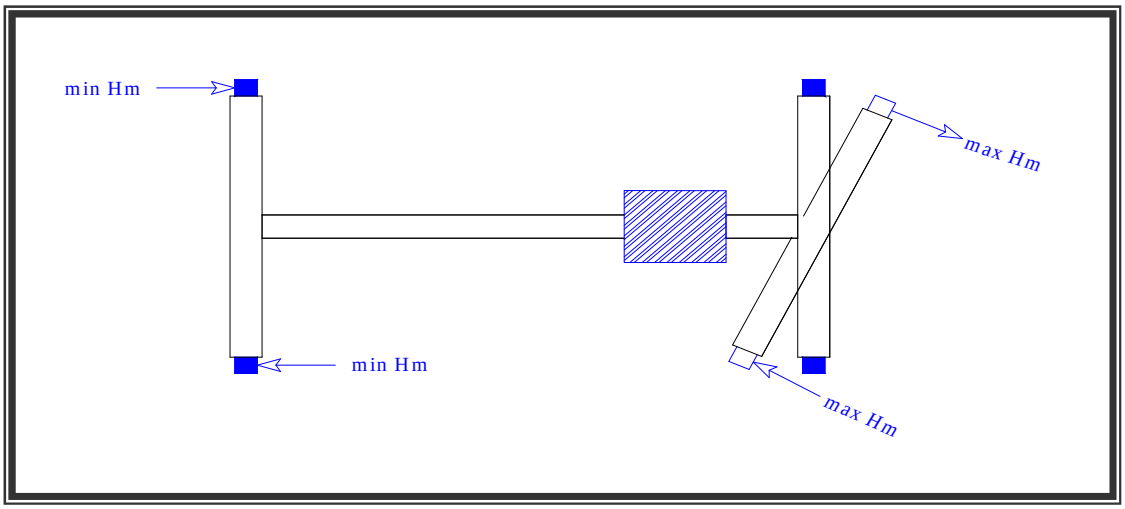
٤- قوى أفقية باتجاه عمودي على اتجاه الحركة ناتجة عن ميلان الوزن المرفوع عند بدء الحركة، و هذه القوى يتم تحديدها من قبل المنتج، **انظر الشكل (٣-١٤).**



الشكل (٣-١٢): أحمال أفقية طولية بالاتجاه الطولي للرافعة الثقيلة



الشكل (٣-١٣): قوى الانحراف الناتجة عن السرعة غير المنتظمة للعجلات



الشكل(٣-١٤): قوي أفقية باتجاه عمودي على اتجاه الحركة

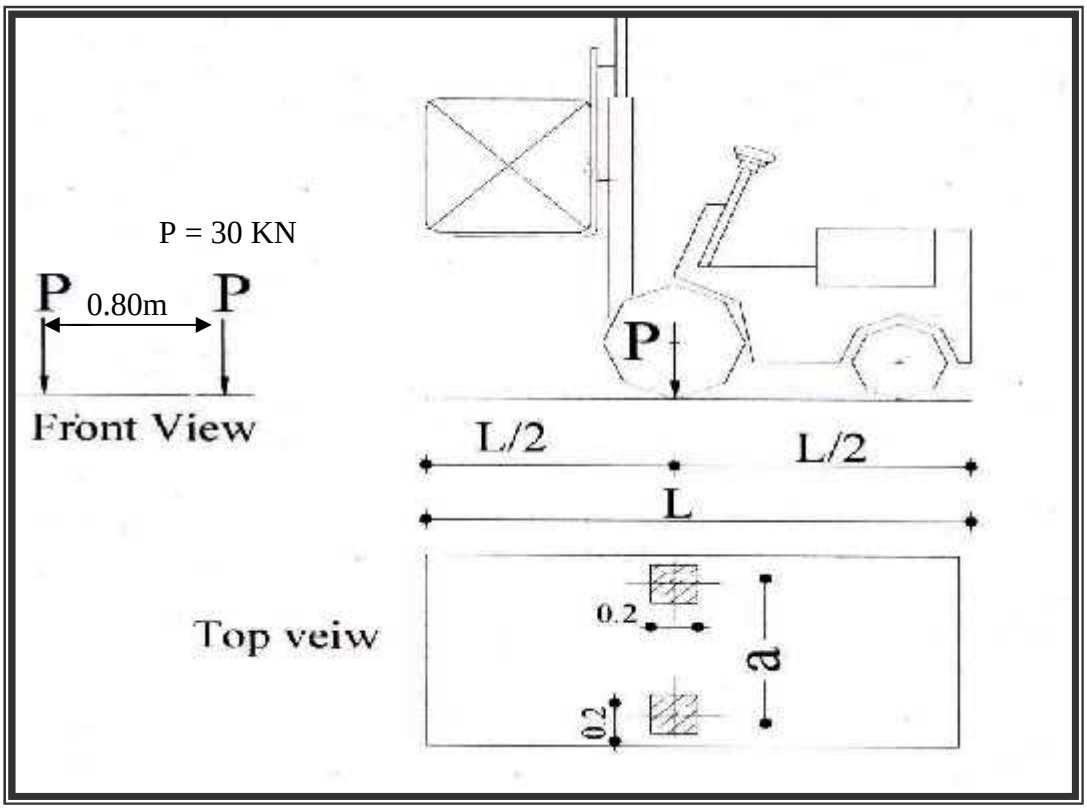
في ما يلي جدول يبين قيم القوى العمودية و الأفقية للرافعة اعتمادا على مواصفات المنتج.

جدول(٣-١): جدول يبين قيم القوى العمودية و الأفقية للرافعة الثقيلة (Crane).

Force type	Force value (KN)
HM1	2.25
HM2	9.34
S	12.15
Hs1.1	2.36
Hs2.1	9.79
Hs1.1	-9.79
Hs1.2	0.0
Hs2.2	0.0

(٣-٤-٥) أحمال الروافع المتحركة (المزليق): Forklift loads

تتعرض الفرشة الأرضية في قسم الإنتاج و التخزين من هذا المجمع لأحمال الروافع المتحركة (المز ليق) العمودية. حيث تعتمد هذه الأحمال على وزن الرافعة نفسها بالإضافة إلى الأوزان الناتجة عن حمولتها أيضا.لاحظ الشكل (٣-١٥) و الذي يبين رافعة متحركة و كيفية توزيع الأحمال الناتجة عنها على أرضية المنشأ، و يؤخذ بعين الاعتبار معال ديناميكي (impact factor) بقيمة اكبر من (١)، و اعتمادا على الكود الألماني فيبلغ المعامل الديناميكي (١.٤).



الشكل (٣-١٥): الأحمال الناتجة عن الروافع المتحركة (المزليق)[11]

Chapter Four:
Structural Analysis of Industrial Building

- Introduction
- Material Characteristics
- Design of corrugated Roofing sheets
- Design of corrugated Roofing sheets (CS.1)
- Design of Purlines
- Design of bracing
- Design of footings
- Design of crane
- Design of solid slab (S.2)
- Design of solid slab Beams
- Design of Columns
- Design of mat slab
- Design of mainframe

CHAPTER 4

STRUCTURAL ANALYSIS OF INDUSTRIAL BUILDING

4.1 - Introduction:

In General, all parts of the steel framework of the structure shall be capable of sustaining the most adverse combination of the Dead loads, prescribed imposed loads, wind loads, earthquake loads where applicable and any other forces or loads to which the building may reasonably be subjected without exceeding the permissible stresses specified in this standard.

4.2 - Material Characteristics:

The existing profiles are from Germany and they satisfied the conditions of the Germany Code in addition to there are available types of profiles.

There are two main types of steel used:

1- (ST-37) $t \leq 40$ mm $Fy = 240$ N/ mm², $Fu = 360$ N/mm² [6]

$t > 40$ mm $Fy = 215$ N/ mm², $Fu = 360$ N/mm²

2- (ST-52) $t \leq 40$ mm $Fy = 360$ N/ mm², $Fu = 510$ N/mm² [6]

$t > 40$ mm $Fy = 325$ N/ mm², $Fu = 510$ N/mm²

4.3 - Design of corrugated Roofing sheets (CS.1):

The used system is:

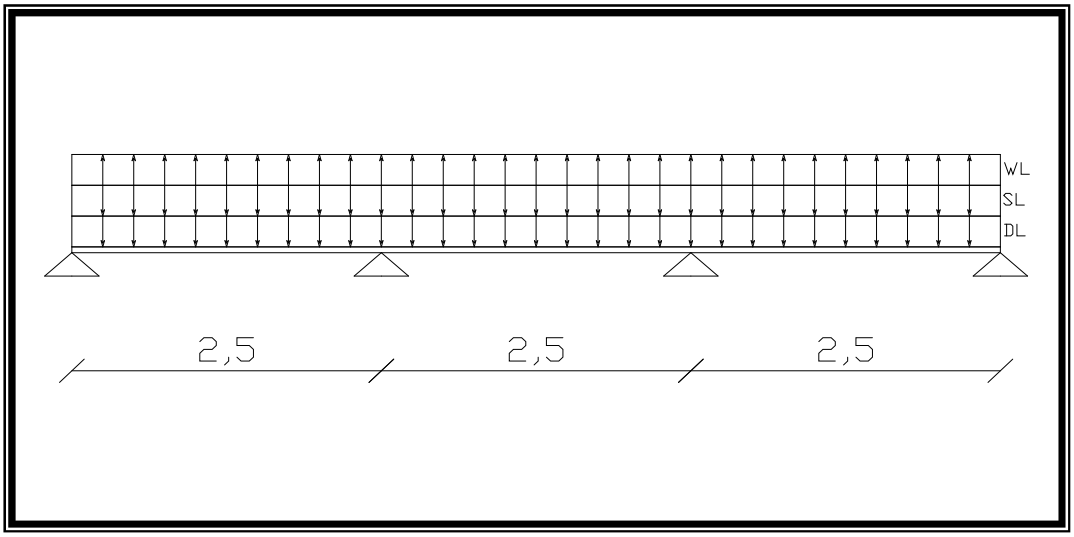


Figure (4 -1): system of loads for corrugated roofing sheets (CS.1).

Loads: -

Selected from specifications of producer (1).

Hoesch – Sandwich elements.

(TL 75 in ta = 0.63 mm ti =0.55 mm)

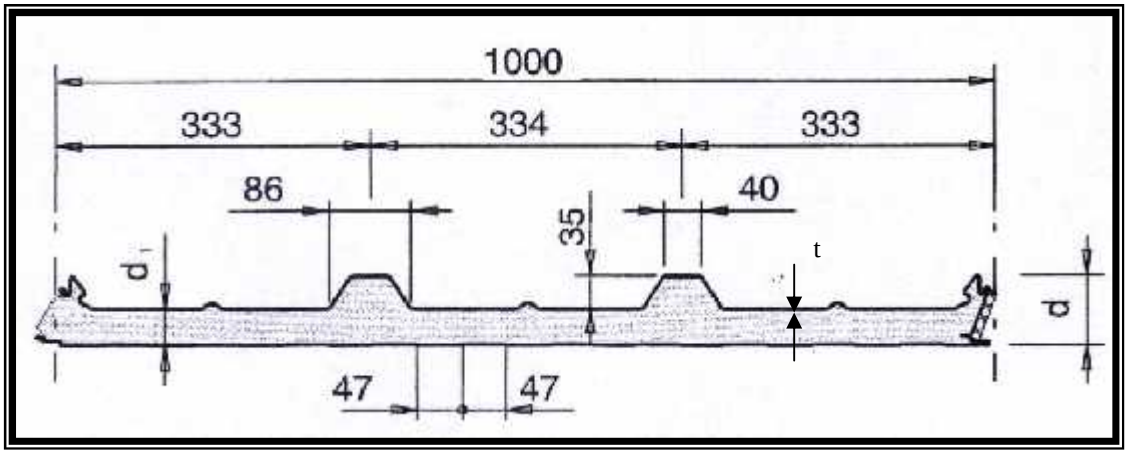


Figure (4 -2): section of corrugated roofing sheets (CS.1).

Table (4 -1): properties of corrugated roofing sheets types(1).

	Thickness (t)	d	d_1	weight
	mm	mm	mm	kg/m²
TL 75i-n	0,63	75	40	12,5
	0,75			13,6
	0,88			14,8
TL 95i-n	0,63	95	60	13,4
	0,75			14,5
	0,88			15,7
TL 115i-n	0,63	115	80	14,3
	0,75			15,4
	0,88			16,6

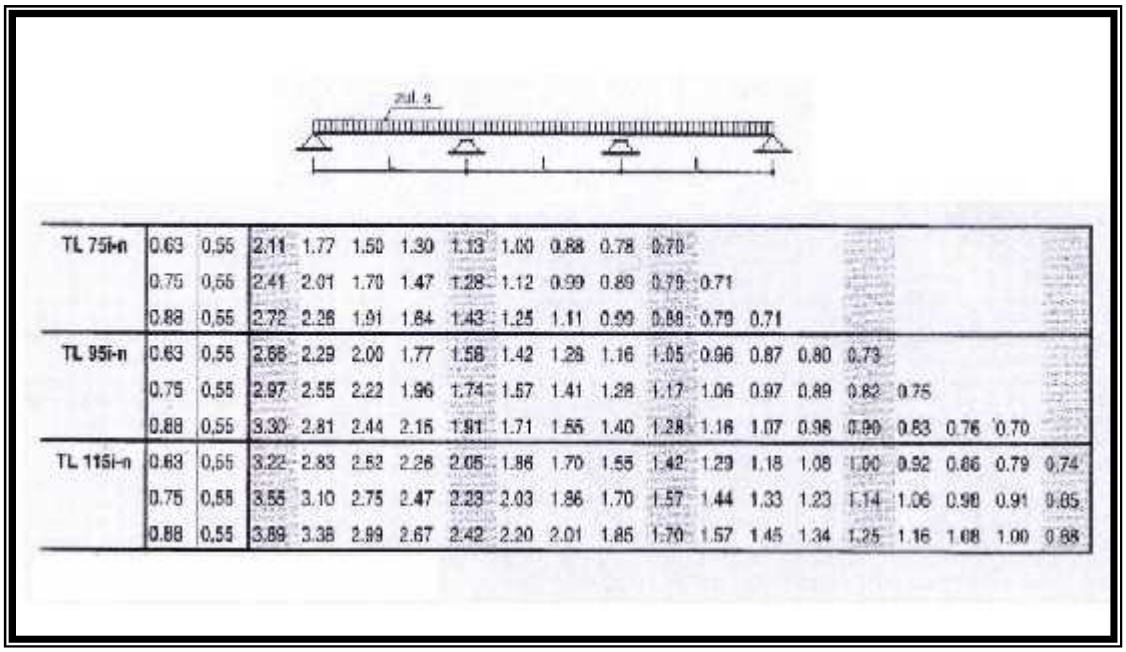
Dead load D= 12.5 kg/m ² =0.125 KN/m².

Snow load S= 100 kg/m ² =1.00 KN/m². [8]

Wind load qw= 0.80 × -0.6 = -0.48 KN/m². [8]

The design of corrugated steel roofing (corrugated sheet) will be done by using design values of allowable snow load and allowable wind load; these values are taken from table produced by the producer.

Table (4 -2): Table of design values of allowable snow load [5]

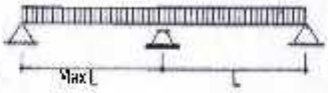


TL 75i-n	0.63	0,55	2.11	1.77	1.50	1.30	1.13	1.00	0.88	0.78	0.70									
	0.75	0,55	2.41	2.01	1.70	1.47	1.28	1.12	0.99	0.89	0.79	0.71								
	0.88	0,55	2.72	2.26	1.91	1.64	1.43	1.25	1.11	0.99	0.88	0.79	0.71							
TL 95i-n	0.63	0,55	2.66	2.29	2.00	1.77	1.58	1.42	1.28	1.16	1.05	0.96	0.87	0.80	0.73					
	0.75	0,55	2.97	2.55	2.22	1.96	1.74	1.57	1.41	1.28	1.17	1.06	0.97	0.89	0.82	0.75				
	0.88	0,55	3.30	2.81	2.44	2.15	1.91	1.71	1.55	1.40	1.28	1.16	1.07	0.98	0.90	0.83	0.76	0.70		
TL 115i-n	0.63	0,55	3.22	2.83	2.52	2.26	2.05	1.86	1.70	1.55	1.42	1.29	1.18	1.08	1.00	0.92	0.86	0.79	0.74	
	0.75	0,55	3.55	3.10	2.75	2.47	2.23	2.03	1.86	1.70	1.57	1.44	1.33	1.23	1.14	1.06	0.98	0.91	0.85	
	0.88	0,55	3.89	3.36	2.99	2.67	2.42	2.20	2.01	1.85	1.70	1.57	1.45	1.34	1.25	1.16	1.08	1.00	0.88	

S allowable = 1.5 KN/m² > Existing S = 1.0 KN/m²

Allowable L for Wind load (0.48 KN/m²)= 5.37 m > Existing span =2.5 m

Table (4 -3): Table of design values of allowable Wind load [5]



Building type			closed				Open			
Hieght over ground			<8	<20	<100	>100	<8	<20	<100	>100
wind load (KN/m2)			0,30	0,48	0,66	0,78	0,80	1,28	1,76	2,08
	ta [mm]	ti [mm]	max L [m]							
TL 75i-n	0,63	0,55	6,25	5,37	4,25	3,75	3,69	2,71	2,25	2,06
	0,75	0,55	6,25	5,42	4,46	4,05	4,00	3,07	2,53	2,3
	0,88	0,55	6,25	5,43	4,46	4,08	4,03	3,18	2,74	2,55
TL 95i-n	0,63	0,55	6,50	6,25	4,88	4,25	4,17	3,00	2,46	2,23
	0,75	0,55	6,50	6,25	5,30	4,79	4,72	3,40	2,76	2,49
	0,88	0,55	6,50	6,25	5,30	4,82	4,75	3,54	3,08	2,77
TL 115i-n	0,63	0,55	6,50	6,50	5,50	4,75	4,65	3,29	2,68	2,42
	0,75	0,55	6,50	6,50	6,05	5,45	5,35	3,73	3,00	2,70
	0,88	0,55	6,50	6,50	6,13	5,50	5,42	4,14	3,59	2,99

4.4 – Design of Purlines: -

4.4.1 -Design of Purlines P.1: -

1- System and loads: -

A. System

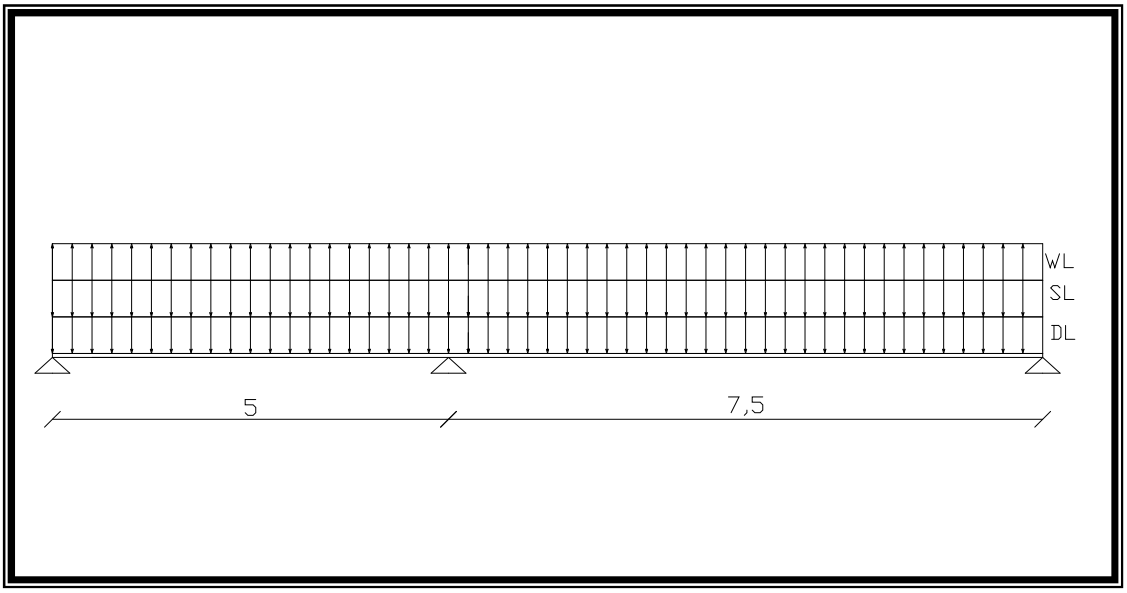


Figure (4 –3): System of loads for Purlines P.1.

B. Dead Load

Dead load of beam = 0.5 KN/m.

Load of corrugated sheets = 0.12 ×2.5 = 0.32 KN/m.

Installation = 0.1 × 2.5 = 0.25 KN/m.

C. Snow load 1× 2.5 = 2.5 KN/m.

D. Wind load = -0.48 × 2.5 = -1.2 KN/m.

E. Load combination

- I: 1.2 D + 1.6 S = 1.2 × 1.1 + 1.6 × 2.5 = 5.32 KN/m.
- II: 0.9 D – 1.3 W = 0.9 × 1.1 – 1.3 × 1.2 = -0.57 KN/m.

2- Design of beam due to load combination (I): -

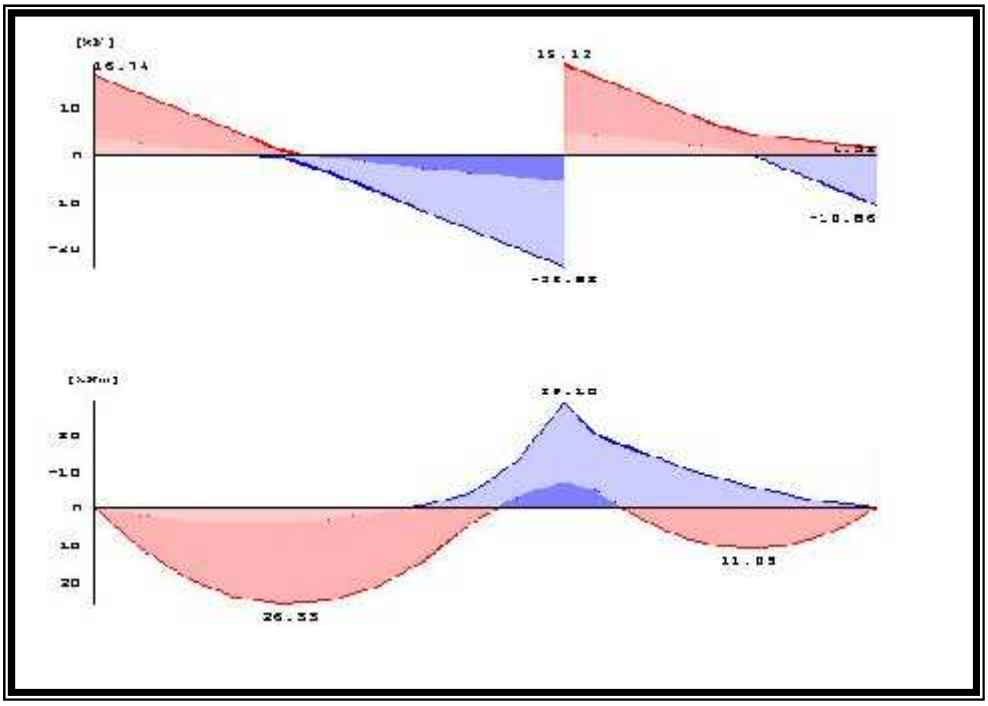


Figure (4- 4): Shear & Moment diagram of load combination (I).

Mu = 29.1 KN.m

Vu = 23.83 KN

A. Design of bending moment (Select **ST-37**, fy = 240 Mpa): -

Assume compact section

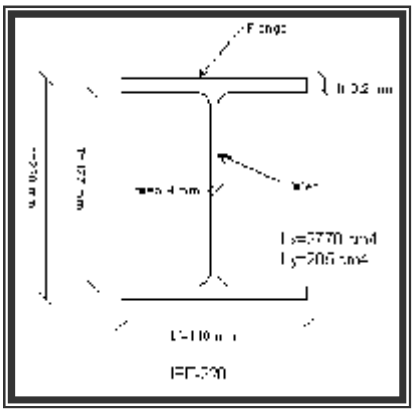
Mn = Φ Mp ≥ Mu, Mp = fy × Z

Mp = 240 × Zreq. × 0.9 ≥ Mu

$$Zreq. \geq \frac{29.1 \times 10^6}{240 \times 0.9} = 134.7\ Cm^3$$

So Zreq. = 134.7 Cm³

Select (**IPE-220**)



Check of compact section: -

λfl < λp

$$^{a}fl = \frac{bf}{2tf} = \frac{110}{2 \times 9.2} = 5.98 < {}^{a}p$$

$$^{a}p = \frac{65}{\sqrt{fy}} = \frac{65}{\sqrt{34.8}} = 11.01.$$

λfl = 5.98 < λp = 11.01 ……...……...….Ok

$$^{a}w = \frac{t}{w} = \frac{177}{5.9} = 30 < {}^{a}p = \frac{640}{\sqrt{34.8}} = 108.5$$ …….Ok

Nominal moment strength: -

Φ fy × Z ≥ Mu

0.9 ×240×143×10³ = 30.9 KN.m

Φ fy × Z = 30.9 ≥ 29.1 KN.m

B. Design requirement of shear :-

Φ Vn ≥ Vu

Vn = 0.6×fy ×Aw

Aw = tw × d = 5.9×177 = 1044.3 mm²

Vn = 0.6×240×1044.3 = 15.4 KN.

Φ Vn = 0.9×150.4 = 135.4 KN > 23.83 KN.

C. Design requirement of deflection: -

Δmax (live load) ≤ L / 360.

Δmax = (7.5 × 1000) / 360 = 20.83 mm.

$$\Delta = \frac{5l^2}{48EI}\left[Mf - 0.1(M1 + Mr)\right].$$

$$\Delta = \frac{5 \times 7500^2}{48 \times 21 \times 10^4 \times 2770 \times 10^4}\left[127 \times 10^4 - 0.1(136 \times 10^4)\right] = 11.4\text{mm}$$

Δ = 11.4 mm < Δ max = 20.83 mm. ……The Condition is satisfied

Selected profile is IPE-220

3- Design of fasteners due to load combination (II):-

A- System and loads:-

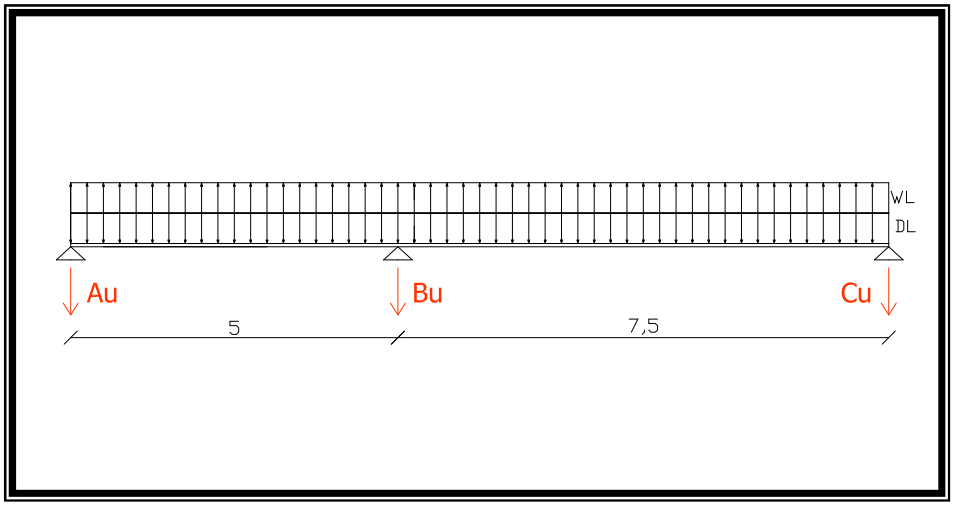


Figure (4 -5): system of loads for combination (II)

Maximum value of support reaction at B (Bu = -4.52 KN)

A-a selected material M **5.6 where: fy** (bolt) = 300N/mm²

Fu (bolt) = 500 N/mm²

B- Design of Bolts:

Two bolts are used to prevent the translate of beam in Y-Direction.

Where: Ø tn ≥ tu tu=Bu

0.75 × fu (bolt) ×0.75×2A (bolt) ≥ Bu

0.75 × 500×0.75×2(π×d²/4) ≥ Bu

$$d^2 req \geq \frac{Bu \times 4}{0.75 \times 500 \times 0.75 \times ®}$$

$$d^2 req \geq \frac{4.52 \times 10^3 \times 4}{0.75 \times 500 \times 0.75 \times ®} = 10.23 mm^2$$

d req.=3.2 mm

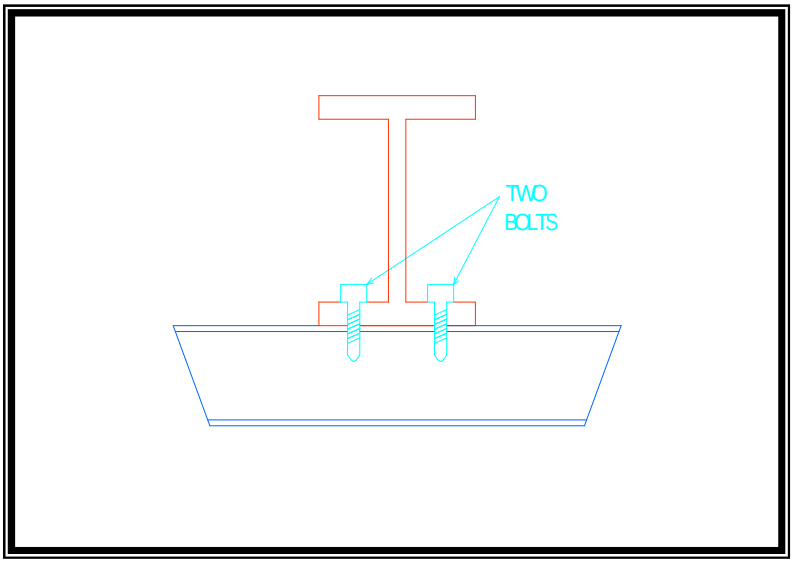


Figure (4 -6): Method of connection of fasteners.

4.4.2 - Design of purlines P.2:

1- System and load:-

A. System

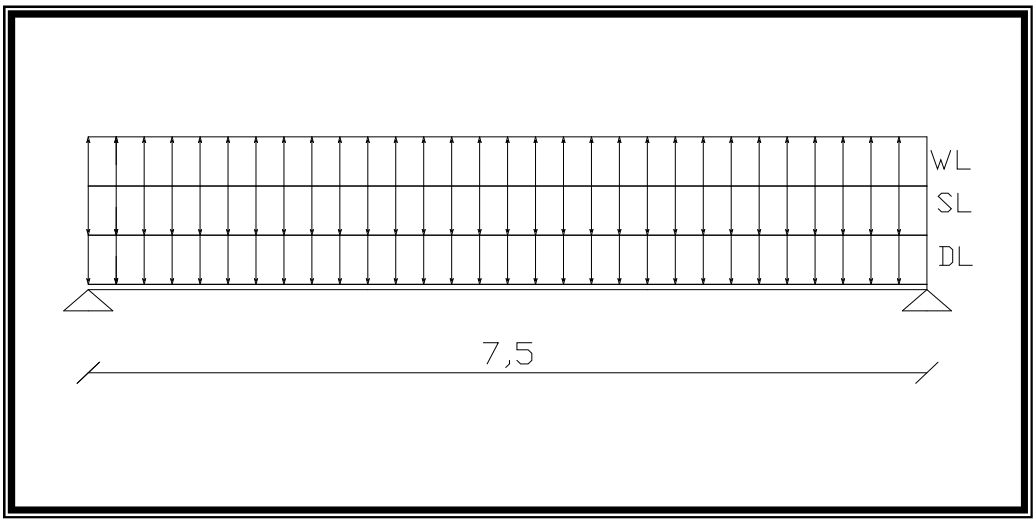


Figure (4 –7): system of loads for Purlines P.2.

B. Dead Load

Dead load of beam 0.5 KN/m.

Load of corrugated sheets 0.12 × 2.5 = 0.32 KN/m.

Installation 0.1 × 2.5 = 0.25 KN/m.

C. Snow load 1× 2.5 = 2.5 KN/m.

D. Wind load -0.48 × 2.5 = -1.2 KN/m.

E. Load combination

- I: 1.2 D + 1.6 S = 1.2 × 1.1 + 1.6 × 2.5 = 5.32 KN/m.
- II: 0.9 D – 1.3 W = 0.9 × 1.1 – 1.3 × 1.2 = -0.57 KN/m.

2- Design of beam due to load combination (I): -

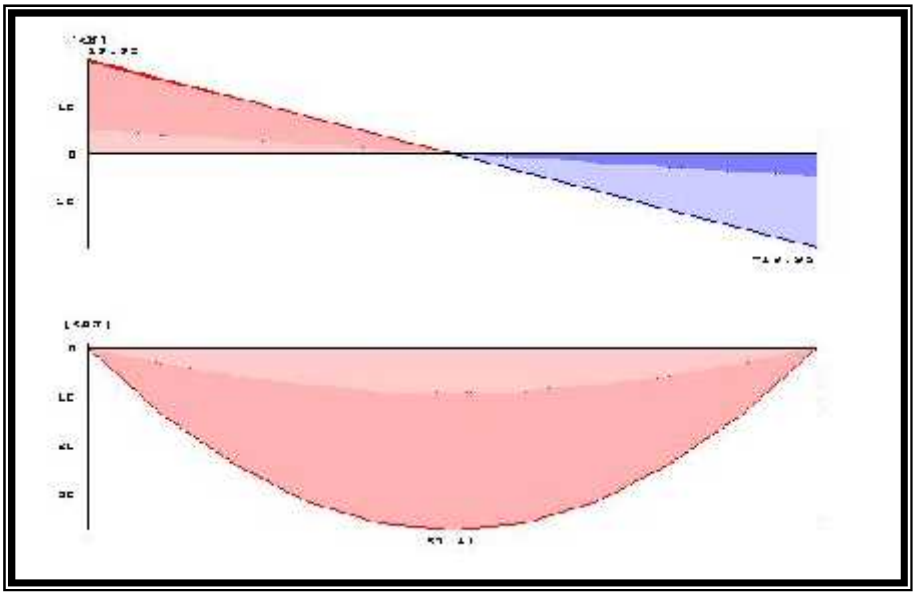


Figure (4-8): Shear & Moment diagram of load combination (I).

Mu = 37.41 KN.m

Vu = 19.95 KN.m

A. Design of bending moment (select **ST-37**, fy = 240 Mpa): -

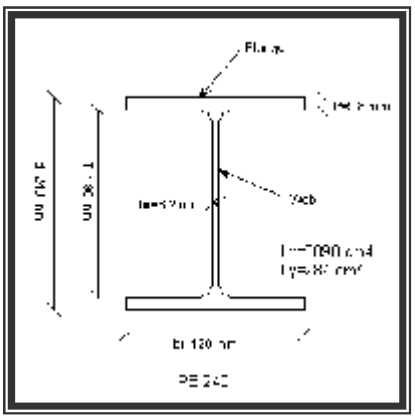
Assume compact section

Mn = Φ Mp ≥ Mu , Mp = FY × Z

Mp = 240 × Zreq. × 0.9 ≥ Mu

$$Zreq \geq \frac{37.4 \times 10^6}{240 \times 0.9} = 173.15 Cm^3.$$

So Zreq. = 173.15 Cm³



Select (**IPE-240**)

Check of compact section: -

λfl < λp

$$^{a}fl = \frac{bf}{2tf} = \frac{120}{2 \times 9.8} = 6.12 < {}^{a}p.$$

$$^{a}p = \frac{65}{\sqrt{fy}} = \frac{65}{\sqrt{34.8}} = 11.01.$$

λfl = 6.12 < λp = 11.01 ……...……...….Ok

$$^{a}w = \frac{t}{tw} = \frac{190}{6.2} = 30.6 < {}^{a}p = \frac{640}{\sqrt{34.8}} = 108.5$$ ……Ok

Nominal moment strength: -

Φ fy × Z ≥ Mu

0.9 ×240×183×10³ = 39.53 KN.m

Φ fy × Z = 39.53 ≥ 37.4 KN.m

B. Design requirement of shear :-

Φ Vn ≥ Vu

Vn = 0.6×fy ×Aw

Aw = tw × d = 6.2 ×190 = 1178 mm²

Vn = 0.6 2×240×1178 = 175.3 KN.

Φ Vn = 0.9×175.3 = 157.8 KN > 19.95 KN.

C. Design requirement of deflection: -

Δmax (live load) ≤ L / 360.

Δmax = (7.5 × 1000) / 360 = 20.83 mm.

$$\Delta = \frac{5wl^4}{384EI} = \frac{5 \times 2.5 \times 7500^4}{384 \times 21 \times 10^4 \times 389 \times 10^5} = 12.6\text{mm} < \Delta \text{ max} = 20.83 \text{ mm}.$$

From these results we will use the maximum section Dimensions of (I) profile, so we will use (I) profile (**IPE-240**) for all purlines.

4.5 - Design of bracing:

4.5.1- Design of wind bracing of roof (br.1):

1. System and loads:

A. System:

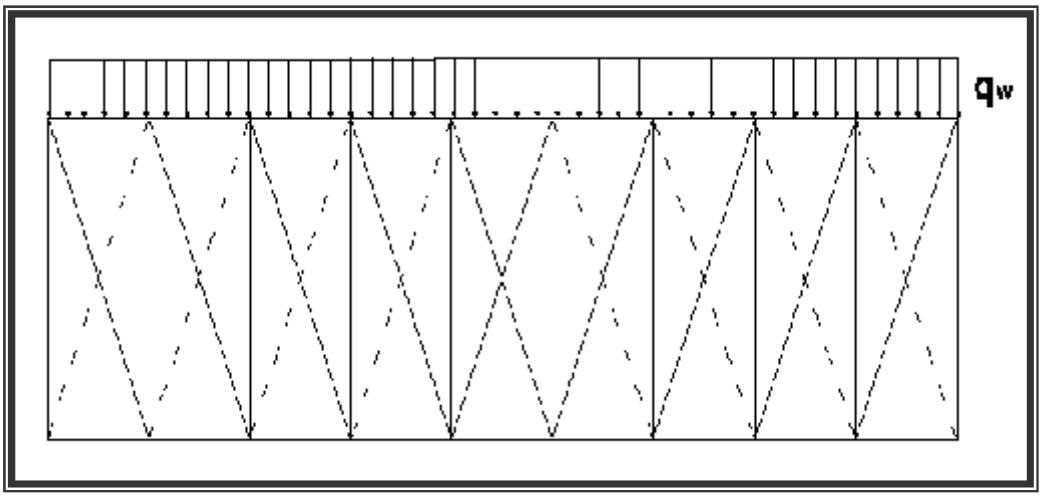


Figure (4-9): System and loads of wind bracing of roof.

B. Loads: -

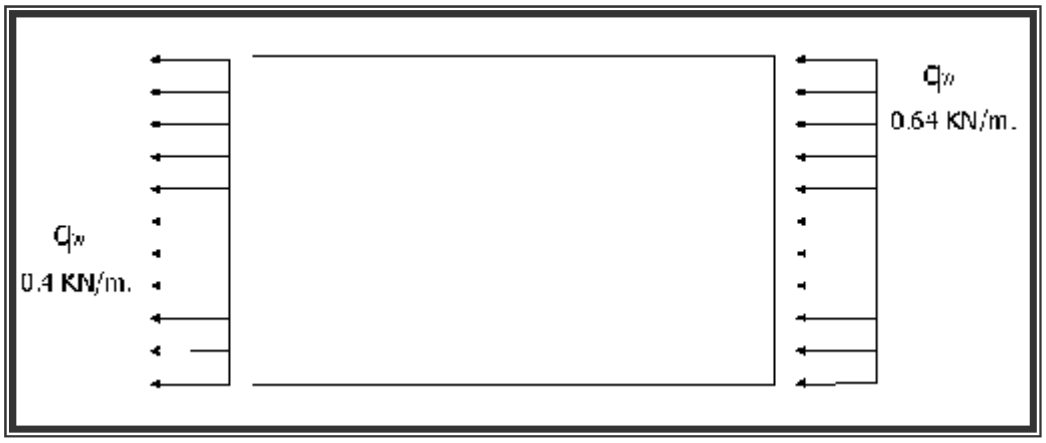


Figure (4-10): Wind loads act on bracing of roof.

qw= (0.4 + 0.64) × 13×0.5×0.5 = 3.38 KN/m

qw f = factored wind load = 3.38×1.6 = 5.41 KN/m.

2. Design of tension:

tu = 56.91 KN

↓.tn ≥ tu

↓.tn = 0.75 × Ab × fu = 0.75 × Ab × (0.75 × fu)

$$\text{Re}\,quierdAb = \frac{¤t \times tn}{0.75 \times 0.75 \times fu} = \frac{56.91 \times 10^3}{0.75 \times 0.75 \times 360} = 281mm.$$

$$Ab = 281 = \frac{® \times d^2}{4} \quad \Rightarrow \quad \text{d = 18.9 mm} \quad \text{(select d= 20 mm)}$$

Select (Rod ST-37, ↓20 mm, L= 7.90 m)

4.5.2- Design of wind bracing at the sides (br.2):

1. System and loads:

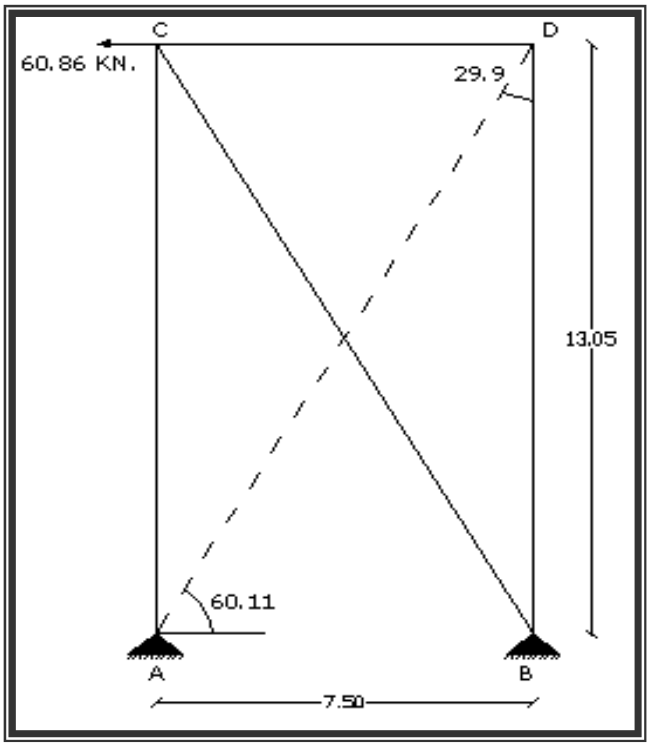


Figure (4-11): System and loads of wind bracing at the sides

2. Design of tension:

In this system it's shown that the member (BC) is tension member, and member (AD) is compression member, in this case we will ignore the compression member.

So:

Tension force in member (BC) = tu (BC) = 122.2 KN

$$\text{Required } Ab = \frac{\text{¤}t \times tn}{0.75 \times 0.75 \times fu} = \frac{122.2 \times 10^3}{0.75 \times 0.75 \times 360} = 600 mm.$$

$$Ab = 281 = \frac{\text{®} \times d^2}{4} \quad \Rightarrow \quad \text{d req.} = 27.6 \text{ mm} \quad (\text{select d= 28 mm})$$

Select (Rod ST-37, ↓28 mm, L= 15 m)

4.6 - Design of mainframe: -

The industrial building roof will be designed as frame & truss, and then the best structural solution must be used, but the selected structural system must be acceptable for architectural engineer.

4.6.1 - Design of Roofing system as main frame: -

1- System and loads: -

F. System

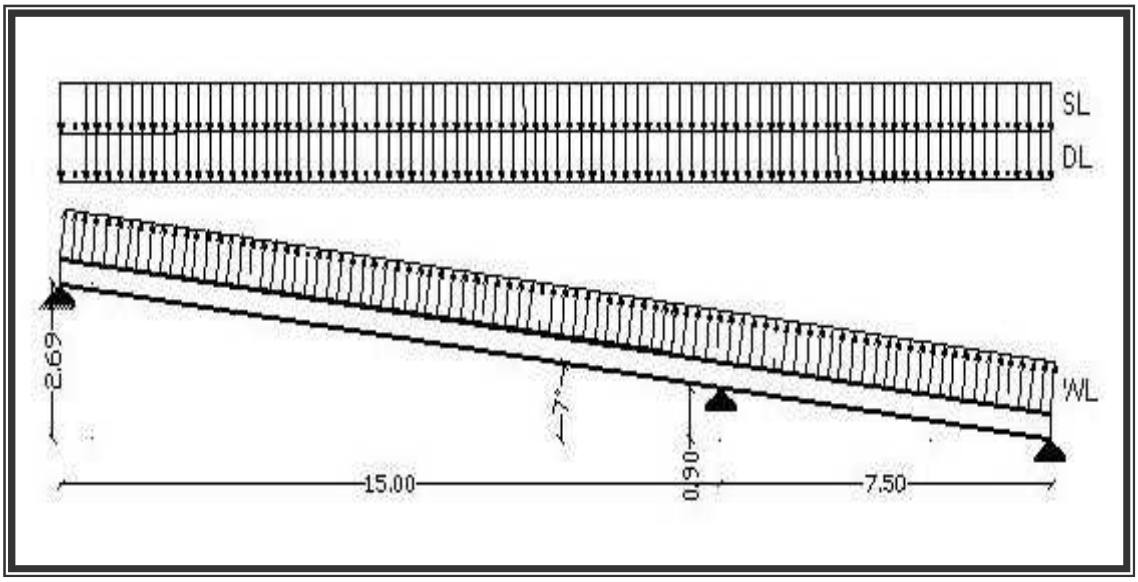


Figure (4-12): system of loads for frame.

G. Dead Loads:-

Dead load of frame D = 0.43×7.5 =3.22 KN/m.

Dead load of frame <u>D = assumed = 1.0 KN/m.</u>

⟹ Dt= 4.22KN/m.

⟹ Dt= (4.22)/ (Cos6.84) = 4.25 KN/m.

H. Snow load = 1×7.5 = 7.5 KN/m.

I. Wind load = -0.48×7.5 = -3.6 KN/m.

J. Load combination

- I: 1.4 D.
- II: 1.2 D + 1.6 S = 1.2 × 4.25 + 1.6 × 7.5 = 17.1KN/m.
- III: 0.9 D – 1.3 W = 0.9 × 4.25 – 1.3 × -3.6 = -0.855 KN/m.

2- Design of frame due to load combination: -

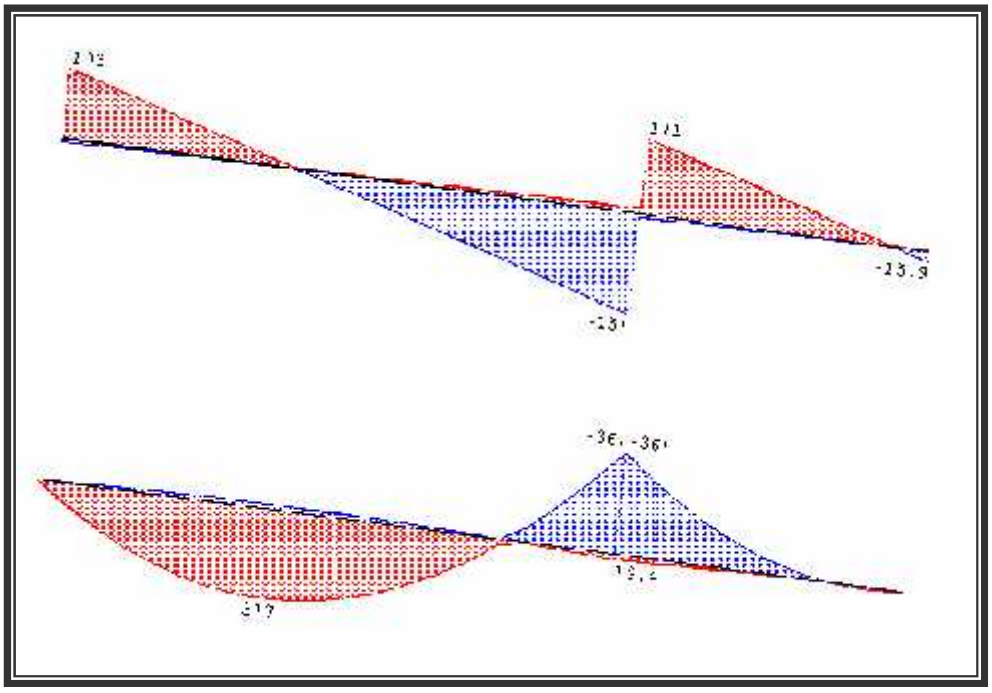


Figure (4-13): Shear & Moment diagram of load combination.

Mu = 361.361 KN.m

Vu = 151 KN

D. Design of bending moment (select **ST-37**, fy = 240 Mpa): -

Assume compact section

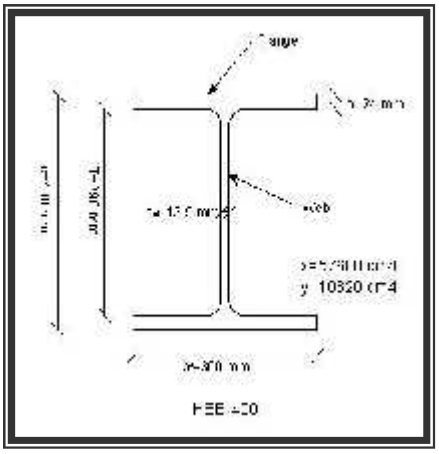
Mn = Φ Mp ≥ Mu , Mp = fy × Z

Mp = 240 × Zreq. × 0.9 ≥ Mu

$$Zreq \geq \frac{361.361 \times 10^6}{240 \times 0.9} = 1619 Cm^{3.}$$

So Zreq. = 1619 Cm³

Select **(HEB-400)**



Check of compact section: -

λfl < λp

$$^{a}fl = \frac{bf}{2tf} = \frac{300}{2 \times 21.5} = 6.98 < {}^{a}p$$

$$^{a}p = \frac{65}{\sqrt{fy}} = \frac{65}{\sqrt{34.8}} = 11.01.$$

λfl = 7.895 < λp = 11.01 ……..……...……...……Ok

$$^{a}w = \frac{t}{tw} = \frac{298}{13.5} = 22.1 < {}^{a}p = \frac{640}{\sqrt{34.8}} = 108.5.$$……Ok

Nominal moment strength: -

Φ fy × Z ≥ Mu

0.9×240×1620×10³ = 362.9 KN.m

Φ fy × Z = 362.9 ≥ 361.361 KN.m

E. Design requirement of shear :-

Φ Vn ≥ Vu

Vn = 0.6. fy. Aw

Aw = tw. d = 13.5×298 = 4023 mm²

Vn = 0.6×240×4023 = 579.3 KN.

Φ Vn = 0.9×579.3 = 521.4 KN > 151 KN.

F. Design requirement of deflection: -

Δmax (live load) ≤ L / 360.

Δmax = (15 × 1000) / 360 = 41.67 mm.

$$\Delta = \frac{5l^2}{48EI}\left[Mf - 0.1(M1 + Mr)\right].$$

$$\Delta = \frac{5\times 15000^2}{48\times 21\times 10^4 \times 576.8\times 10^6}\left[13926\times 10^4 - 0.1(15819\times 10^4)\right] = 23.88$$

Δ = 23.9 mm

Δ = 23.9 mm < Δ max = 41.67 mm. ……The Condition is satisfied

Selected profile is **HEB-400**

3- Design of fasteners due to load combination (III):-

A- System and loads:-

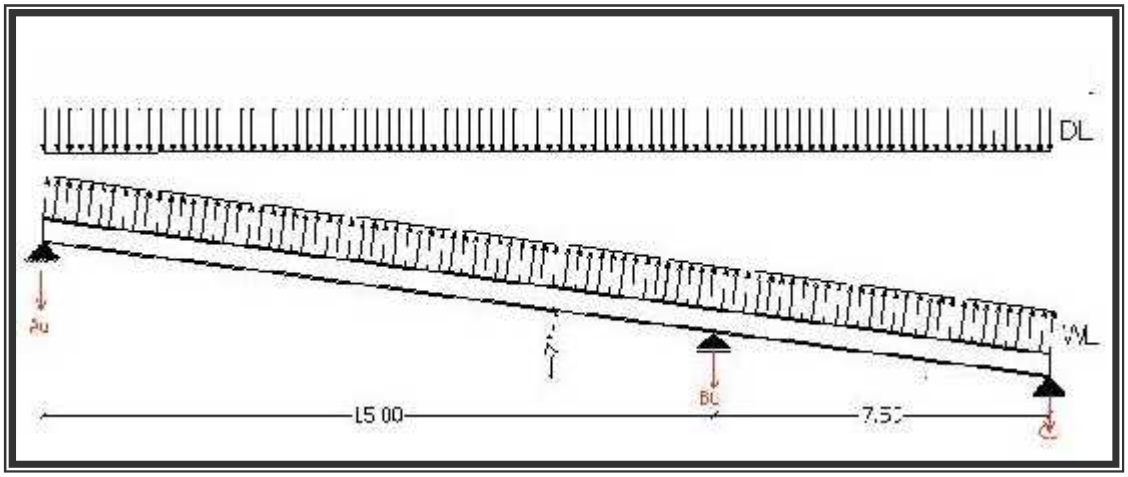


Figure (4-14): system of loads for combination (III)

Maximum value of support reaction at B (Bu = -33.8KN)

A-a selected material M **5.6 where: Fy** (bolt)= 300N/mm²

Fu (bolt)= 500 N/mm²

B- Design of Bolts:

Two bolts are used to prevent the translate of beam in Y-Direction.

Where: Ø tn ≥ tu tu=Bu

0.75 × fu (bolt) ×0.75×A (bolt) ≥ Bu

0.75 × 500×0.75×2(π×d²/4) ≥ Bu

$$d^2 req \geq \frac{Bu \times 4}{2 \times 0.75 \times 500 \times 0.75 \times ®}$$

$$d^2 req \geq \frac{33.8 \times 10^3 \times 4}{2 \times 0.75 \times 500 \times 0.75 \times ®} = 153.0 mm^2$$

d req.=8.7 mm

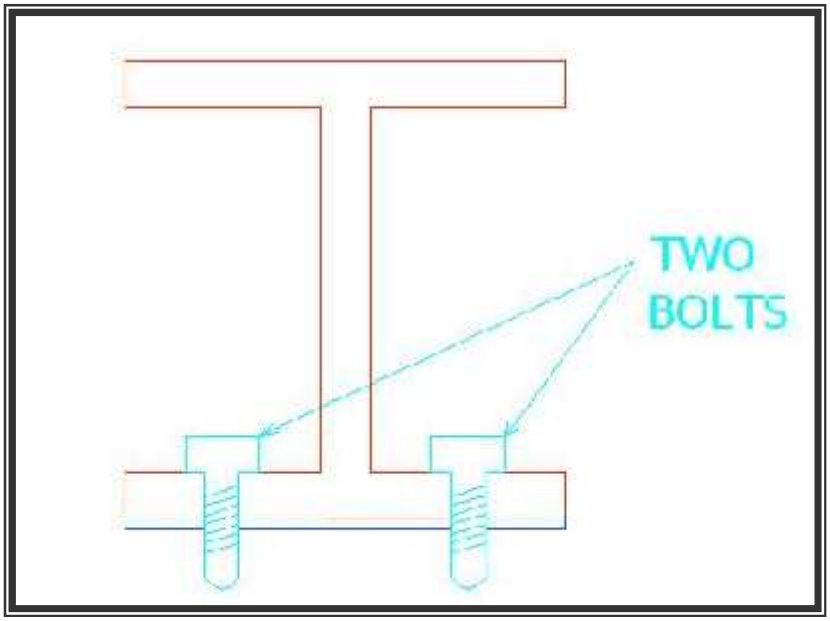


Figure (4-15): Method of connection of fasteners.

4.6.2- Design of Roofing system as a truss:

1. System and loads: -

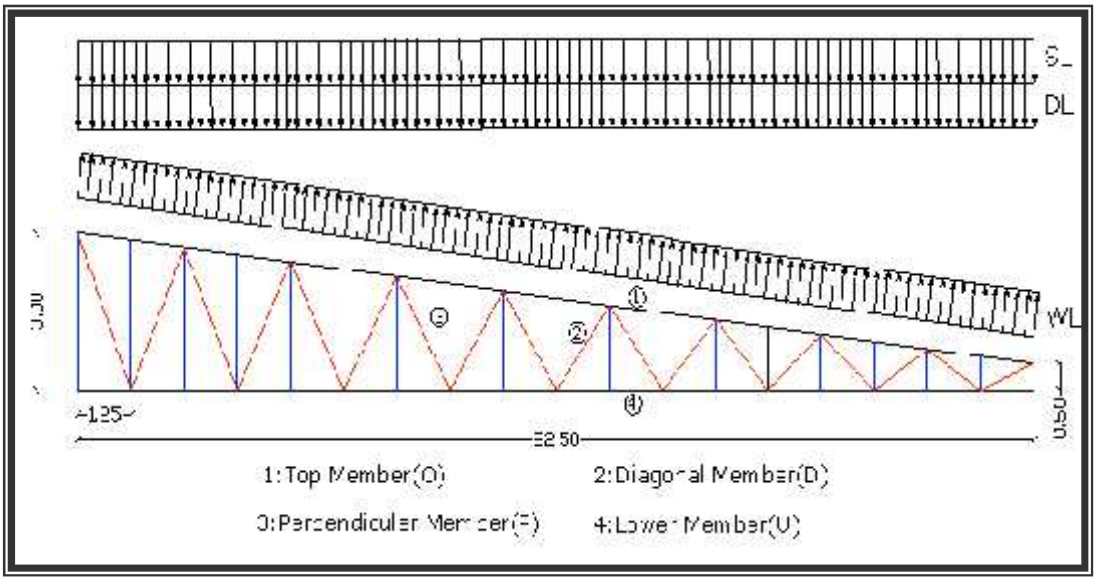


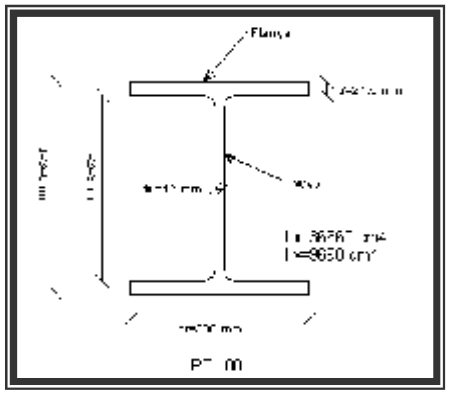
Figure (4-16): System and loads of truss.

2. Design of top member (O): -

A. Design of member as a compression member:

Pu = -208.7 KN

Select (**IPE- 180**)



Lx = 125 cm, Ly = 250 cm

$$\lambda x = \frac{k \times lx}{Rx} = \frac{1 \times 125}{7.42} = 16.85$$

$$\lambda y = \frac{k \times ly}{ry} = \frac{1 \times 250}{2.05} = 121.95$$

$$\lambda c = \lambda y \left(\frac{fy}{\pi^2 \times E} \right)^{1/2} = 121.95 \left(\frac{240}{\pi^2 \times 21 \times 10^4} \right)^{1/2} = 1.31$$

$^{a}c\sqrt{Q} = 1.31 \times 1$ where Q = 1 for this case.

Fcr = 0.658 power (Q × λc²) × (Q×fy) = 0.658 power (1 × 1.3×1²) × (1×240)

$Fcr = 0.658^{Q\times {}^{a}c^{2}} (Q \times fy) = 0.658^{1\times 1.31^{2}} (1 \times 240)$

Fcr= 117 Mpa

↓ Pn ≥ Pu

(0.85 × 117 × 2390 = 237.7 KN) > (Pu = 208.7 KN)

(SO it's Safe)

B. Design of member as a tension member:

↓. tn ≥ tu

(↓. tn =0.9 × 240 × 2390 = 516.24 KN) > (tu = 84.13 KN)

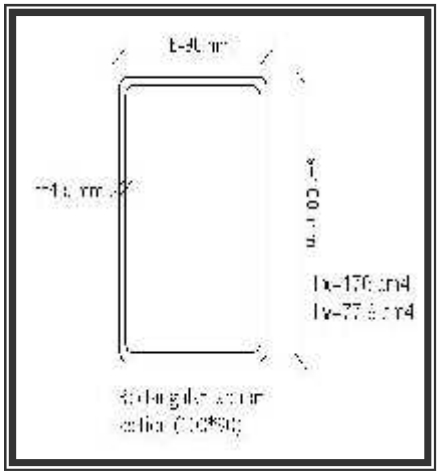
(SO it's Safe)

The selected profile (**IPE-180**) is safe and economical

3. Design of diagonal member (D):

A. Design of member as a compression member:

Pu = -111.5 KN



1. Select rectangular tabular section Where:

Ag = 13.4 cm², Rx = 3.62 cm, Ry = 2.41 cm

Ly = 325 cm

$^{a}y = \frac{k \times ly}{ry} = \frac{1 \times 325}{2.41} = 134.8$

$^{a}c = {}^{a}y\left(\frac{fy}{®^{2} \times E}\right)^{1/2} = 134.8\left(\frac{240}{®^{2} \times 21 \times 10^{4}}\right)^{1/2} = 1.45$

$$Fcr = 0.658^{Q\times a_c^2}(Q\times fy) = 0.658^{1\times 1.45^2}(1\times 240)$$

Fcr= 99.54 Mpa

$$Ag = \frac{111.5\times 10^3}{0.85\times 99.54} = 13.18 Cm^2$$

But (Ag selected = 13.4 cm² > 13.18 cm²)……...OK

2. Check of local plate buckling: -

$$a = \frac{b}{t} = \frac{60 - 2\times 2\times 4.5}{4.5} = 9.33$$

$$ar = \frac{625}{\sqrt{fy}} = \frac{625}{\sqrt{240}} = 40.3$$

So: (λ = 9.33 < λr = 40.3) ……Local plate buckling will not control

$ac = \sqrt{Q} = 1.45\times 1$ where Q = 1 for this case.

↓. Pn ≥ Pu

(↓×Fcr × Ag = 0.85 × 99.5 × 1340 = 113.3 KN > Pu =111.1 KN)

(SO it's Safe)

B. Design of member as a tension member:

tu =134.33 KN

↓. tn ≥ tu

(↓ × tn =0.9 × 240 × 1340 = 289.4 KN) > (tu = 134.33 KN)

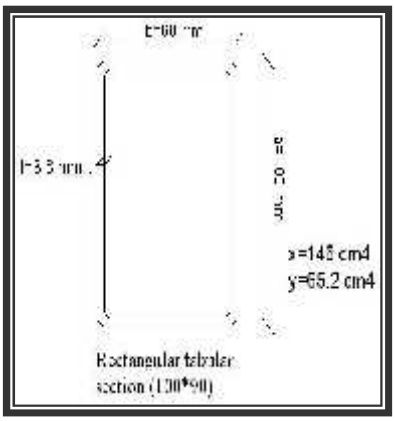
(SO it's Safe)

The selected profile (**100×60×4.5**) is safe and economical

4. Design of perpendicular member (P):

A. Design of member as a compression member:

Pu = -192.89 KN



1. Select rectangular tabular section Where:

Ag = 10.9 cm², Rx = 3.66 cm, Ry = 2.45 cm

Ly = 0.50 + 0.833 = 1.33 m =133 cm

$$\lambda y = \frac{k \times ly}{Ry} = \frac{1 \times 133}{2.41} = 54.29$$

$$\lambda c = \lambda y \left(\frac{fy}{®^2 \times E} \right)^{1/2} = 54.29 \left(\frac{240}{®^2 \times 21 \times 10^4} \right)^{1/2} = 0.584$$

$$Fcr = 0.658^{Q \times \lambda_c^2} (Q \times fy) = 0.658^{1 \times 0.58^2} (1 \times 240)$$

Fcr= 208.48 Mpa

$$Ag = \frac{192.89 \times 10^3}{0.85 \times 208.48} = 10.88 Cm^2$$

But (Ag selected = 10.9 cm² > 10.88 cm²)……..OK

2. Check of local plate buckling:

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{60 - 2 \times 2 \times 3.6}{3.6} = 12.67$$

$$\lambda r = \frac{625}{\sqrt{fy}} = \frac{625}{\sqrt{240}} = 40.3$$

So: (λ = 12.67 < λr = 40.3)

Local plate buckling will not control

$\lambda c\sqrt{Q}$ = 0.584 × 1=0.584 where Q = 1 for this case.

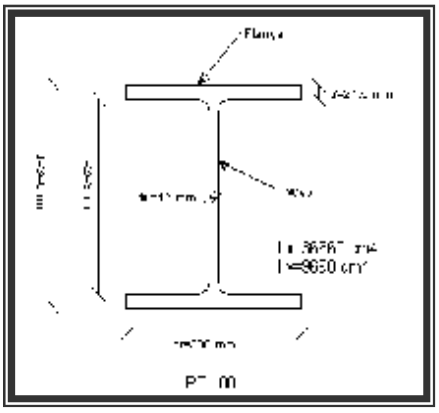
↓× Pn ≥ Pu

(↓F × cr × Ag = 0.85 × 208.5 × 1090 = 193.2 KN > Pu =192.9 KN)

The selected profile (**100×60×3.6**) is safe and economical

5. Design of lower member (U): -

A. Design of member as a compression member:



Pu = -194.8 KN

Select (**IPE- 180**)

Lx = 125 cm, Ly = 250 cm

$$\lambda x = \frac{k \times lx}{Rx} = \frac{1 \times 125}{7.42} = 16.85$$

$$\lambda y = \frac{k \times ly}{ry} = \frac{1 \times 250}{2.05} = 121.95$$

$$\lambda c = \lambda y \left(\frac{fy}{\pi^2 \times E} \right)^{1/2} = 121.95 \left(\frac{240}{\pi^2 \times 21 \times 10^4} \right)^{1/2} = 1.31$$

$\lambda c \sqrt{Q} = 1.31 \times 1$ Where Q = 1 for this case.

$$Fcr = 0.658^{Q \times \lambda_c^2} (Q \times fy) = 0.658^{1 \times 1.31^2} (1 \times 240)$$

Fcr= 117 Mpa

↓. Pn ≥ Pu

(0.85 × 117 × 2390 = 237.7 KN) > (Pu = 194.8 KN)

(SO it's Safe)

B. Design of member as a tension member:

Tu=128.5 KN

↓. tn ≥ tu

(↓. tn =0.9 × 240 × 2390 = 516.24 KN) > (tu = 128.5 KN)…….(SO it's Safe)

The selected profile (**IPE-180**) is safe and economical

4.6.3 - Comparison between the two systems (frame &truss) and selection.

1. The total weight of frame (**HEB-40**) = 35.092×8 =280.7 KN
2. The total weight of truss:-

   W=0.188×22.64+39.6×0.105+36.07×0.0855+22.5×0.188 = 15.73

   Wt = 15.73× # of truss = 15.73 × 8 = 125.8

The total weight of frame is greater than the total weight of truss, so it's not economical if it's compared with truss but if the truss is used in this case we will rise the height of structure, in order to that the cost of truss is higher than that in frame because it's connected by welding. So this solution is not acceptable from architectural engineer.

So the frame system is selected

4.7 - Design of crane girder (Run way beam): -

Crane girders are provided in workshops, power and factories, to support cranes for movement of machinery, raw way materials and finished goods. The present-day cranes are electrically operated (EQT) and move at a greater speed, thus cause greater stresses due to impact. For smaller crane capacities wide flanged I-beams are used. For heavy capacities I-girder with channel riveted on top is used. For heavy capacities build-up plate girder with channel or built-up channel at top is provided.

A. System and loads according to (Y) axis:

1. System:

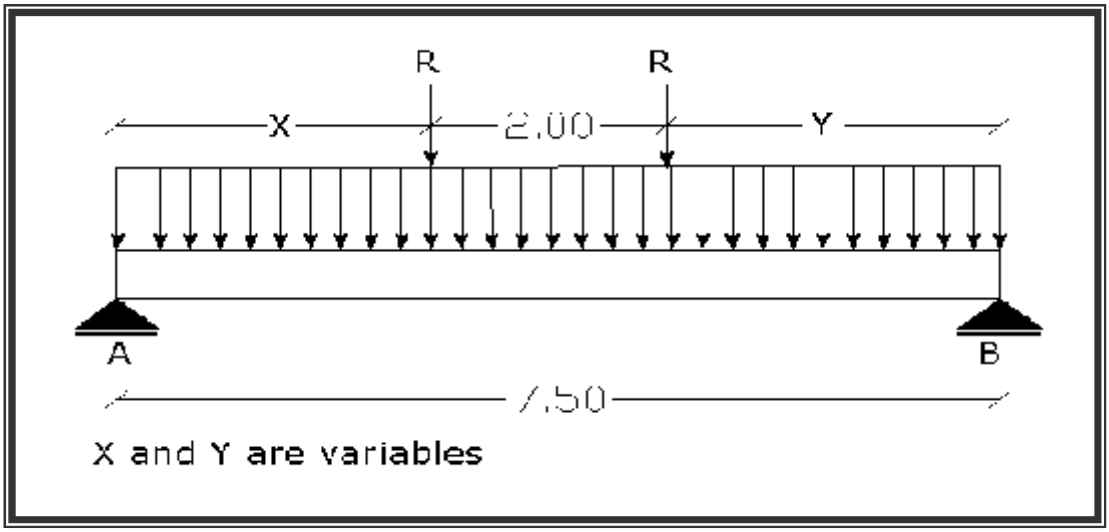


Figure (4-17): System and loads of crane according to (Y) axis.

2. Loads:

Dead loads:

Dead load of crane girder (I) profile=1.5 KN/m.

Dead load of Channel profile (50×50 mm) = 0.5 KN/m.

Total Dead load = 2 KN/m.

Live loads:

R max = 34.9 KN (Where impact factor = 1.25)

B. System and loads according to (X) axis:

1. System:

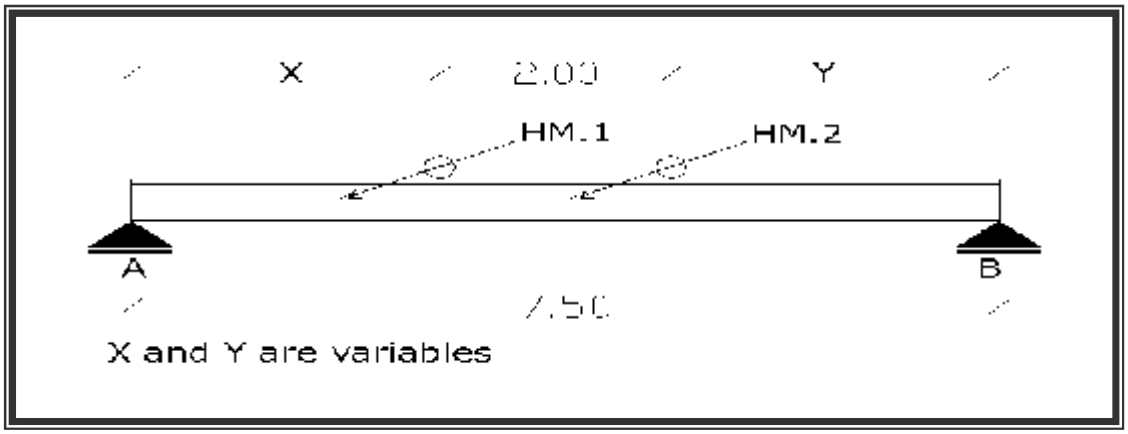


Figure (4-18): System and loads according to (X) axis.

2. Loads:

HM.1 = 9.79 KN these values taken from table (3-1).

HM.2 = 2.36 KN

C. System and loads according to longitudinal axis:

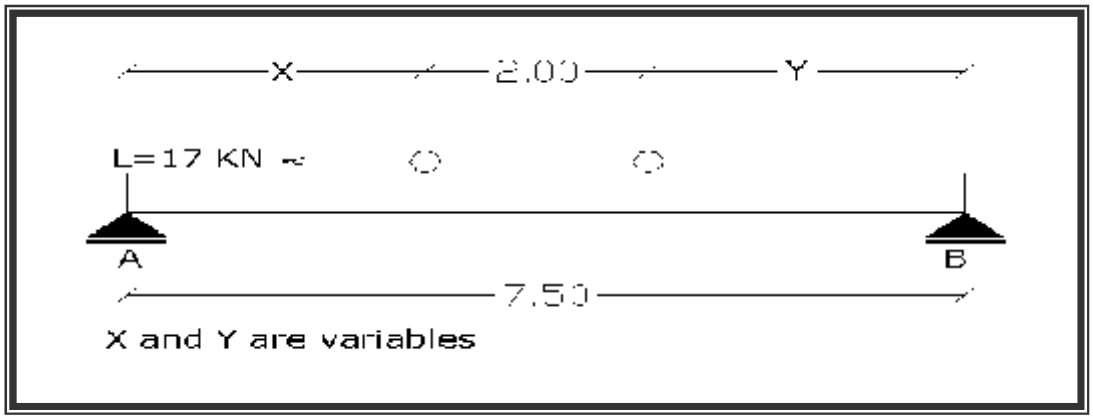


Figure (4-19): System and loads according to longitudinal axis.

D. Moment about (X) and Shear force in (Y) direction:

1. Moment:

Fore maximum bending moment about (X) the distance between one wheel and the resultant of two wheels should be bisected by the center of span as shown in figure (4-17).

So: (x= 3.25m, y= 2.25m, the distance between the two wheels= 2m)

Ay = 34.9× 1.6×1.25/7.5 = 60.49 KN

Maximum B.M (due impact factor=1.25) = Ay × 3.25

= 60.49 × 3.25 = 196.6 KN.m

Maximum B.M due to self load and crane rail = $\frac{wl}{8}$

$= \frac{3.5 \times 7.5}{8} = 3.28 KN.m$

Total maximum bending moment = 196.6 + 3.28 = 199.88 KN.m

2. Shear:

For maximum shear, one of the two wheels should be at the support as Shown in figure (4-26), but in this case the value of (x=0 m) and (y=5 m).

So: at (x= 0 m, y=5 m) the value of maximum shear= Vy max.

Where Vy max = 69.8 KN + $\frac{3.5 \times 7.5}{2}$ = 82.92 KN.

E. Moment about (Y) and Shear force in (X) direction:

1. System:

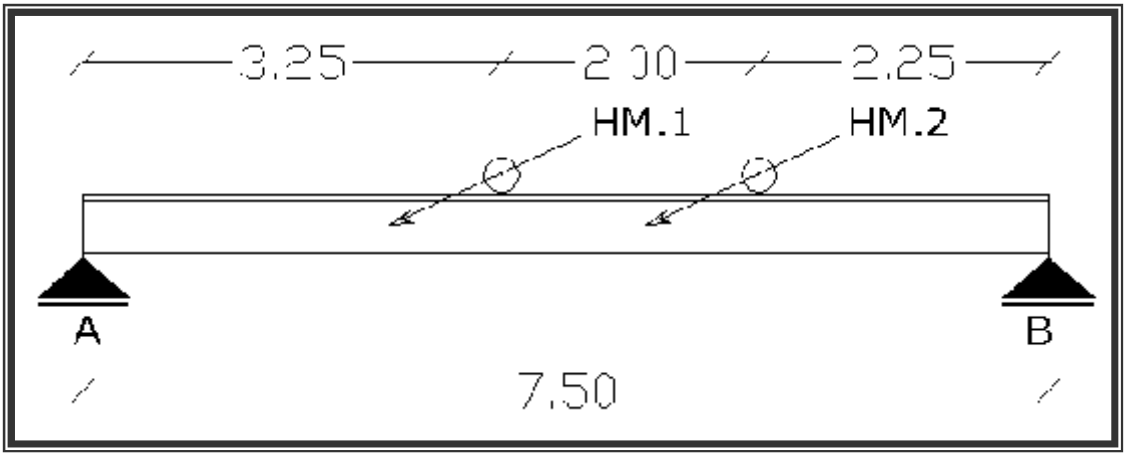


Figure (4-20): location of horizontal loads that produce the maximum moment

2. Maximum Shear and moment Values:

My max. = 32.56 KN.m

Vx max = 15.68 KN

F. Design of crane girder (B.2):

1. Selection of profile:

A trial section is chosen and checked for stresses. The section is revised if Stresses are not within the limits or if it is uneconomical.

Use **HEB-360** (h=360 mm, W=1.50 KN/m)

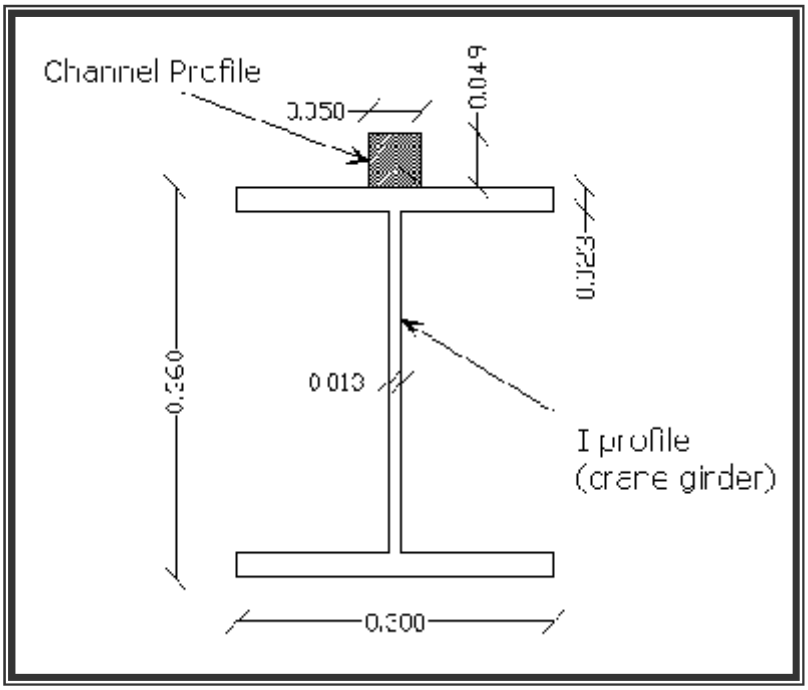


Figure (4-21): Profile of crane girder (B.2).

2. Determination of moment of inertia (Ix, Iy):

$$Y' = \frac{50 \times 9 \times 205 + 22.5 \times 300 \times 169 - 22.5 \times 300 \times 169}{50 \times 49 + 22.5 \times 300 \times 2 + 261 \times 12.5} = 26.10mm$$

Y' = 26.10 mm.

$$Lx = 4319 \times 10^5 + \frac{b \times h^3}{12}(channel) + Ad^2(Iprpfile) + Ad^2(channel)$$

$$Lx = 4319 \times 10^5 + \frac{50 \times 49^3}{12}(channel) + 181 \times 26.1 \times 10^2 + 50 \times 49 \times 177.5 = 43329.7Cm^4$$

$$X' = 0$$

$$Ly = \frac{2(22.5 \times 300^3)}{12} + \frac{261 \times 12.5^3}{12} = 10129Cm^4.$$

3. Maximum tensile and compressive Stresses:

$$\frac{Mu.x}{\Phi b \times \frac{Lx}{Cy}} + \frac{Mu.y}{\Phi b \times \frac{Ly}{Cx}} \leq (fy = 240Mpa)$$

$$\frac{1998.8 \times 10^5}{0.9 \times \frac{43329.7 \times 10^4}{207}} + \frac{325.6 \times 10^5}{0.9 \times \frac{10129 \times 10^4}{150}} \leq (fy = 240Mpa)$$

⇨ 160 Mpa < 240 Mpa ……. (It's safe)

4. Maximum Shear:

↓V×Vn ≥Vu but (↓v=0.9)

Vn = 0.6×fy_w×Aw = 0.6×20×3262=469728 N

↓V=0.9×469728 = 422 KN

(↓V= 422.7 KN) > (Vu = 82.92 KN)

5. Size and length limitations for fillet weld (Channel with I profile):

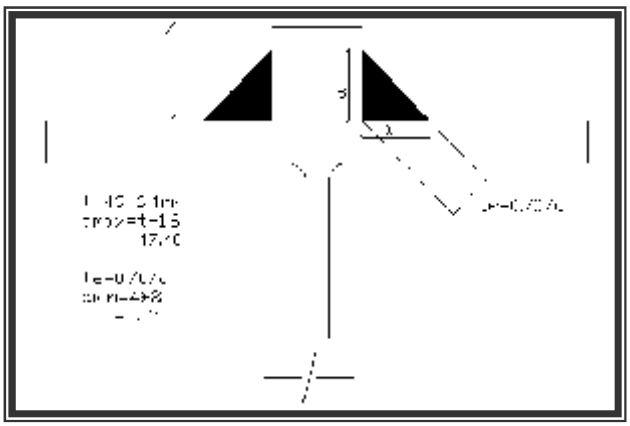


Figure (4-22): Dimensions of fillet welds.

Note: For more about design of bolts & welding, see Appendix 7.3/7.4.

$$\sum U = \frac{Vy.SX}{Ly.b}$$ Where b=2×te

$$\sum U = \frac{82.92 \times 10^3 \times 150}{10129 \times 2 \times 33.51} = 18.32 Mpa.$$

$$\text{¤}Rnw = 0.75 \times 2 \times te \times 0.6 \times 240 = 0.75 \times 2 \times 33.5 \times 0.6 \times 240 = 7236 Mpa.$$

$$\text{¤}Rnw > \sum U$$ ……OK (It's safe)

6. Limitation of deflection:

   Δmax (live load) ≤ L / 700

   L/ 700 = 10.71 mm

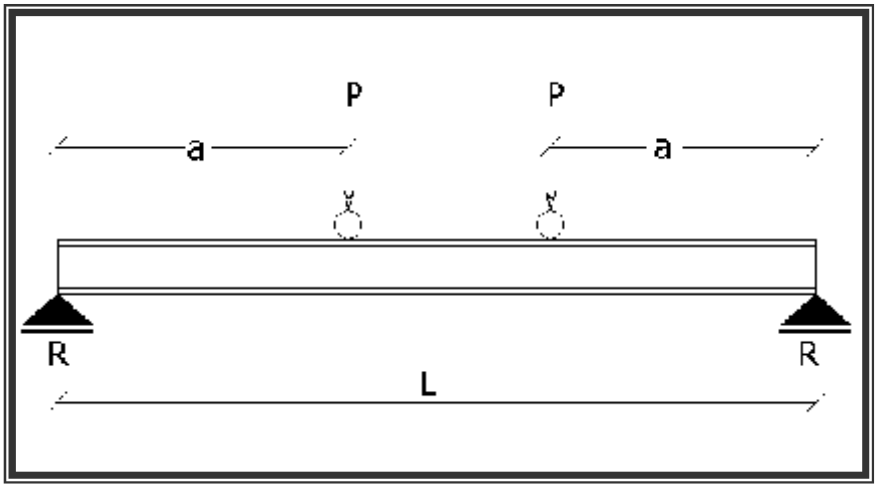


Figure (4-23): Equation of deflections values.

$$But \Delta \max = \frac{P \times a}{24 \times EI}\left[3 \times L^2 - 4 \times a^2\right]$$

$$\Delta \max = \frac{43.62 \times 10^3 \times 2.75}{24 \times 21 \times 10^5 \times 43329 \times 10^{-8}}\left[3 \times 7.5^2 - 4 \times 2.75^2\right]$$

Δmax = 7.61 mm < 10.71 mm …… (It's safe)

7. Check for local web yielding:

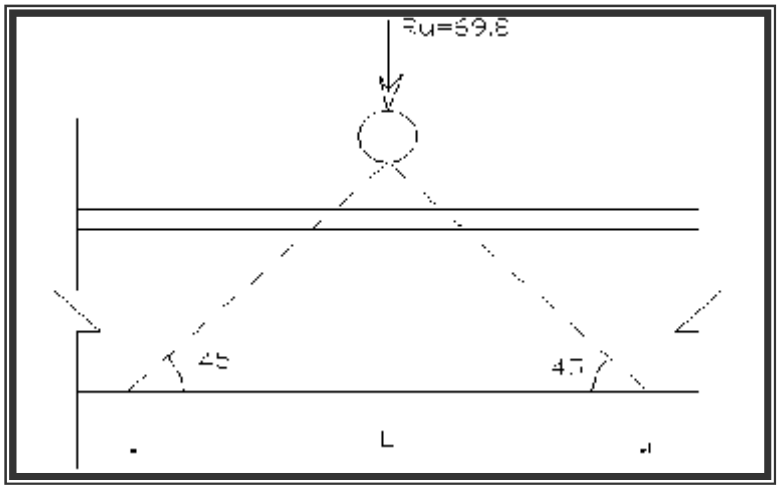


Figure (4-24): Ability of local web yielding

$$X = \frac{L}{} - \frac{C}{4} = 2.75$$

L= 2.5 K + N where N = 0

$$K = \frac{H - h1}{2} = \frac{360 - 261}{2} = 49.5mm.$$

L= 2.5×0.0495 = 0.1238 m

↓Rn = L× tw × fy × Ø = 0.124 × 0.0125 × 2.4 × 10 × 1 = 372

372 > (Ru = 69.8). ……. (It's safe)

So the profiles used (**HEB-360**) and channel (**50×50**) is safe

G. Design of Bolts for crane with columns: -

In this case the design of bolts will be to resist shear force, where Ru = 17 KN.
Select the material M5.6 Where:

$$f_y{}^b = 300N/mm^2$$
$$f_u{}^b = 500N/mm^2$$

$\Phi Rn \geq Ru$

$\Phi Rn = 0.75 \times 0.4 \times Fu^b \times m \times A_b$

$0.75 \times 0.4 \times Fu^b \times m \times A_b = 17 \times 10^3$

$0.75 \times 0.4 \times 500 \times 1 \times A_b = 17 \times 10^3$

$A_{b_{Req.}} = 113.3mm^2$

$select 2. bolts$

$d_{req.} = 8.5mm$

4.8 - Design of solid slabs:

The critical sections for positive and negative moment in the spans of a continuous girder are located at or near mid span and at the supports. These sections must be designed for the maximum moments created by both dead and live loads. Analysis for the dead load, which is fixed in position and magnitude, needs to discussion; however, the maximum values of positive and negative moment at critical sections in a given span are produced by different live load patterns.

4.8 - Design of solid slab (S.2):

A. System and loads:

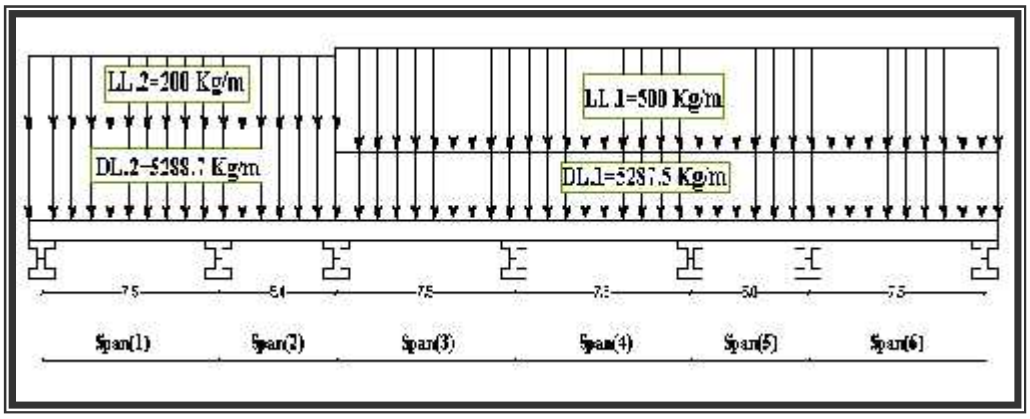


Figure (4-25): System and loads of solid slab S.2.

B. Shear and moment Diagrams:

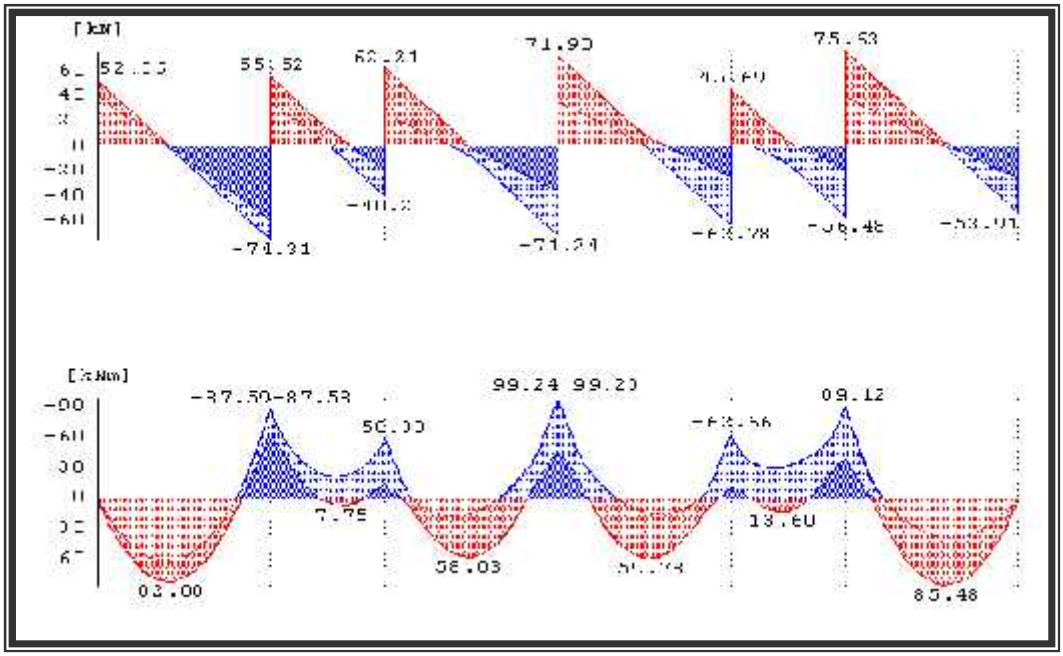


Figure (4-26): Shear and Moment Diagrams

A-span (1) & (6):-

1-material properties:

fy= 400 Mpa fc' = 25 Mpa

2-Requirement of deflection:

$$h \geq \frac{l}{24} = \frac{7.5}{24} = 0.30m = 30Cm$$

3- Design of bending moment:

Mu = 82.08 KN.m ρ max = 0.0203

Assume Concrete cover C = 2 cm

$$d = h - c - \frac{D(bar)}{2} = 30 - 2 - \frac{2}{2} = 27Cm$$

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{400}{0.85 \times 25} = 18.82$$

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{82.08}{0.8} = 102.6 \text{ KN.m}$$

$$Rnreq = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{102.6}{1 \times 0.27^2} = 1.047$$

$$\rho req = \frac{1}{m}\left[1 - \sqrt{1 - 2m \times \frac{Rn}{fy}}\right] = \frac{1}{18.82}\left[1 - \sqrt{1 - 2 \times 18.82 \times \frac{1.407}{400}}\right] = 0.0036$$

$$\rho \min = \frac{1.4}{fy} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

ρ req > ρ min so it's satisfied

As req = ρ req ×b×d = 0.0036×100×27 = 9.72 cm²/m

Select ↓20@ 25 cm Ast provided = 12.57 cm²/m

Ast ≥ 0.2 × Asl ⇨ Ast = 0.2 × 12.5=2.5 cm²/m

Where: Asl = longitudinal steel.

Ast = transverse steel.

Select ↓10 @ 25 cm Ast provided = 3.14 cm²/m

4- Design of shear:

Vu=75.63 KN

Vu at ($\frac{a}{2} + d$) = 68.38 KN (by interpolation) (a= width of beam)

$\Phi\times\ Vc = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{fc'} \times b \times d = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 270 \times 100$

Φ× Vc =168.75 >68.38 so the limitation is satisfied

No shear reinforcement is required

B-span (2):

1-design of bending moment:

Mu = 7.75 KN.m ρ max = 0.0203

Assume Concrete cover C = 2 cm

So $d = h - c - \frac{D(bar)}{2} = 30 - 2 - \frac{2}{2} = 27Cm$

$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{400}{0.85 \times 25} = 18.82$

$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{7.75}{0.8} = 9.69KN.m$

$Rnreq = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{9.69}{1 \times 0.27^2} = 0.133$

$\rho req = \frac{1}{m}\left[1 - \sqrt{1 - 2m \times \frac{Rn}{fy}}\right] = \frac{1}{18.82}\left[1 - \sqrt{1 - 2 \times 18.82 \times \frac{0.133}{400}}\right] = 0.00033$

$\rho\ \min = \frac{1.4}{fy} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$

ρ req > ρ min so it's not satisfied

As req = ρ req ×b×d = 0.00033×100×27 = 0.891 cm²/m

But As needed =As req×1.3 = 1.16 cm²/m

Select ↓8 @ 25 cm Ast provided = 2.01 cm²/m

Ast ≥ 0.2 × Asl ⇨ Ast = 0.2 × 2.01=0.402 cm²

Select ↓6 @ 33 cm Ast provided = 0.85 cm²/m

C-span (3) & (4):

Design of bending moment:

Mu = 58.03 KN.m ρ max = 0.0203

Assume Concrete cover C = 2 cm

So $d = h - c - \frac{D(bar)}{2} = 30 - 2 - \frac{2}{2} = 27Cm$

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{400}{0.85 \times 25} = 18.82$$

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{58.03}{0.8} = 72.53KN.m$$

$$Rnreq = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{72.53}{1 \times 0.27^2} = 0.995$$

$$\rho req = \frac{1}{m}\left[1 - \sqrt{1 - 2m \times \frac{Rn}{fy}}\right] = \frac{1}{18.82}\left[1 - \sqrt{1 - 2 \times 18.82 \times \frac{0.995}{400}}\right] = 0.00254$$

$$\rho \min = \frac{1.4}{fy} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

ρ req > ρ min so it's not satisfied

As req = ρ req ×b×d = 0.00254×100×27 = 6.858 cm²/m

But As needed =As req×1.3 = 8.92 cm²/m

Select ↓20@ 25 cm Ast provided = 12.56 cm²/m

Ast ≥ 0.2 × Asl ⇨ Ast = 0.2 × 12.56=2.51 cm²

Select ↓10 @ 25 cm Ast provided = 3.15 cm²/m

D-span (5):

Design of bending moment:

Mu = 13.6 KN.m ρ max = 0.0203

Assume Concrete cover C = 2 cm

So $d = h - c - \frac{D(bar)}{2} = 30 - 2 - \frac{2}{2} = 27Cm$

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{400}{0.85 \times 25} = 18.82$$

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{13.6}{0.8} = 17KN.m$$

$$Rnreq = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{17}{1 \times 0.27^2} = 0.233$$

$$\rho req = \frac{1}{m}\left[1 - \sqrt{1 - 2m \times \frac{Rn}{fy}}\right] = \frac{1}{18.82}\left[1 - \sqrt{1 - 2 \times 18.82 \times \frac{0.233}{400}}\right] = 0.0059$$

$$\rho \min = \frac{1.4}{fy} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

ρ req > ρ min so it's satisfied

As min = ρ min ×b×d = 0.0035×100×27 = 9.45 cm²/m

As req = ρ req ×b×d = 0.0059×100×27 = 1.566 cm²/m

Select ↓ 8 @25 Ast provided = 2.01 cm²/m

Ast ≥ 0.2 × Asl ⇨ Ast = 0.2 ×2.01 = 0.402 cm².

Select ↓ 6 @33cm Ast provided = 0.85 cm²/m

E-support (2&4&6): -

Design of bending moment:

Mu = 99.24 KN.m ρ max = 0.0203

Assume Concrete cover C = 2 cm

So $d = h - c - \frac{D(bar)}{2} = 30 - 2 - \frac{2}{2} = 27Cm$

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{400}{0.85 \times 25} = 18.82$$

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{99.2}{0.8} = 124.05KN.m$$

$$Rnreq = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{124.05}{1 \times 0.27^2} = 1.701$$

$$\rho req = \frac{1}{m}\left[1 - \sqrt{1 - 2m \times \frac{Rn}{fy}}\right] = \frac{1}{18.82}\left[1 - \sqrt{1 - 2 \times 18.82 \times \frac{1.70}{400}}\right] = 0.0044$$

$$\rho \min = \frac{1.4}{fy} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

ρ req > ρ min so it's satisfied

As req = ρ req ×b×d = 0.00444×100×27 = 11.975 cm²/m

Select ↓20@ 25 cm Ast provided = 12.57 cm²/m

Ast ≥ 0.2 × Asl ⇨ Ast = 0.2 × 12.57=2.51 cm²/m

Where: Asl = longitudinal steel.

Ast = transverse steel.

Select ↓10 @ 25cm Ast provided = 3.14 cm²/m

F-support (3&5): -

Design of bending moment:

Mu = 62.66 KN.m ρ max = 0.0203

Assume Concrete cover C = 2 cm

So $d = h - c - \frac{D(bar)}{2} = 30 - 2 - \frac{2}{2} = 27Cm$

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{400}{0.85 \times 25} = 18.82$$

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{62.66}{0.8} = 78.323KN.m$$

$$Rnreq = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{78.323}{1 \times 0.27^2} = 1.074$$

$$\rho req = \frac{1}{m}\left[1 - \sqrt{1 - 2m \times \frac{Rn}{fy}}\right] = \frac{1}{18.82}\left[1 - \sqrt{1 - 2 \times 18.82 \times \frac{1.074}{400}}\right] = 0.0025$$

$$\rho \min = \frac{1.4}{fy} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

ρ req > ρ min so it's not satisfied

As req = ρ req ×b×d = 0.0025×100×27 = 7.44 cm²/m

But As needed =As req×1.3 = 9.68 cm²/m

Select ↓20 @25cm Ast provided = 12.56 cm²/m

Ast ≥ 0.2 × Asl ⇨ Ast = 0.2 × 12.56=2.51 cm²/m

Select ↓10 @ 25cm Ast provided = 3.14 cm²/m

c. Design values:

Table (4-4): Design of Solid Slab (S.2).

	S1												
	Sup. (A)	**Mid Span (1)**	**Sup. (B)**	**Mid Span (2)**	**Sup. (C)**	**Mid Span (3)**	**Sup. (D)**	**Mid Span (4)**	**Sup. (E)**	**Mid Span (5)**	**Sup. (F)**	**Mid Span (6)**	**Sup. (G)**
Mu (KN.m)	0.0	82.1	99.2	7.8	62.66	58.0	99.2	59.8	62.66	13.6	99.2	85.5	0.0
Req. Rn(Mpa)	0.0	1.407	1.701	0.133	1.074	0.995	1.701	0.995	1.074	0.233	1.701	1.466	0.0
Minimum (ρ)	0.0	0.0035	0.0035	0.0035	0.0035	0.0035	0.0035	0.0035	0.0035	0.0035	0.0035	0.0035	0.0
Req. (ρ)	0.0	0.00364	0.0044	0.00033	0.0025	0.00254	0.0044	0.00254	0.0025	0.00059	0.0044	0.0038	0.0
Req. AsL (cm^2)	0.0	9.72	11.975	0.89	7.44	6.86	11.975	6.86	7.44	1.57	11.975	10.26	0.0
AsL Provided (cm^2)	↓20@25cm As = 12.56	↓20@25cm As = 12.56	↓20@25cm As = 12.57	↓8@25cm As = 2.01	↓20@25cm As = 12.57	↓20@25cm As = 12.56	↓20@25cm As = 12.57	↓20@25cm As = 12.56	↓20@25cm As = 12.57	↓8@25cm As = 2.01	↓20@25cm As = 12.57	↓20@25cm As = 12.56	↓20@25cm As = 12.56
Ast (cm^2)	↓10@25cm As = 3.14	↓10@25cm As = 3.14	↓10@25cm As =3.14	↓6@35cm As = 0.85	↓10@25cm As =3.14	↓10@25cm As =3.15	↓10@25cm As =3.14	↓10@25cm As =3.15	↓10@25cm As =3.14	↓6@33cm As =0.85	↓10@25cm As =3.14	↓10@25cm As = 3.14	↓10@25cm As = 3.14

4.9– Design of beams under the solid slab.

Design of Beam B.3: -

1- System and load: -

a) System

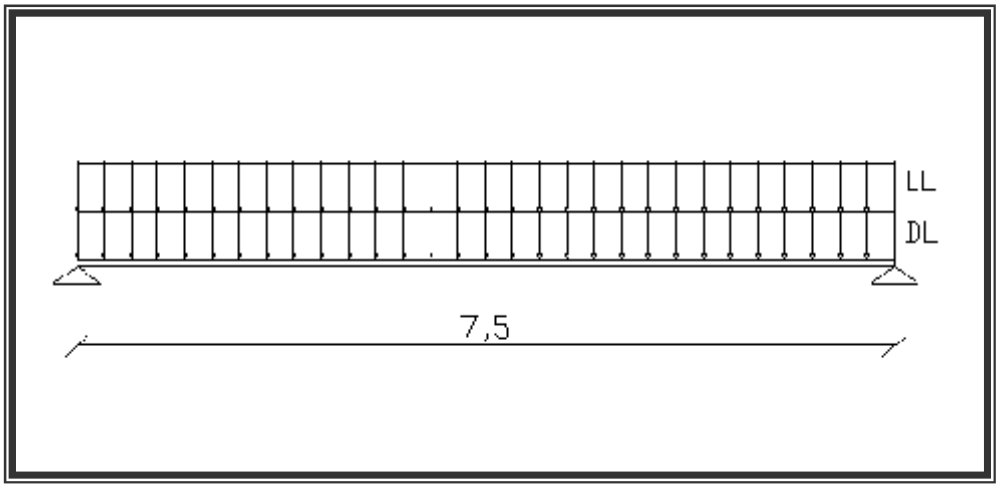


Figure (4 – 27): system of loads for Beam B.3.

b) Dead Load

Dead load of beam = 0.5 KN/m.

Dead load of beams = 0.5 KN/m

Dead load of slab =7.5×7.5=56.25KN/m

Total dead load = 56.75KN/m

Du=56.75(1.2) =68.1 KN/m

c) Live load =5×7.5= 37.5KN/m.

Lu=1.6×37.5=60 KN/m.

d) Load combination

- 1.2 D + 1.6 LL = 1.2 × 56.75 + 1.6 × 37.5 = 128.1 KN/m.

2- Design of beam: -

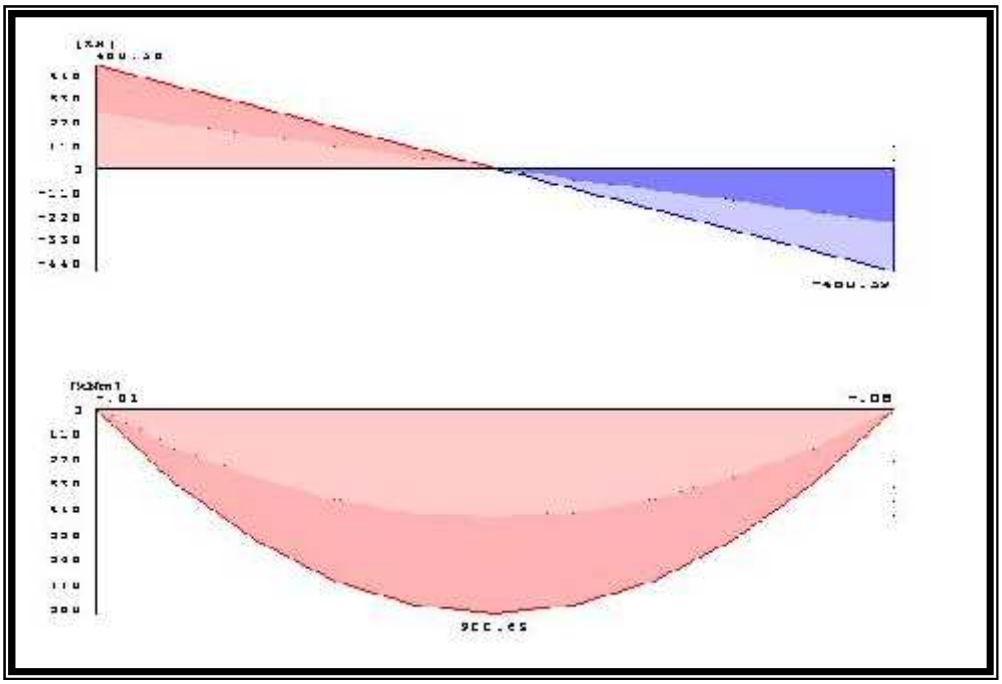


Figure (4- 28): Shear & Moment diagram of load combination.

Mu = 900.7 KN.m

Vu = 480.4 KN.m

G. Design of bending moment (select **ST-37**, fy = 240 Mpa): -

Assume compact section

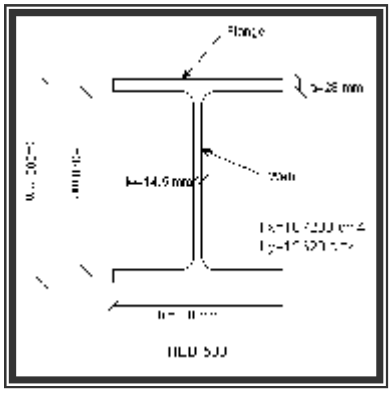
Mn = Φ Mp ≥ Mu , Mp = fy × Z

Mp = 240 × Zreq. × 0.9 ≥ Mu

$$Zreq \geq \frac{900.7 \times 10^{6}}{240 \times 0.9} = 4169.9 Cm^{3.}$$

So Zreq. = 4169.9 Cm³

Select (HEB-**500**)



Check of compact section: -

λfl < λp

$$^{a}fl = \frac{bf}{2tf} = \frac{300}{2 \times 28} = 5.35 < {}^{a}p$$

$$^{a}p = \frac{65}{\sqrt{fy}} = \frac{65}{\sqrt{34.8}} = 11.01.$$

λfl = 5.96 < λp = 11.01 ……...……...……Ok

$$^{a}w = \frac{t}{tw} = \frac{390}{14.5} = 26.8 < {}^{a}p = \frac{640}{\sqrt{34.8}} = 108.5.$$……Ok

Nominal moment strength: -

Φ fy × Z ≥ Mu

0.9 ×240× 4290×10³ = 926.6 KN.m

Φ fy × Z = 926.6 ≥ 900.7 KN.m

H. Design requirement of shear :-

Φ Vn ≥ Vu

Vn = 0.6×fy×Aw

Aw = tw × d = 4.5×390 = 5665 mm²

Vn =0.6×240×5655 = 814.32 KN.

Φ Vn =0.9×814.32 = 732.89KN > 480.4 KN.

I. Design requirement of deflection: -

Δmax (live load) ≤ L / 360.

Δmax = (7.5 × 1000) / 360 = 20.83 mm.

$$\Delta = \frac{5wl^4}{384EI} = \frac{5 \times 37.5 \times 7500^2}{384 \times 21 \times 10^4 \times 72 \times 10^6} = 6.86mm < \Delta \text{ max} = 20.83 \text{ mm}$$…Ok

So use HEB-500

Note: For more about design of bolts & welding, see Appendix 7.3/7.4.

4.10- Design of Columns:

Sample of calculation“Design of Column (C.1)”:-

A. System and loads:

1. System:

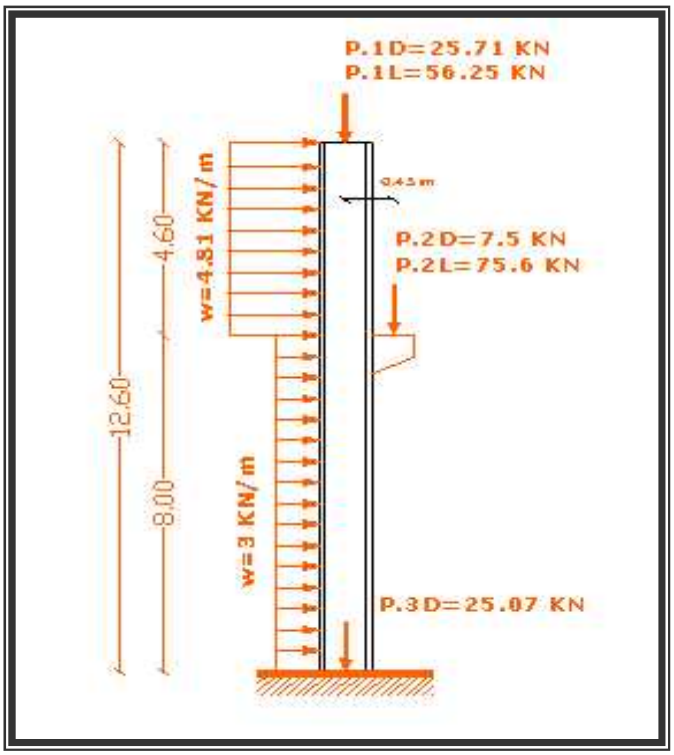


Figure (4-29): System and loads of column (C.1).

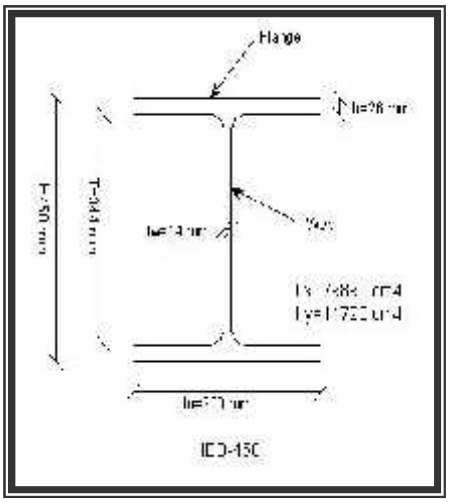
2. Loads combinations for designing a structure of “mixed" construction:-

- Load combination (I): U=1.4DL.
    - Pu = 76.564 KN.
    - Mu = 0.45×10.5 = 4.72KN.m
- Load combination (II): U=1.2D+1.6L+0.5S.
    - Pu = 219.02 KN.
    - Mu = 0.45×+0.45×120.98+8×15.66 = 184.19KN.m

- Load combination (III): U=1.2D+1.6S+0.5L.
    - Pu = 197.724KN.
    - Mu = 319.29KN.m

B. Column Strength: -

Select **(HEB-450)**



Local plate buckling Q=1.0

$$^{a}f = \frac{b}{tf} = \frac{300}{2\times 26} = 5.76 < {}^{a}r = \frac{250}{\sqrt{fy}} = \frac{250}{\sqrt{240}} = 16.1.$$

$$^{a}w = \frac{h}{w} = \frac{344}{14} = 24.57 < {}^{a}r = \frac{663}{\sqrt{240}} = 42.8$$

Kx = 2.0 Ky = 1.0

2. a. Buckling about X-axis Kx = 2.0

$$\frac{Kx.Lx}{rx} = \frac{2\times 12.6\times 100}{19.1} = 131.9$$

2. b. Buckling about Y-axis Ky = 1.0

$$\frac{Ky.Ly}{ry} = \frac{1\times 12.6\times 100}{7.33} = 171.9 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\underline{\text{CONTROL}}$$

$\lambda c = 1.93$ (1)

$\lambda c = 1.93 \Rightarrow \frac{\Phi c.fcr}{fy} = 0.202$

$\Rightarrow \Phi c \times fcr = 240\times 0.20 = 48$ Mpa.

$\Phi c \times Pn = (48)(21800) = 1046.6 > Pu = 197.64KN$……OK

$$\frac{Pu}{\Phi c.Pn} = \frac{197.64}{1046.6} = 0.189 < 0.2 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\text{Satisfied}$$

- Mp = Fy× Zx = $240\times 1990\times 10^3$ =477.6 KN.m
- Mr = (Fy - Fr) Sx = $(240-68.95)\times 13550\times 10^3$ =604.4 KN.m

Lb = 12.6 m.

$$Lp = \frac{300 \times 73.3}{\sqrt{34.8}} = 3.72m.$$

$$Lr = \frac{ry.X1}{(Fy - Fr)}\sqrt{1 + \sqrt{1 + X2(Fy - Fr)^2}}$$

Where:-

- $X1 = \frac{®}{Sx}\sqrt{\frac{EGJA}{2}}$
- $X2 = \frac{4Cw}{Iy}(\frac{Sx}{Gj})^2$

Using for **(HEB-400)**

- Sx =3550×10^3 mm².
- E = 210000 Mpa.
- G = 81000 Mpa.
- $J = \frac{2b.tf^3 + htw^3}{3} = 3.903 \times 10^6.$
- A = 21800 mm².
- $Cw = \frac{tf.b^3h^2}{24} = 5.258 \times^{12}$
- Fr = 68.9 Mpa.

⇨ X1 = 23805 Mpa.

⇨ X2 = 2.263×10^{-}5 Mpa.

$$⇨\ Lr = \frac{ry.X1}{(Fy - Fr)}\sqrt{1 + \sqrt{1 + X2(Fy - Fr)^2}}$$

$$Lr = \frac{73.3 \times 23805}{(240 - 68.9)}\sqrt{1 + \sqrt{1 + 2.263 \times 10^{-5}(240 - 68.9)^2}} \quad = 13.15m$$

Lr = 13.15 m

LP < Lb < Lr ⇨ 3.76 < 12.6 < 13.15

$$(\frac{bf}{2tf} = \frac{300}{2 \times 26} = 5.76) < 10.8$$ ……...……...…OK

$$\frac{Pu}{\Phi b.Py} = \frac{197.64 \times 10^3}{0.9 \times 240 \times 21800} = 0.0419 < 0.125.$$

$$^{a}p = \frac{640}{\sqrt{fy}}(1 - 2.75 \times \frac{Pu}{\Phi b.Py})$$

$$^{a}p = \frac{640}{\sqrt{240}}(1 - 2.75 \times 0.0419) = 36.55.$$

$$^{a} = \frac{h}{tw} = 24.57 < {}^{a}p = 36.55$$ …...……...……Satisfied

$$Mn = Cb\left[Mp - (Mp - Mr)\frac{Lb - Lp}{Lr - Lp} \right] \le Mp$$

$$1735.9 \le \text{Mp}$$

$$1735.9 > \text{Mp} = 477.6 \text{ KN.m}$$

Since Mn cannot exceed Mp, Mn = Mp for this analysis.

$$Pe2 = \frac{®^2 \times E \times Ag}{(\frac{KL}{r})^2} = \frac{®^2 \times 21 \times 10^5 \times 21800}{(171.9)^2} = 1529.1KN$$

Pu = 197.64 KN.

$$B2 = \frac{1}{1 - \frac{Pu}{Pe2}} = \frac{1}{1 - \frac{197.64}{1529.1}} = 1.15$$

Check LRFD formula:-

Mux = MLt × B2 = Mu×B2

= 319.29 ×1.148 =366.5 KN.m

$$\frac{Pu}{2¤c.Pn} + \left[\frac{Mux}{\Phi b.Mnx} + \frac{Muy}{\Phi bmny} \right] \le 1.0$$

$$\Rightarrow \frac{197.64}{2\times 1046.6}+\left[\frac{366.5}{0.9\times 477.6}\right]=0.947\le 1.0$$

$$0.947< 1.0$$

So it is satisfied and HEB-450 is used

Table (4-5): Design of columns.

	Length of column (m)	**Pu (KN)**	**Mu (KN.m)**	**Mp (KN.m)**	**Selected Profile**
C.1	12.6	197.64	263.16	477.6	HEB-450
C.2	10.7	1080	273.69	1368	HEB-600
C.3	9.8	578	290.16	1029.6	HEB-500
C.4	12.16	6.0	75.18	_____	IPE-330

Note: For more about design of columns "C2-C4" see Appendix 7.1.

4.11 - Design of mat slab: -

According to figure (4-31) the required thickness and reinforcement ratio for mat slab subjected by forklift wheel loads 20KN.

Select h=20cm Where h= thickness of slab.

No reinforcement against shrinkage and temperature is required (see figure (4-31)).

So: Mat slab is reinforced with As min, according to ACI

Where: $A_{s\,min}=\rho_{min}\times b\times d$

$\rho_{min}=0.0018$

$d=h-c = 20\text{ cm} - 3\text{ cm} = 17\text{ cm}$

$b=100\text{ cm}$

As req. = As min = 0.0018×100×17 = 3.06 cm²/m.

Select: both upper and lower reinforcement as **Ø8@15cm**

And As provided = 3.35cm²/m

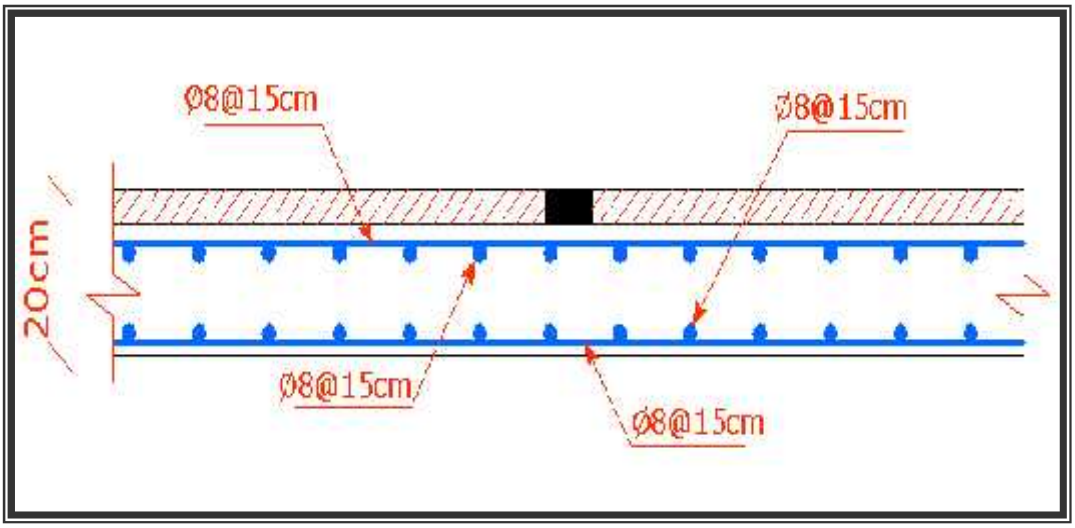


Figure (4-30): Reinforcement of mat slab.

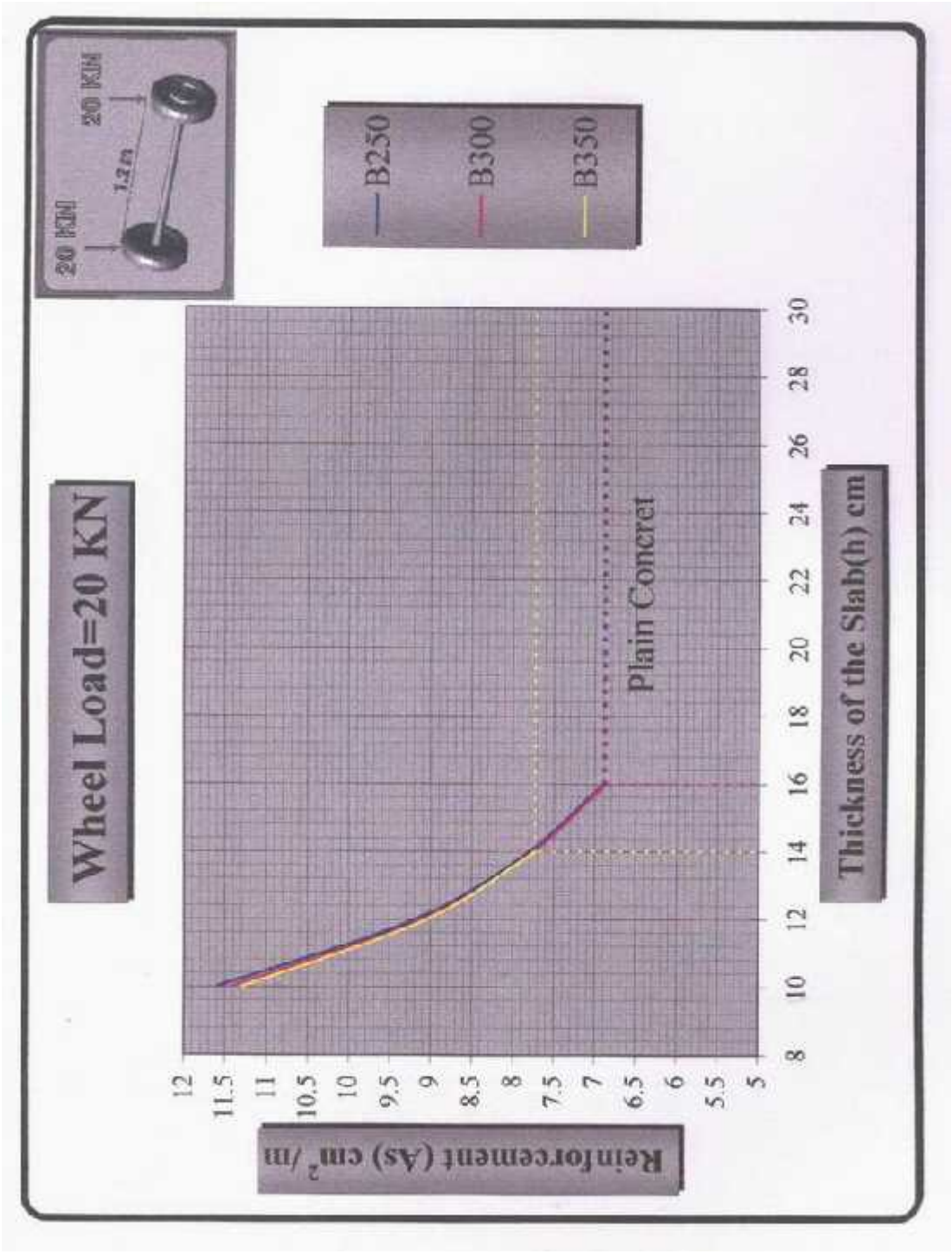


Figure (4-31): Required thickness (h) and Reinforcement Ratio for mat slabs subjected by forklift wheel loads 20 KN.

4.12- Design of footings: -

Sample of calculation"Design of footing (F.1): -

Footing (1) carrying column (1) (**HEB-450**)

A. Design Requirements of soil:

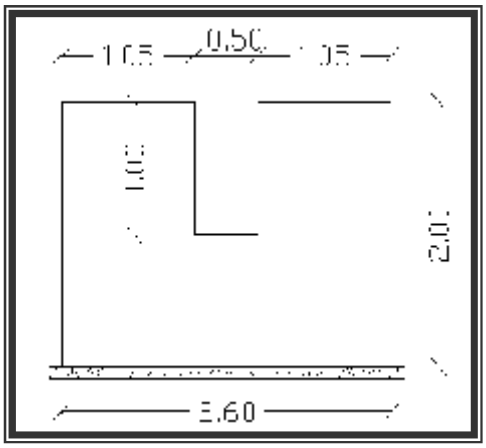
Pt= 582 KN

Mt= 439.6 KN.m

Where:

Pt= total no factored load.

Mt= total no factored moment.



1-Check of tension failure:

- Eccentricity due to dead load (ed):

$$e_d = \frac{M_d}{P_d} = \frac{3.4}{507.7} = 0.007 \le (\frac{b_x}{6} = \frac{2.8}{6} = 0.46)$$

- Eccentricity due to dead load & live load (ed+L):

$$e_{d+l} = \frac{Mt}{Pt} = \frac{439.6}{507.7} = 0.85 \le (\frac{bx}{3} = \frac{2.6}{3} = 0.867)$$

2. Limit state of bearing capacity (σ b):

$$\pm_b = \frac{p_t}{b_x \times b_y} + \frac{M.c}{I} = \left[\frac{507.7}{2.6 \times 2.6} + \frac{439.6 \times 1.3}{\frac{2.6 \times 2.6^3}{12}} = 225.2 \right] < (\pm_b = 300\ KN/m^2)$$

Limit state of bearing capacity is satisfied.

3. Check of sliding failure:

$Ht = 46.7KN$

$«p_t = 0.4 \times 507.7 = 203.1KN$

$$\frac{«p_t}{Ht} = \frac{203.8}{46.7} = 4.35 > 1.5 \cdots OK$$

Limit state of sliding is satisfied.

B. Design requirements of concrete:

1. Design of bending moment:

Pu= 515.4 KN

Mu= 263.16 KN.m

Where:

Pu= total factored load.

Mu= total factored moment.

$$\pm_{b\,\min}^{\max} = \frac{p_t}{b_x \times b_y} \pm \frac{M.c}{I} = \left[\frac{515.4}{2.6 \times 2.6} \pm \frac{263.2 \times 1.3}{\frac{2.6 \times 2.6^3}{12}} \right]$$

$\pm_{b\max} = 166KN/m^2$

$\pm_{b\min} = -13.6KN/m^2$

$$m = \frac{fy}{0.85fc'} = \frac{400}{0.85 \times 25} = 18.82$$

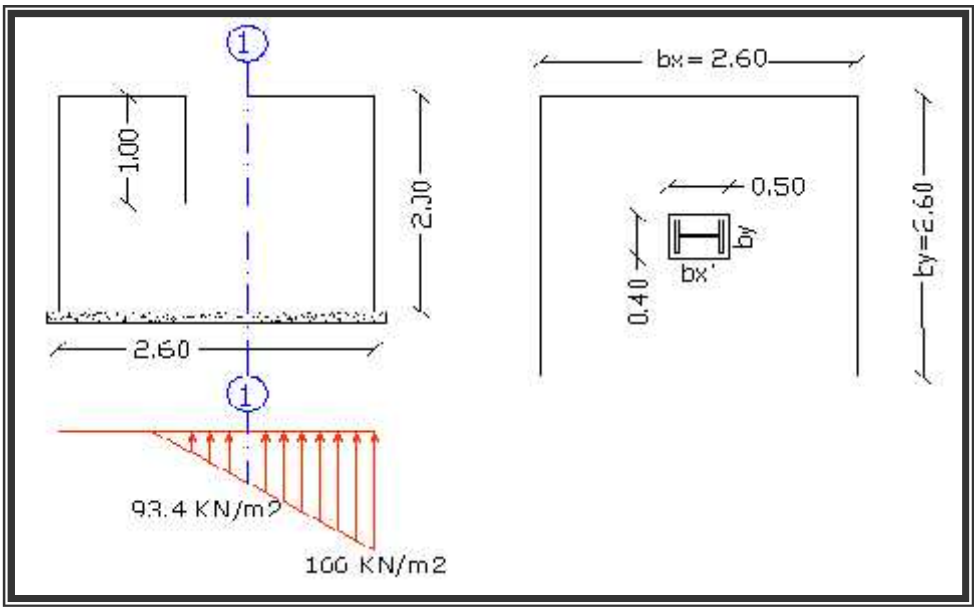


Figure (4-32): maximum stress and dimensions of footing (F.1).

At section (1-1):

Pu = 136.2 KN

Mu = 78.2 KN.m

h=1m ⟶ d= 0.96 m

$$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{\frac{Mu}{0.9} \times 10^6}{1000 \times 940^2} = \frac{\frac{78.16}{0.9} \times 10^6}{1000 \times 940^2} = 0.098$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}}\right] = \rho = \frac{1}{18.82}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18.82 \times 0.098}{400}}\right] = 2.45 \times 10^{-5} < \rho_{min}$$

$where \rho_{min=0.0035}$

As req. = $1.3 \times \rho_{req.} \times b \times d$

As req. = 3 cm²/m

Select **Ø16@50 cm** As provided = 4.02 cm²/m

2. Design of shear:

$\phi.v_c \geq v_u$

$\Rightarrow \phi.v_c = 0.85 \times \frac{1}{6}\sqrt{fc'} \times b_w \times d = 0.85 \times \frac{1}{6}\sqrt{25} \times 1000 \times 940 = 665.8 KN/m$

$665.8 > (v = 136.17 KN/m)$

No shear reinforcement required.

3. Design of punching:

$\phi.v_c \geq v_u$

$where: Vu = 515.4 KN$

$\Rightarrow v_{c.1} = \frac{1}{6}\left(1 + \frac{2}{Bc}\right)\sqrt{fc'} \times b_o \times d = v_{c.1} = \frac{1}{6}\left(1 + \frac{2}{1.25}\right)\sqrt{25} \times 6000 \times 1050 = 13650 KN$

$\Rightarrow v_{c.2} = \frac{1}{12}\left(\frac{\sim_s}{b_o/d} + 2\right)\sqrt{fc'} \times b_o \times d = v_{c.2} = \frac{1}{12}\left(\frac{30}{6000/1050} + 2\right)\sqrt{25} \times 6000 \times 1050 = 19031 KN$

$\Rightarrow v_{c.2} = \frac{1}{3}\sqrt{fc'} \times b_o \times d = v_{c.2} = \frac{1}{3} \times \sqrt{25} \times 6000 \times 1050 = 10500 K$

$Where: b_o = 4 \times d + 2 \times bx' + 2 \times by' = 4 \times 1.05 + 2 \times 0.4 + 2 \times 0.5 = 6m$

$\sim_s = 30 (edg..column)$

$Bc = 0.5/0.4 = 1.25$

The minimum value of Vc = 10500 KN

So $\phi.v_c \geq v_u$

$0.85 \times 10500 > 515.4 KN$

No Punching failure .

Table (4-6): Design of footings.

FOOTING	bx (m)	by (m)	h (m)	bx ' (m)	by ' (m)	h ' (m)	ASPROV. (cm^2/m)
F(1)	2.60	2.60	2.00	0.50	0.40	1.00	3.93 ↓10@20cm
F(2)	2.40	2.40	1.50	0.70	0.40	0.75	7.70 ↓14@20cm
F(3)	2.60	2.60	1.50	0.60	0.40	0.75	5.65 ↓12@20cm
F(4)	1.00	1.00	1.00	____	____	____	2.52 ↓8@20cm

Note: For more about design of footings "F2-F4" see Appendix 7.2.

Chapter Five:
Structural Analyses of Administrative Building

- Introduction
- Design of concrete fire wall (W.3)
- Design of steel rafter (R.1)
- Design of L beams (B.4 & B.5)
- Design of cantilever slab (S.4)
- Design of solid slabs
- Design of concrete wall (W.1)
- Design of footings
- Design of Stair (St.1)

CHAPTER 5
STRUCTURAL ANALYSIS OF ADMINSTRATIVE BUILDING

5.1 - Introduction:

Usually in this chapter all of structural members are reinforced concrete members (solid slab, beams, walls, stairs, mat slabs, and footings). So the over load factor of this part will not be mixed over load factor as the previous part (industrial building), since the load combinations that used in this part are: -

1. U = 1.4D+1.7L.
2. U = 0.75(1.4D+1.7L+1.7W).
3. U = 0.9D+1.3W.

This load combinations will be used in all members unless that in the design of steel rafter.

5.2 - Design of concrete fire wall (W.3): -

When the industrial building is not existing there are tow case of design: -

A. Compression force due to wind load.
B. Tension force due to wind load.

Note: The dead load of wall will be neglected

5.2.1- Design of concrete wall due to: -

- Compression pressure of wind load: -

1. system and load: -

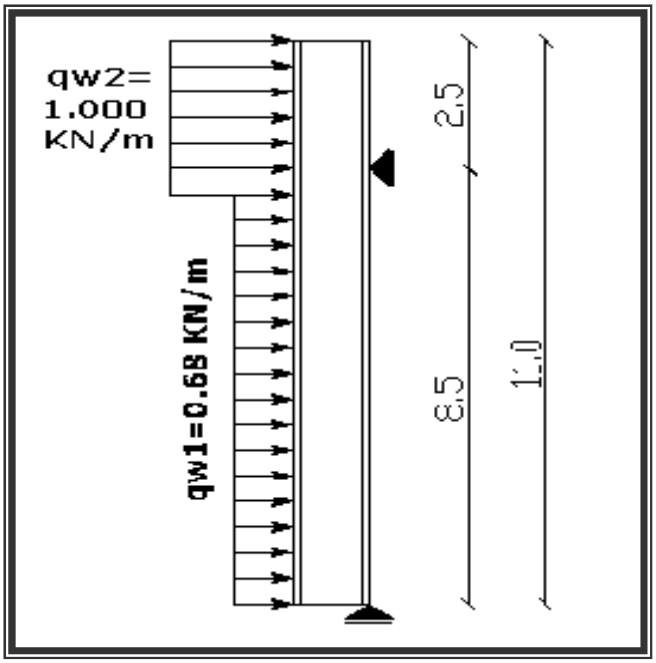


Figure (5-1): System and loads of concrete wall when Compression Force due wind load

2. Design of bending moment: -

A-Material properties:

Fy= 400 Mpa fc' = 25 Mpa

B-Assume the thickness (h) of wall is equal 30cm.

C- Design of bending moment:

Mu = 5.12 KN.m ρ max = 0.0203

Assume Concrete cover C = 3 cm

$$d = h - c - \frac{D(bar)}{2} = 30 - 3 - \frac{2}{2} = 26Cm$$

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{400}{0.85 \times 25} = 18.82$$

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{5.12}{0.9} = 5.69KN.m$$

$$Rnreq = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{5.69 \times 10^6}{1000 \times 260^2} = 0.084$$

$$\rho req = \frac{1}{m}\left[1 - \sqrt{1 - 2m \times \frac{Rn}{fy}}\right] = \frac{1}{18.82}\left[1 - \sqrt{1 - 2 \times 18.82 \times \frac{0.084}{400}}\right] = 0.004$$

$$\rho \min = \frac{1.4}{fy} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

ρ req > ρ min so it's satisfied

As req = ρ req ×b×d = 0.004×100×26 = 10.4 cm²/m

Select ↓14 @ 12.5 cm Ast provided = 12.32 cm²/m

Ast ≥ 0.2 × Asl ⇨ Ast = 0.2 × 12.32=2.46 cm²

Select ↓10 @ 25 cm Ast provided = 3.14 cm²/m

P min = 0.0018 for shrinkage and temperature

So the horizontal reinforcement = 0.0018×30×100=5.4 cm^2.

3. Design of shear: -

Vu= 3.487 KN

Vu at ($\frac{a}{2} + d$) = 3.23 KN (by interpolation) (a= width of beam)

$$¤Vc = 0.85 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{fc'} \times b \times d = 0.85 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 260 \times 1000 = 162.5KN$$

Φ Vc = 162.5>3.23 so the limitation is satisfied

No shear reinforcement is required

4. **Limitation of deflection: -**

Δmax due to ACI code equations = 0.9 mm.

$$\Delta\max = 0.9 < \frac{l}{360} = \frac{8.5\times10^{3}}{360} = 23.6mm$$

Limitation of deflection is satisfied

5.2.2- Design of concrete wall due to: -

- Tension pressure of wind load: -

1. **system and load: -**

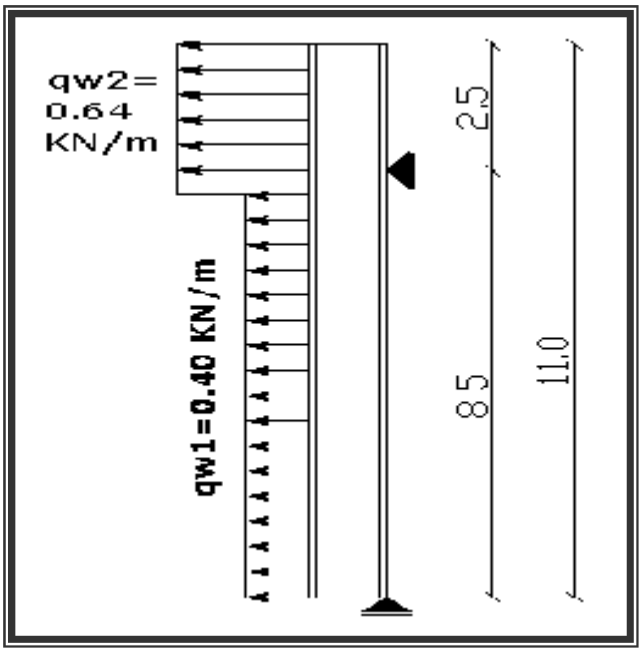


Figure (5-2): System and loads of concrete wall when Tension force Due to wind load.

1. Design of bending moment: -

A-Material properties:

Fy= 400 Mpa fc' = 25 Mpa

B-Assume the thickness (h) of wall is equal 30cm.

C- Design of bending moment:

Mu = 3 KN.m ρ max = 0.0203

Assume Concrete cover C = 3 cm

$$d = h - c - \frac{D(bar)}{2} = 30 - 3 - \frac{2}{2} = 26Cm$$

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{400}{0.85 \times 25} = 18.82$$

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{3}{0.9} = 3.33KN.m$$

$$Rnreq = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{3.33 \times 10^6}{1000 \times 260^2} = 0.0493$$

$$\rho req = \frac{1}{m}\left[1 - \sqrt{1 - 2m \times \frac{Rn}{fy}}\right] = \frac{1}{18.82}\left[1 - \sqrt{1 - 2 \times 18.82 \times \frac{0.0493}{400}}\right] = 0.000123$$

$$\rho \min = \frac{1.4}{fy} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

ρ req=0.000123 < ρ min=0.0035

ρ req > ρ min so it's not satisfied

As req = ρ req ×b×d = 0.000123×26×100 = 0.3198 cm²/m

As needed = 1.3× ρ req ×b×d = 0.3198×1.3 = 0.415 cm²/m

Select ↓8 @ 25 cm Ast provided = 2.01 cm²/m

Ast ≥ 0.2 × Asl ⇨ Ast = 0.2 × 2.01=0.402 cm²

Select ↓8 @ 25 cm Ast provided = 2.01 cm²/m

P min = 0.0018 for shrinkage and temperature

So the horizontal reinforcement = 0.0018×30×100=5.4 cm^2.

2. **Design of shear: -**

Vu= 2.1 KN

$$\text{¤}Vc = 0.85 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{fc'} \times b \times d = 0.85 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 260 \times 1000 = 162.5KN$$

Φ Vc = 162.5>2.1 so the limitation is satisfied

No shear reinforcement is required

5.3- Design of steel rafter (R.1): -

1. System and loads: -

A. System

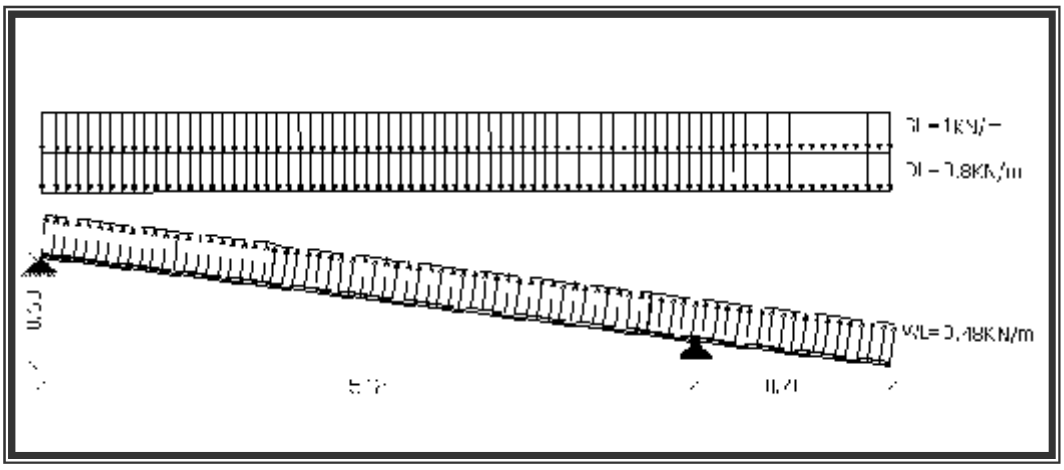


Figure (5-3): system of loads for rafter (R.1).

B. Loads

1. Dead Loads:-

   Dead load of rafter D = 0.3 KN/m.

   Dead load of glass D = 25×0.02×1=0.5 KN/m.

   ⟹ Dt= 0.8 KN/m.

2. Snow load = 1×1 = 1 KN/m.
3. Wind load = -0.6×0.8×6 = -0.48 KN/m.

Tension force from wall = support reactions = 4.19 KN.

Compression force from wall = support reaction = 6.21 KN.

2. Design of steel rafter as a beam: -

- Load combination
  - I: 1.4 D.
  - II: 1.2 D + 1.6 S.
  - III: 0.9 D – 1.3 W.
- Moment and shear diagram: -

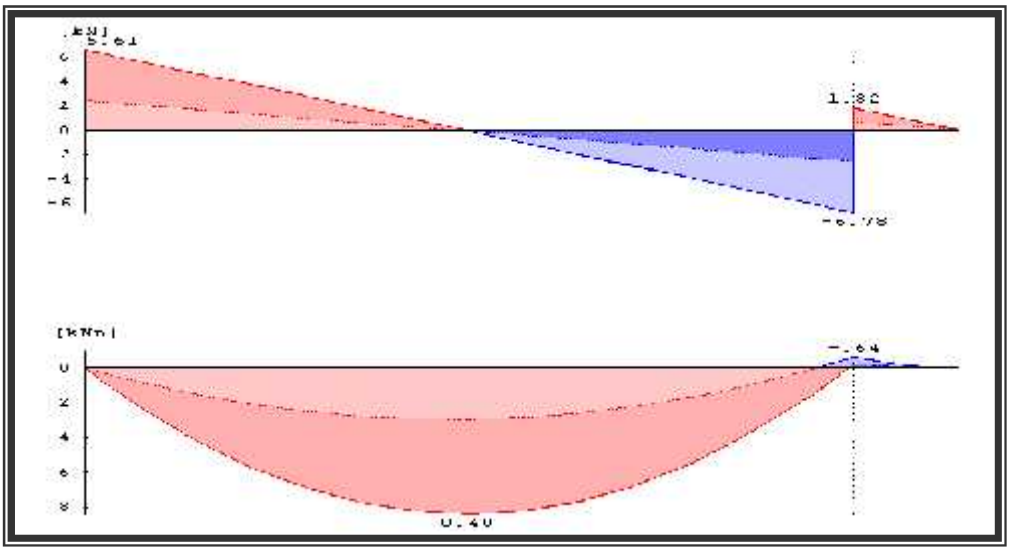
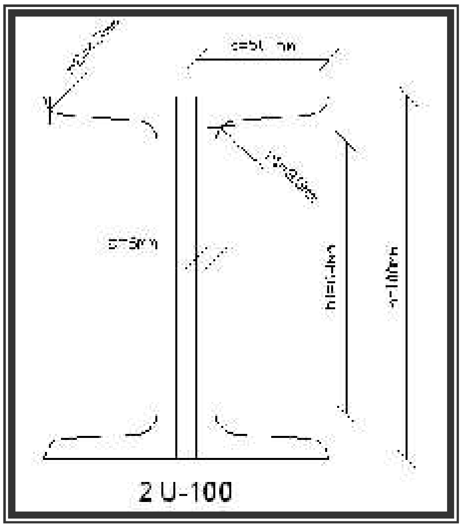


Figure (5-4): Shear and Moment Diagrams

3.Rafter Strength: -

Select **(2U-100)**

Local plate buckling Q=1.0



$$^{a}f = \frac{b}{tf} = \frac{100}{2\times 8.5} = 5.88 < {}^{a}r = \frac{250}{\sqrt{fy}} = \frac{250}{\sqrt{240}} = 16.1.$$

$$^{a}w = \frac{h}{w} = \frac{64}{12} = 5.23 < {}^{a}r = \frac{663}{\sqrt{240}} = 42.8$$

Kx = 2.0 Ky = 1.0

2. a. Buckling about X-axis Kx = 2.0

$$\frac{Kx.Lx}{rx} = \frac{2\times 5.12\times 100}{10.9} = 130.9$$

2. b. Buckling about Y-axis Ky = 1.0

$$\frac{Ky.Ly}{ry} = \frac{1\times 5.12\times 100}{3.5} = 174.15$$ ……………….....…………<u>CONTROL</u>

λc = 1.64 [(1)]

λc = 1.96 ⇨ $\frac{\Phi c.fcr}{fy} = 0.194$

⇨ Φc×fcr = 0.19 ×240= 46.58 Mpa.

⇨Φc×Pn = (45.58) (2×13.5) ×100 = 125.8 > Pu = 6.21KN……….………………OK

$$\frac{Pu}{\Phi c.Pn} = \frac{6.21}{125.8} = 0.05 < 0.2$$ …………………………………………….…....Satisfied

- Mp = Fy× Zx = 240×2×24.5×10^3 =11.76 KN.m
- Mr = (Fy - Fr) Sx = (240-68.95)×41.2×10^3×2 =14.1 KN.m

Lb = 5.12 m.

$$Lp = \frac{300\times 14.7\times 2}{\sqrt{34.8}} = 1.495m.$$

$$Lr = \frac{ry.X1}{(Fy - Fr)}\sqrt{1+\sqrt{1+X2(Fy-Fr)^2}}$$

Where:-

- $X1=\frac{®}{Sx}\sqrt{\frac{EGJ}{2}}$
- $X2=\frac{4Cw}{Iy}(\frac{Sx}{Gj})^2$

Using for **(2U-100)**

- Sx =82.4×10^3 mm².
- E = 210000 Mpa.
- G = 81000 Mpa.
- $J=\frac{2b.tf^3+htw^3}{3}=93.64\times10^6.$
- A = 2700 mm².
- $Cw=\frac{tf.b^3h^2}{24}=2.9652\times10^9$
- Fr = 68.9 Mpa.

⇨ X1 = 5590.8 Mpa.

⇨ X2 = 4.77×10^{-6} Mpa.

⇨ $Lr=\frac{ry.X1}{(Fy-Fr)}\sqrt{1+\sqrt{1+X2(Fy-Fr)^2}}$

$Lr=\frac{29.4\times55907.8}{(240-68.9)}\sqrt{1+\sqrt{1+4.77\times10^{-6}(240-68.9)^2}}\quad=13.81m$

Lr = 13.81 m

LP < Lb < Lr

1.495< 5.12 < 13.81

$(\frac{bf}{2tf}=5.88)<16.1$……...……...…OK

$\frac{Pu}{\Phi b.Py}=\frac{6.21\times10^3}{0.9\times240\times1350}=0.0213<0.125.$

$$^{a}p = \frac{640}{\sqrt{fy}}(1 - 2.75 \times \frac{Pu}{\Phi b.Py})$$

$$^{a}p = \frac{640}{\sqrt{240}}(1 - 2.75 \times 0.0213) = 38.89.$$

$$^{a}w = \frac{h}{tw} = 5.33 < ^{a}p = 38.89$$ …..……...……Satisfied

$$Mn = Cb\left[Mp - (Mp - Mr)\frac{Lb - Lp}{Lr - Lp} \right] \le Mp$$

14.19 ≤ Mp

14.19 >Mp =11.6 KN.m

Since Mn cannot exceed Mp, Mn = Mp for this analysis.

$$Pe2 = \frac{®^{2} \times E \times Ag}{(\frac{KL}{r})^{2}} = \frac{®^{2} \times 21 \times 10^{4} \times 2700}{(174.15)^{2}} = 184.51KN$$

Pu = 6.21 KN.

$$B2 = \frac{1}{1 - \frac{Pu}{Pe2}} = \frac{1}{1 - \frac{6.21}{184.5}} = 1.035$$

4.Check LRFD formula:-

Mux = MLt × B2 = Mu×B2

= 3.4 ×1.035 =8.69 KN.m

$$\frac{Pu}{2¤c.Pn} + \left[\frac{Mux}{\Phi b.Mnx} + \frac{Muy}{\Phi bmny} \right] \le 1.0$$

$$⇨ \frac{6.21}{2 \times 125.8} + \left[\frac{8.69}{0.9 \times 11.76} \right] = 0.845 \le 1.0$$

0.845< 1.0

So it is satisfied and **(2 U-100**) is used

Note: For more about design of bolts & welding, see Appendix 7.3/7.4.

5.4- Design of L beams (B.4 & B.5):

5.4.1- Design of L beam (B.4): -

A. System and load:

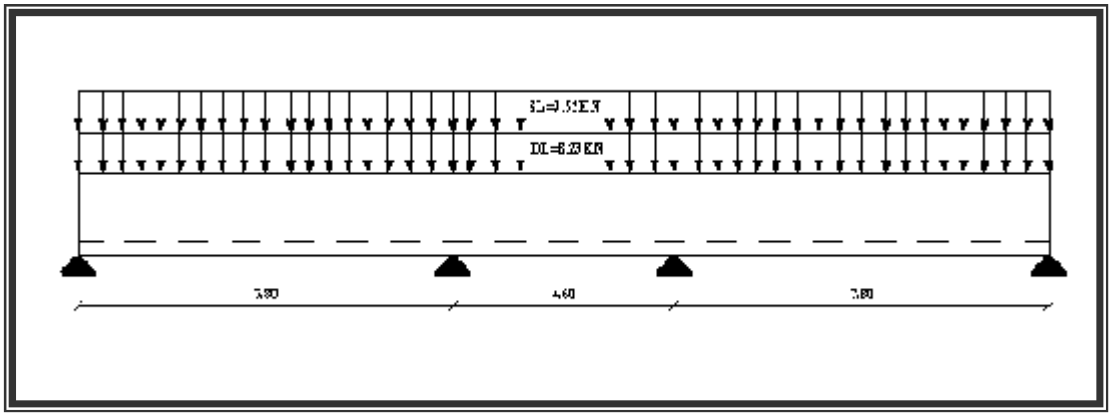


Figure (5-5): System and loads of solid slab (B.4).

B. Shear and moment Diagrams:

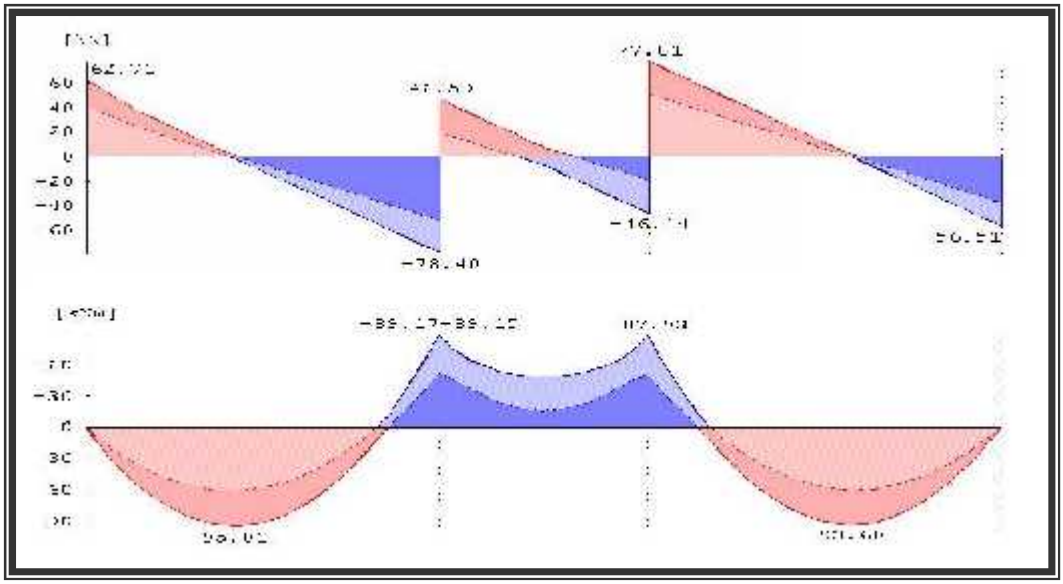


Figure (5-6): Shear and Moment Diagrams

C. Design of L Beam (B.4): -

1-material properties:

fy= 400 Mpa fc' = 25 Mpa

2-Assume the thickness (h) of (B.4) is equal 1.5m.

3- Design of beam at mid span (AB & CD):

Mu = 95.01 KN.m ρ max = 0.0203

Assume Concrete cover C = 5m

$$d = h - c - \frac{D(bar)}{2} = 150 - 5 - \frac{2}{2} = 144Cm$$

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{400}{0.85 \times 25} = 18.82$$

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{95.01}{0.9} = 105.57 \text{ KN.m}$$

$$Rnreq = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{105.5 \times 10^6}{300 \times 1440^2} = 0.17$$

$$°req = \frac{1}{m}\left[1 - \sqrt{1 - 2m \times \frac{Rn}{fy}}\right] = \frac{1}{18.82}\left[1 - \sqrt{1 - 2 \times 18.82 \times \frac{0.17}{400}}\right] = 0.00043$$

$$° \min = \frac{1.4}{fy} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

ρ req=0.00043 < ρ min=0.0035

ρ req > ρ min so it's not satisfied

As req = ρ req ×b×d = 0.00043×30×144 = 1.8576 cm²

As needed = 1.3× ρ req ×b×d = 1.8576×1.3 = 2.41 cm²

Select **3Ø12** As provided = 3.39 cm^2

4- Design of beam above support (B & C): -

Mu = 89.17 KN.m ρ max = 0.0203

Assume Concrete cover C = 5m

$$d = h - c - \frac{D(bar)}{2} = 150 - 5 - \frac{2}{2} = 144Cm$$

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{400}{0.85 \times 25} = 18.82$$

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{89.17}{0.9} = 99.07 \text{ KN.m}$$

$$Rnreq = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{99.07 \times 10^6}{300 \times 1440^2} = 0.16$$

$$\rho req = \frac{1}{m}\left[1 - \sqrt{1 - 2m \times \frac{Rn}{fy}}\right] = \frac{1}{18.82}\left[1 - \sqrt{1 - 2 \times 18.82 \times \frac{0.16}{400}}\right] = 0.00041$$

$$\rho \text{ min} = \frac{1.4}{fy} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

ρ req=0.00041 < ρ min=0.0035

ρ req > ρ min so it's not satisfied

As req = ρ req ×b×d = 0.00041×30×144 = 1.771 cm²

As needed = 1.3× ρ req ×b×d = 1.77×1.3 = 2.3 cm²

Select **3Ø12** As provided = 3.39 cm^2

5- Design of L Beam **(B.4**) to resist rafter moment: -

A- Compression forces

Mu = 7 KN.m ρ max = 0.0203

Assume Concrete cover C = 2m

$$d = h - c - \frac{D(bar)}{2} = 25 - 2 - \frac{2}{2} = 22Cm$$

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{400}{0.85 \times 25} = 18.82$$

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{7}{0.9} = 7.77 \text{ KN.m}$$

$$Rnreq = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{7.77 \times 10^6}{1000 \times 220^2} = 0.16$$

$$\rho req = \frac{1}{m}\left[1 - \sqrt{1 - 2m \times \frac{Rn}{fy}}\right] = \frac{1}{18.82}\left[1 - \sqrt{1 - 2 \times 18.82 \times \frac{0.16}{400}}\right] = 0.000404$$

$$\rho \text{ min} = \frac{1.4}{fy} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

ρ req=0.00041 < ρ min=0.0035

ρ req > ρ min so it's not satisfied

As req = ρ req ×b×d = 0.000404×22×100 = 0.888 cm²/m

As needed = 1.3× ρ req ×b×d = 0.888×1.3 = 1.15 cm²/m

Select 2↓10 @ 25 cm Ast provided = 6.28 cm²/m

B- Tension forces

Mu = 4.73 KN.m ρ max = 0.0203

Assume Concrete cover C = 2m

$$d = h - c - \frac{D(bar)}{2} = 25 - 2 - \frac{2}{2} = 22Cm$$

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{400}{0.85 \times 25} = 18.82$$

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{4.19}{0.9} = 4.655\text{KN.m}$$

$$Rnreq = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{4.655 \times 10^6}{1000 \times 220^2} = 0.096$$

$$\rho req = \frac{1}{m}\left[1-\sqrt{1-2m\times\frac{Rn}{fy}}\right]=\frac{1}{18.82}\left[1-\sqrt{1-2\times18.82\times\frac{0.096}{400}}\right]=0.00024$$

$$\rho\ \min=\frac{1.4}{fy}=\frac{1.4}{400}=0.0035$$

ρ req=0.00024 < ρ min=0.0035

ρ req > ρ min so it's not satisfied

As req = ρ req ×b×d = 0.000404×22×100 = 0.528 cm²/m

As needed = 1.3× ρ req ×b×d = 0.528×1.3 = 0.686 cm²/m

Select ↓10 @ 25 cm Ast provided = 3.14 cm²/m

6- Design of shear:

Vu=78.4 KN

Vu at ($\frac{a}{2}+d$) = 55 KN (by interpolation) (a= width of beam)

$$\Phi\times Vc=0.85\times\frac{1}{6}\times\sqrt{fc'}\times b\times d=0.85\times\frac{1}{6}\times\sqrt{25}\times300\times1440$$

Φ× Vc =306 >55 so the limitation is satisfied

No shear reinforcement is required so select min shear reinforcement

Select **Ø8@20cm**

7- Design requirement of deflection of (B.4): -

Δmax (live load) ≤ L / 360.

Δmax = (7.8 × 1000) / 360 = 21.67 mm.

$$\Delta=\frac{5l^2}{48EI}\left[Mf-0.1(M1+Mr)\right].$$

$$\Delta=\frac{5\times7800^2}{48\times21\times10^3\times8.44\times10^{10}}\left[93.6\times10^6-0.1(87.93\times10^6)\right]=0.33mm$$

Δ = 0.33 mm

$\Delta = 0.33$ mm $< \Delta$ max $= 21.67$ mm. ……The Condition is satisfied

5.4.2- Design of L beam (B.5):

A. System and loads:

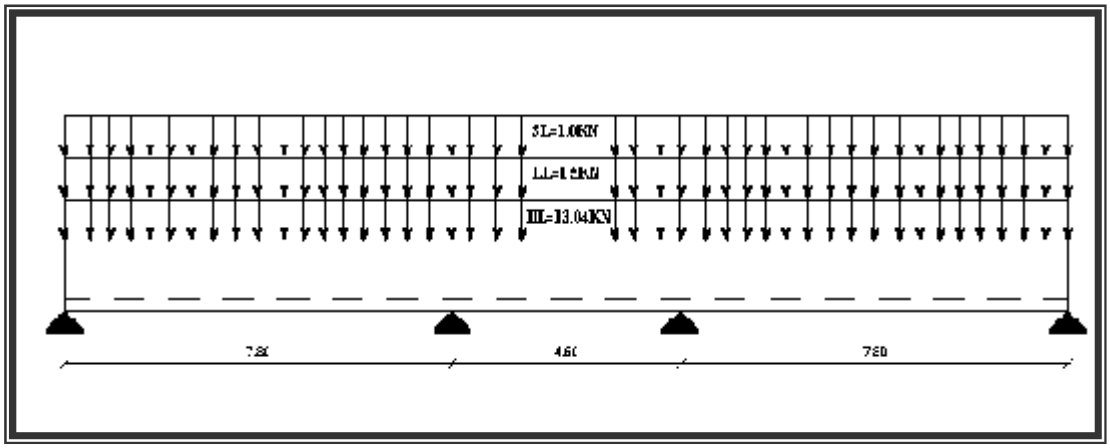


Figure (5-7): System and loads of beam .

B. Shear and moment Diagrams:

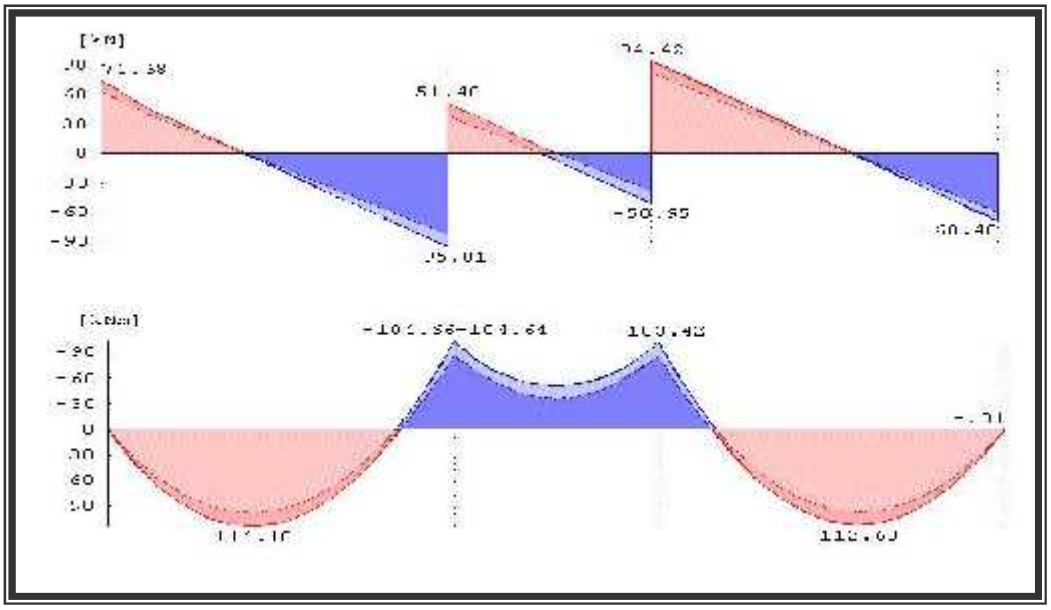


Figure (5-8): Shear and Moment Diagrams

C. Design of L Beam (B.5): -

1-material properties:

fy= 400 Mpa fc' = 25 Mpa

2-Assume the thickness (h) of (B.5) is equal 1.25m.

3- Design of beam at mid span (AB & BC):

Mu = 11.41 KN.m ρ max = 0.0203

Assume Concrete cover C = 5m

$$d = h - c - \frac{D(bar)}{2} = 125 - 5 - \frac{2}{2} = 119Cm$$

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{400}{0.85 \times 25} = 18.82$$

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{114.1}{0.9} = 126.77 \text{ KN.m}$$

$$Rnreq = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{126.77 \times 10^6}{250 \times 1190^2} = 0.358$$

$$\rho req = \frac{1}{m}\left[1 - \sqrt{1 - 2m \times \frac{Rn}{fy}}\right] = \frac{1}{18.82}\left[1 - \sqrt{1 - 2 \times 18.82 \times \frac{0.358}{400}}\right] = 0.00090$$

$$\rho \text{ min} = \frac{1.4}{fy} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

ρ req=0.00090 < ρ min=0.0035

ρ req > ρ min so it's not satisfied

As req = ρ req ×b×d = 0.00009×25×119 = 2.6775 cm²/m

As needed = 1.3× ρ req ×b×d = 2.6775×1.3 = 3.5 cm²/m

Select **3Ø14** As provided = 4.62 cm^2

4- Design of beam above supports (B & C): -

Mu = 104.66 KN.m ρ max = 0.0203

Assume Concrete cover C = 5m

$$d = h - c - \frac{D(bar)}{2} = 125 - 5 - \frac{2}{2} = 119Cm$$

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{400}{0.85 \times 25} = 18.82$$

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{104.66}{0.9} = 116.28 \text{ KN.m}$$

$$Rnreq = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{116.28 \times 10^6}{300 \times 1440^2} = 0.328$$

$$\rho req = \frac{1}{m}\left[1 - \sqrt{1 - 2m \times \frac{Rn}{fy}}\right] = \frac{1}{18.82}\left[1 - \sqrt{1 - 2 \times 18.82 \times \frac{0.328}{400}}\right] = 0.000826$$

$$\rho \text{ min} = \frac{1.4}{fy} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

ρ req=0.000826 < ρ min=0.0035

ρ req > ρ min so it's not satisfied

As req = ρ req ×b×d = 0.000826×25×119 = 2.453 cm²/m

As needed = 1.3× ρ req ×b×d = 2.456×1.3 = 3.19 cm²/m

Select **3Ø14** As provided = 4.62 cm^2

5- Design of shear:

Vu=95.01 KN

Vu at ($\frac{a}{2} + d$) = 66.96 KN (by interpolation) (a= width of beam)

$$\Phi\times Vc = 0.85 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{fc'} \times b \times d = 0.85 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 250 \times 1190$$

Φ× Vc =210.7 >66.96 so the limitation is satisfied

No shear reinforcement is required so select min shear reinforcement

Select **Ø8@20cm**

6- Design requirement of deflection of (B.5): -

Δmax (live load) ≤ L / 360.

Δmax = (7.8 × 1000) / 360 = 21.67 mm.

$$\Delta = \frac{5l^2}{48EI}\left[Mf - 0.1(M1 + Mr)\right].$$

$$\Delta = \frac{5 \times 7800^2}{48 \times 21 \times 10^3 \times 4.07 \times 10^{10}}\left[114.10 \times 10^6 - 0.1(114.66 \times 10^6)\right] = 0.76mm$$

Δ = 0.76 mm

Δ = 0.76 mm < Δ max = 21.67 mm. ……The Condition is satisfied

5.5- Design of cantilever slab (S.4):

1. System and loads:

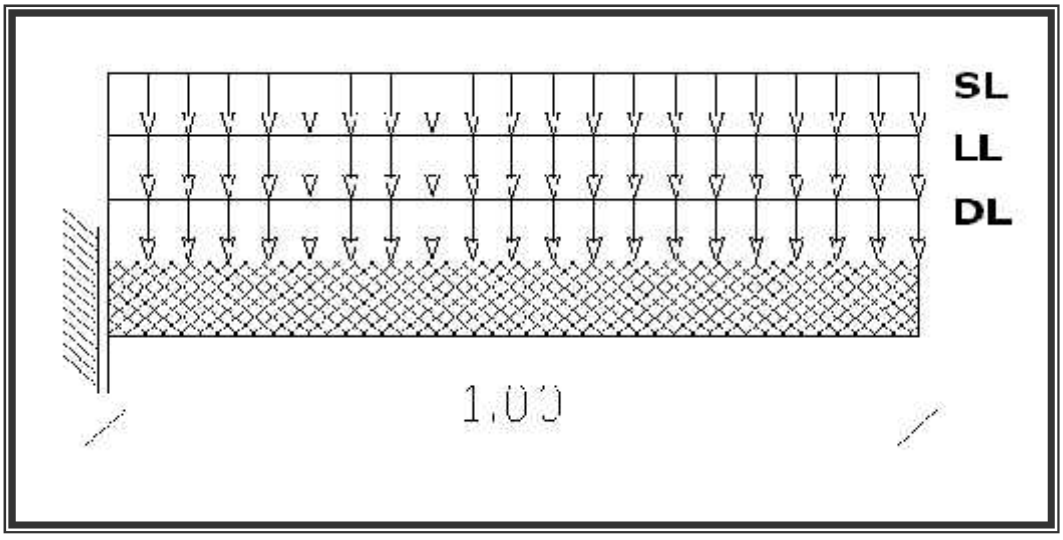


Figure (5-9): System and loads of cantilever slab (S.4).

B. Dead Load

Dead load of cantilever = 0.12×25=3 KN/m.

Dead load of plaster = 0.03×22 = 0.66 KN/m.

Total dead load = 3.66KN/m.

C. Live load = 1.5 KN/m.

D. Snow load =1KN/m.

2. Design of cantilever slab (S.4): -

1-material properties:

Fy= 400 Mpa fc' = 25 Mpa

2 Assume the thickness (h) cantilever slab is equal 12cm

3- Design of bending moment:

Mu = 3.84 KN.m ρ max = 0.0203

Assume Concrete cover C = 2 cm

$$d = h - c - \frac{D(bar)}{2} = 12 - 2 - \frac{2}{2} = 9Cm$$

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{400}{0.85 \times 25} = 18.82$$

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{3.84}{0.9} = 4.27KN.m$$

$$Rnreq = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{4.27 \times 10^6}{1000 \times 90^2} = 0.527$$

$$^\circ req = \frac{1}{m}\left[1 - \sqrt{1 - 2m \times \frac{Rn}{fy}}\right] = \frac{1}{18.82}\left[1 - \sqrt{1 - 2 \times 18.82 \times \frac{0.527}{400}}\right] = 0.0013$$

$$^\circ \min = \frac{1.4}{fy} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

ρ req > ρ min so it's not satisfied

As req = ρ req ×b×d = 0.0013×100×9 = 1.17 cm²/m

But As needed =As req×1.3 = 1.3×1.17 = 1.521 cm²/m

Select ↓8 @ 25 cm Ast provided = 2.01 cm²/m

3- Design of shear: -

Vu= 7.67 KN

Vu at $(\frac{a}{2} + d)$ = 6.02 KN (by interpolation) (a= width of beam)

$$¤Vc = 0.85 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{fc'} \times b \times d = 0.85 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 90 \times 1000 = 63.75$$

Φ Vc = 63.5>6.02 so the limitation is satisfied

No shear reinforcement is required

4- Design requirement of deflection: -

Δmax (live load) ≤ L / 360.

Δmax = (1 × 1000) / 360 = 2.8 mm.

$$\Delta = \frac{wl^3}{15EI} = \frac{1.5 \times 1000^3}{15 \times 21000 \times 1.44 \times 10^5} = 3.307 \times^{10\text{-}5} \text{ mm} < \Delta \text{ max} = 20.83 \text{ mm.}$$

5.6- Design of solid slabs:

The critical sections for positive and negative moment in the spans of a continuous girder are located at or near med span and at the supports. These sections must be designed for the maximum moments created by both dead and live loads. Analysis for the dead load, which is fixed in position and magnitude, needs on discussion; however, the maximum values of positive and negative moment at critical sections in a given span are produced by different live load patterns.

5.6.1 - Design of solid slab (S.3):

A. System and loads:

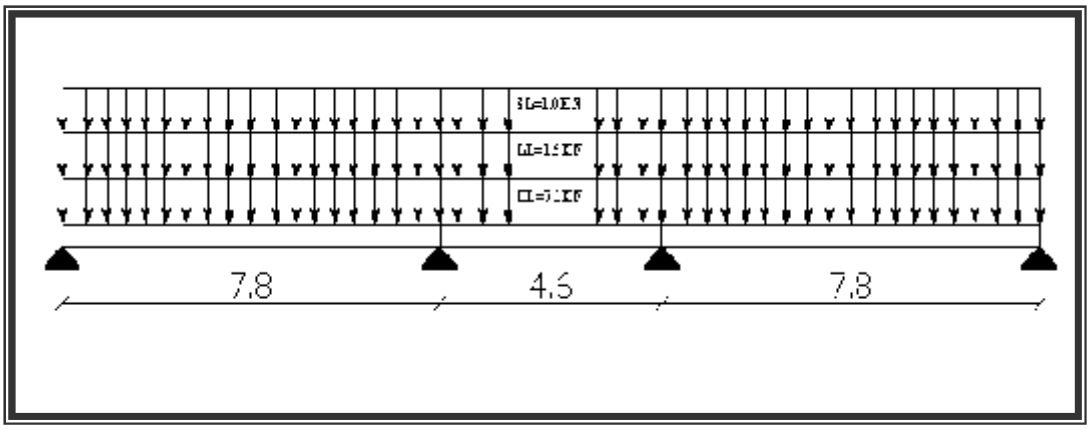


Figure (5-10): System and loads of solid slab S.3.

B. Shear and moment Diagrams:

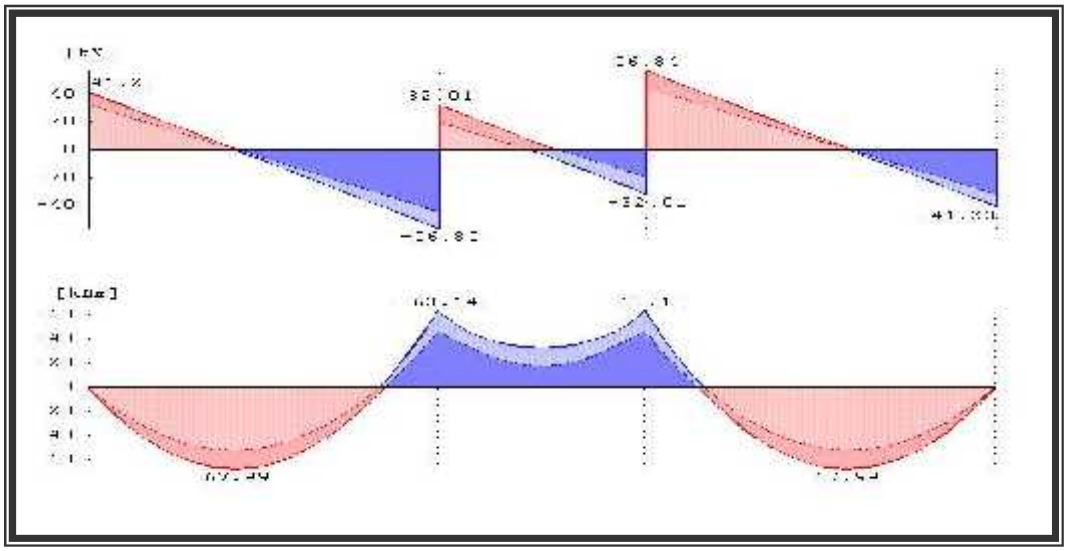


Figure (5-11): Shear and Moment Diagrams

A-span (1) & (3):-

1-material properties:

fy= 400 Mpa fc' = 25 Mpa

2-Assume the thickness (h) of solid slab (S3) is equal 25cm.

3- Design of bending moment:

Mu = 67.99 KN.m ρ max = 0.0203

Assume Concrete cover C = 2 cm

$$d = h - c - \frac{D(bar)}{2} = 25 - 2 - \frac{2}{2} = 22Cm$$

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{400}{0.85 \times 25} = 18.82$$

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{67.99}{0.9} = 75.54 \text{ KN.m}$$

$$Rnreq = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{75.54}{1 \times 0.22^2} = 1.560$$

$$\rho req = \frac{1}{m}\left[1 - \sqrt{1 - 2m \times \frac{Rn}{fy}}\right] = \frac{1}{18.82}\left[1 - \sqrt{1 - 2 \times 18.82 \times \frac{1.56}{400}}\right] = 0.004$$

$$\rho \min = \frac{1.4}{fy} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

ρ req > ρ min so it's satisfied

As req = ρ req ×b×d = 0.0044×100×22 = 8.925 cm²/m

Select ↓12 @ 10 cm Ast provided = 11.31 cm²/m

Ast ≥ 0.2 × Asl ⇨ Ast = 0.2 × 11.31=2.26 cm²

Select ↓10 @ 20 cm Ast provided = 3.93 cm²/m

4- Design of shear:

Vu=56.85 KN

Vu at $(\frac{a}{2} + d)$ = 53.06 KN (by interpolation) (a= width of beam)

$$\Phi \times Vc = 0.85 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{fc'} \times b \times d = 0.85 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 220 \times 100$$

Φ× Vc =155.83 >53.06 so the limitation is satisfied

No shear reinforcement is required

5- Design requirement of deflection (of solid slab S.3): -

Δmax (live load) ≤ L / 360.

Δmax = (7.8 × 1000) / 360 = 21.67 mm.

$$\Delta = \frac{5l^2}{48EI}\left[Mf - 0.1(M1 + Mr)\right].$$

$$\Delta = \frac{5 \times 7800^2}{48 \times 21 \times 10^3 \times 0.13 \times 10^{10}}\left[67.99 \times 10^6 - 0.1(63.13 \times 10^6)\right] = 14.29mm$$

Δ = 14.29 mm

Δ = 14.29 mm < Δ max = 21.67 mm. ……The Condition is satisfied

6-Design of bending moment at support B&C: -

Mu = 63.14 KN.m ρ max = 0.0203

Assume Concrete cover C = 2 cm

So $d = h - c - \frac{D(bar)}{2} = 25 - 2 - \frac{2}{2} = 22Cm$

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{400}{0.85 \times 25} = 18.82$$

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{63.14}{0.9} = 70.155KN.m$$

$$Rnreq = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{70.155}{1 \times 0.22^2} = 1.45$$

$$°req = \frac{1}{m}\left[1 - \sqrt{1 - 2m \times \frac{Rn}{fy}}\right] = \frac{1}{18.82}\left[1 - \sqrt{1 - 2 \times 18.82 \times \frac{1.45}{400}}\right] = 0.00375$$

$$° \min = \frac{1.4}{fy} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

ρ req > ρ min so it's satisfied

As req = ρ req ×b×d = 0.000375×100×22 = 8.26 cm²/m

Select ↓14 @15 cm Ast provided = 10.26 cm²/m

Ast ≥ 0.2 × Asl ⇨ Ast = 0.2 × 10.26=2.10 cm²

Select ↓8 @ 20 cm Ast provided = 2.51 cm²/m

5.6.2 - Design of solid slab (S.5):

A. System and loads:

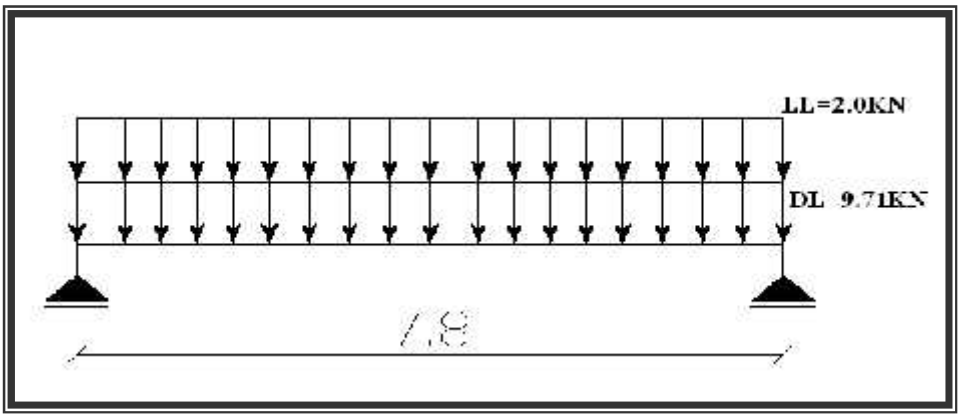


Figure (5-12): System and loads of solid slab S.5.

B. Shear and moment Diagrams:

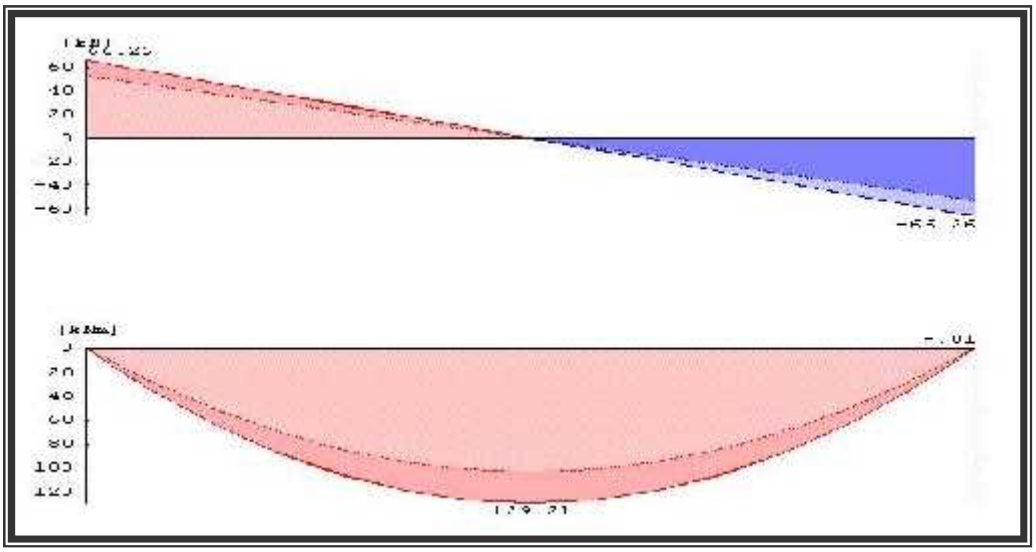


Figure (5-13): Shear and Moment Diagrams

c. Design values:

Table (5-1): Design of Solid Slab (S.3).

	S.3						
	Sup.(A)	**Mid Span (1)**	**Sup. (B)**	**Mid Span (2)**	**Sup. (C)**	**Mid Span (3)**	**Sup. (D)**
Mu (KN.m)	0.0	67.99	63.14	0.0	63.14	67.99	0.0
Req. Rn (Mpa)	0.0	1.560	1.45	0.0	1.45	1.560	0.0
Minimum (ρ)	0.0	0.0035	0.0035	0.0	0.0035	0.0035	0.0
Req. (ρ)	0.0	0.0040	0.00375	0.0	0.00375	0.0040	0.0
Req. AsL (cm^2)	0.0	8.925	8.260	0.0	8.260	8.925	0.0
AsL Provided (cm^2)	↓20@25cm As = 12.56	↓12@10cm As = 11.31	↓14@15cm As = 10.26	↓12@10cm As = 11.31	↓14@15cm As = 10.26	↓12@10cm As = 11.31	↓20@25cm As = 12.56
Ast (cm^2)	↓10@25cm As = 3.14	↓10@20cm As = 3.93	↓8@20cm As =2.51	↓10@20cm As = 3.93	↓8@20cm As =2.51	↓10@20cm As = 3.93	↓10@25cm As = 3.14

A- Design of solid slab (4):-

1-material properties:

fy= 400 Mpa fc' = 25 Mpa

2-Assume the thickness (h) of solid slab (S.5) is equal 25cm.

3- Design of bending moment:

Mu = 129.21 KN.m ρ max = 0.0203

Assume Concrete cover C = 2 cm

$$d = h - c - \frac{D(bar)}{2} = 25 - 2 - \frac{2}{2} = 22Cm$$

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{400}{0.85 \times 25} = 18.82$$

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{129.21}{0.9} = 143.56 \text{ KN.m}$$

$$Rnreq = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{143.56}{1 \times 0.22^2} = 2.966$$

$$\rho req = \frac{1}{m}\left[1 - \sqrt{1 - 2m \times \frac{Rn}{fy}}\right] = \frac{1}{18.82}\left[1 - \sqrt{1 - 2 \times 18.82 \times \frac{2.966}{400}}\right] = 0.0080$$

$$\rho \text{ min} = \frac{1.4}{fy} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

ρ req > ρ min so it's satisfied

As req = ρ req ×b×d = 0.0080×100×22 = 17.645 cm²/m

Select ↓14 @ 8 cm Ast provided = 19.24 cm²/m

Ast ≥ 0.2 × Asl ⇨ Ast = 0.2 × 19.24=3.85 cm²

Select ↓10 @15cm Ast provided = 5.24 cm²/m

4- Design of shear:

Vu=66.26 KN

Vu at ($\frac{a}{2} + d$) = 60.82 KN (by interpolation) (a= width of beam)

$$\Phi\times\ Vc = 0.85\times\frac{1}{6}\times\sqrt{fc'}\times b\times d = 0.85\times\frac{1}{6}\times\sqrt{25}\times 220\times 1000$$

Φ× Vc =155.83 >60.82 so the limitation is satisfied

No shear reinforcement is required

5- Design of deflection: -

$$\Delta\max(liveload)\le\frac{l}{360}=\frac{7.8\times 100}{360}=21.66mm$$

$$\Delta=\frac{5wl^4}{384EI}=\frac{5\times 2\times(7.8\times 10^3)^4}{384\times 21000\times 1\times 10^9}=4.590$$

4.59mm < 21.66mm

Table (5-2): Design of Solid Slab (S.5).

S.5			
	Sup.(A)	**Mid Span (1)**	**Sup. (B)**
Mu (KN.m)	0.0	129.21	0.0
Req. Rn (Mpa)	0.0	2.966	0.0
Minimum (ρ)	0.0	0.0035	0.0
Req. (ρ)	0.0	0.0080	0.0
Req. AsL (cm²)	0.0	17.645	0.0
AsL Provided (cm²)	↓20@25cm As = 12.56	↓14@8cm As = 19.24	↓20@25cm As = 12.56
Ast (cm²)	↓10@25cm As = 3.14	↓10@15cm As = 5.24	↓10@25cm As = 3.14

5.6.3 - Design of solid slab (S.6):

A. System and loads:

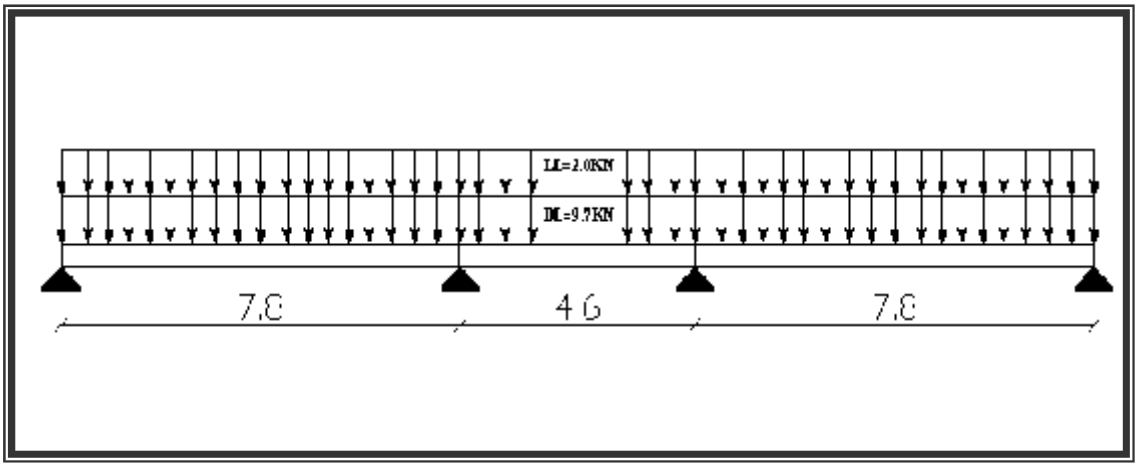


Figure (5-14): System and loads of solid slab S.6.

B. Shear and moment Diagrams:

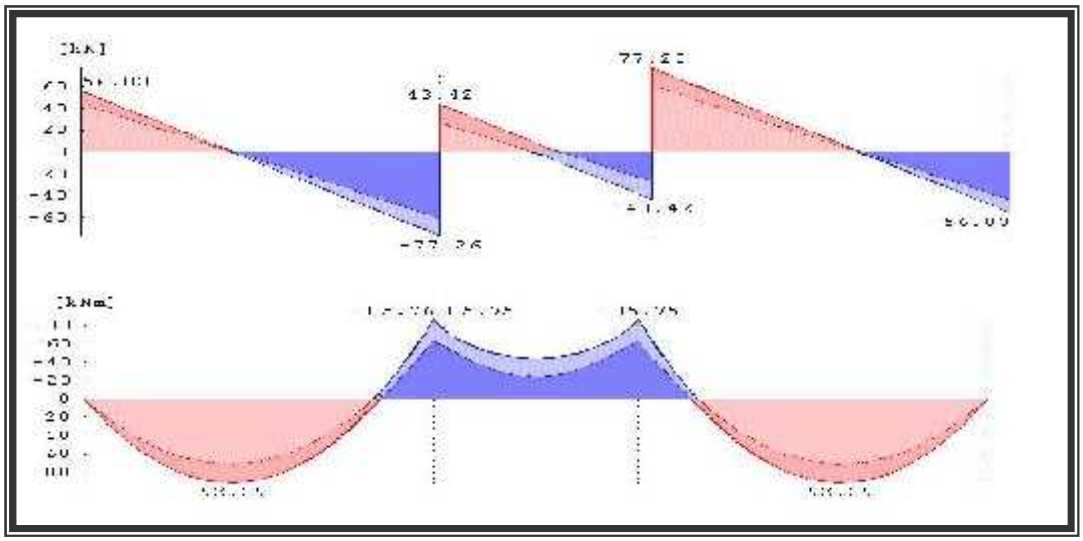


Figure (5-15): Shear and Moment Diagrams

A-span (1) & (3):-

1-material properties:

fy= 400 Mpa fc' = 25 Mpa

2-Assume the thickness (h) of solid slab (S.6) is equal 25cm.

3- Design of bending moment:

Mu = 92.39 KN.m ρ max = 0.0203

Assume Concrete cover C = 2 cm

$$d = h - c - \frac{D(bar)}{2} = 25 - 2 - \frac{2}{2} = 22Cm$$

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{400}{0.85 \times 25} = 18.82$$

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{92.39}{0.9} = 102.65 \text{ KN.m}$$

$$Rnreq = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{75.54}{1 \times 0.22^2} = 1.560$$

$$\rho req = \frac{1}{m}\left[1 - \sqrt{1 - 2m \times \frac{Rn}{fy}}\right] = \frac{1}{18.82}\left[1 - \sqrt{1 - 2 \times 18.82 \times \frac{102.65}{400}}\right] = 0.0056$$

$$\rho \text{ min} = \frac{1.4}{fy} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

ρ req > ρ min so it's satisfied

As req = ρ req ×b×d = 0.0056×100×22 = 12.31 cm²/m

Select ↓14 @ 12.5 cm Ast provided = 12.32cm²/m

Ast ≥ 0.2 × Asl ⇨ Ast = 0.2 × 12.32=2.45 cm²

Select ↓8 @ 20cm Ast provided = 2.51 cm²/m

4- Design of shear:

Vu=77.25 KN

Vu at ($\frac{a}{2} + d$) = 72.122 KN (by interpolation) (a= width of beam)

$\Phi\times\ Vc = 0.85 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{fc'} \times b \times d = 0.85 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 220 \times 1000$

Φ× Vc =155.83 >72.122 so the limitation is satisfied

No shear reinforcement is required

5- Design requirement of deflection (of solid slab S.6): -

Δmax (live load) ≤ L / 360.

Δmax = (7.8 × 1000) / 360 = 21.67 mm.

$\Delta = \frac{5l^2}{48EI}\left[Mf\ - 0.1(M1 + Mr)\right].$

$\Delta = \frac{5 \times 7800^2}{48 \times 21 \times 10^3 \times 0.13 \times 10^{10}}\left[92.39 \times 10^6\ - 0.1(85.75 \times 10^6)\right] = 19.45mm$

Δ = 19.45 mm

Δ = 19.45 mm < Δ max = 21.67 mm……The Condition is satisfied

6-Design of bending moment at support B&C: -

Mu = 85.75 KN.m ρ max = 0.0203

Assume Concrete cover C = 2 cm

So $d = h - c - \frac{D(bar)}{2} = 25 - 2 - \frac{2}{2} = 22Cm$

$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{400}{0.85 \times 25} = 18.82$

$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{85.75}{0.9} = 95.27KN.m$

$Rnreq = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{95.27}{1 \times 0.22^2} = 1.96$

$$\rho req = \frac{1}{m}\left[1-\sqrt{1-2m\times\frac{Rn}{fy}}\right]=\frac{1}{18.82}\left[1-\sqrt{1-2\times18.82\times\frac{1.96}{400}}\right]=0.00517$$

$$\rho\ \min=\frac{1.4}{fy}=\frac{1.4}{400}=0.0035$$

ρ req > ρ min so it's satisfied

As req = ρ req ×b×d = 0.00517×100×22 = 11.38 cm²/m

Select ↓14 @ 12cm Ast provided = 12.83 cm²/m

Ast ≥ 0.2 × Asl ⇨ Ast = 0.2 × 12.83=2.57 cm²

Select ↓8 @ 15 cm Ast provided = 3.35cm²/m

5.7 - Design of concrete wall (W.1):

A. System and loads:

-System:

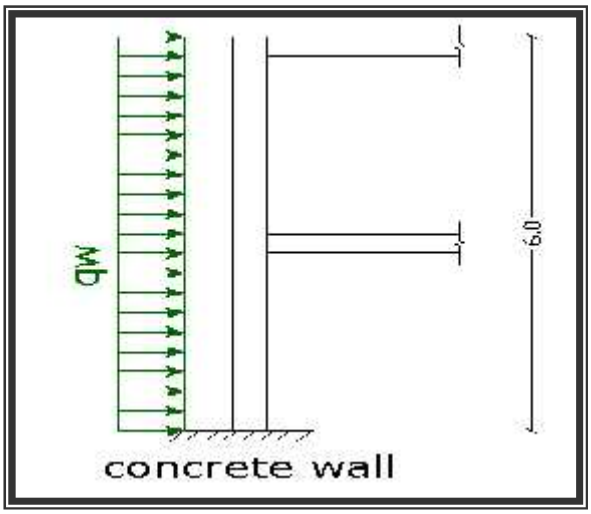


Figure (5-16): System and loads of concrete wall W.1.

Table (5.3): Design of Solid Slab (S.6).

	S.6						
	Sup.(A)	**Mid Span (1)**	**Sup. (B)**	**Mid Span (2)**	**Sup. (C)**	**Mid Span (3)**	**Sup. (D)**
Mu (KN.m)	0.0	92.39	85.75	0.0	85.75	92.39	0.0
Req. Rn (Mpa)	0.0	1.560	1.96	0.0	1.96	1.560	0.0
Minimum (ρ)	0.0	0.0035	0.0035	0.0	0.0035	0.0035	0.0
Req. (ρ)	0.0	0.0056	0.00517	0.0	0.00517	0.0056	0.0
Req. AsL (cm^2)	0.0	12.31	11.38	0.0	11.38	12.31	0.0
AsL Provided (cm^2)	↓20@25cm As = 12.56	↓14@12.5cm As = 12.32	↓14@12cm As = 12.83	↓14@12.5cm As = 12.32	↓14@12cm As = 12.83	↓14@12.5cm As = 12.32	↓20@25cm As = 12.56
Ast (cm^2)	↓10@25cm As = 3.14	↓8@20cm As = 2.51	↓8@15cm As =3.35	↓8@20cm As = 2.51	↓8@15cm As =3.35	↓8@20cm As = 2.51	↓10@25cm As = 3.14

-Loads:

qw (factored) = 1.42 KN/m.

B. Shear and moment Diagrams:

Vu = 8.55 KN

Mu = 25.65 KN.m

C- Design of bending moment:-

1-material properties:

fy= 400 Mpa fc' = 25 Mpa

2-Assume the thickness (h) of wall is equal 25 cm: -

3- Design of bending moment:

Mu = 25.65 KN.m ρ max = 0.0203

Assume Concrete cover C = 2 cm

$$d = h - c - \frac{D(bar)}{2} = 25 - 2 - \frac{2}{2} = 22Cm$$

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{400}{0.85 \times 25} = 18.82$$

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{25.65}{0.9} = 28.5 \text{ KN.m}$$

$$Rnreq = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{28.5 \times 10^6}{1000 \times 220^2} = 0.589$$

$$\rho req = \frac{1}{m}\left[1 - \sqrt{1 - 2m \times \frac{Rn}{fy}}\right] = \frac{1}{18.82}\left[1 - \sqrt{1 - 2 \times 18.82 \times \frac{0.589}{400}}\right] = 0.0015$$

$$\rho \min = \frac{1.4}{fy} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

ρ req < ρ min so it's not satisfied

As req = ρ req ×b×d = 0.0015×100×22 = 4.26 cm²/m

Select ↓10 @ 25 cm Ast provided = 3.14 cm²/m

Ast ≥ 0.2 × Asl ⇨ Ast = 0.2 × 3.14=0.628 cm²

Select ↓8 @ 25 cm Ast provided = 2.01 cm²/m

4- Design of shear:

Vu at $(\frac{a}{2}+d)$ =8.06 KN (by interpolation) (a= width of beam)

$$\Phi\times Vc = 0.85\times\frac{1}{6}\times\sqrt{fc'}\times b\times d = 0.85\times\frac{1}{6}\times\sqrt{25}\times 220\times 1000$$

Φ× Vc =155.83 >8.06 KN so the limitation is satisfied

No shear reinforcement is required

5- Design of deflection: -

$$\Delta\max(liveload)\le\frac{l}{360}=\frac{6000}{360}=16.67mm$$

$$\Delta=\frac{wl^3}{15EI}=\frac{1.42\times(6000)^3}{15\times 21000\times 887.3\times 10^6}=1.1\times 10^{-3}mm$$

Δ **Max. < 21.66mm**……..……**ok**

❖ **It's possible that the wind load at this wall is come from the other side, so these values of steel reinforcement for this wall, will be in both sides, (double steel).**

5.8 - Design of Stair (St.1):

1. System and loads:

A. System:

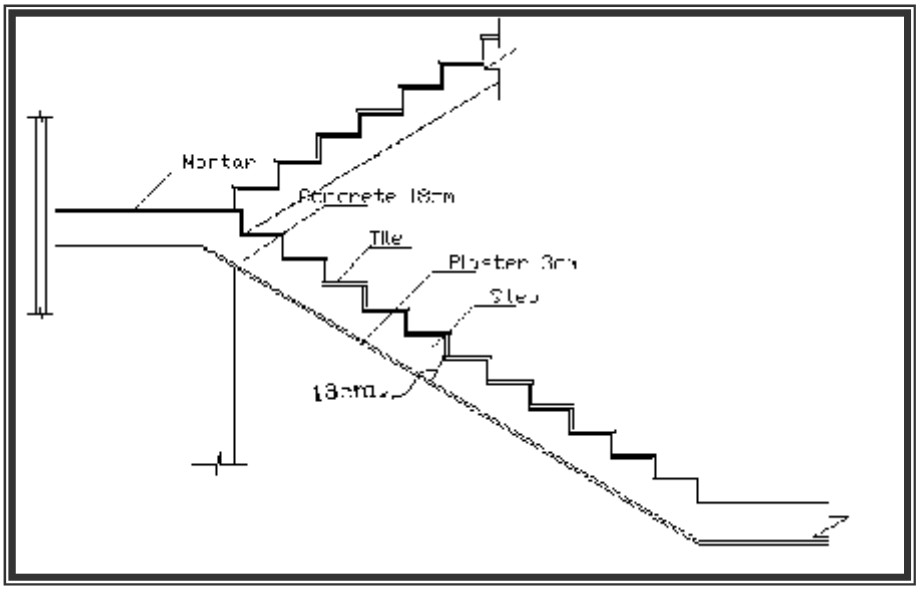


Figure (5-17): System of stair (St.1)

B. Loads:

1. Dead loads:

$$\text{D.L of slab} = \frac{25 \times 0.18 \times 1}{\cos 29.1} = 5.15 KN/m$$

$$\text{D.L of plaster} = \frac{22 \times 0.03 \times 1}{\cos 29.1} = 0.76 KN/m$$

$$\text{D.L of stair} = \frac{25 \times 0.17 \times 1}{2} = 2.19 KN/m$$

D.L of horizontal mortar= $22 \times 0.03 = 0.66 KN/m$

D.L of vertical mortar= $22 \times 0.03 \times \frac{17.5}{30} = 0.38 KN/m$

D.L of horizontal tile = $22 \times 0.03 \times \frac{33}{30} = 0.73 KN/m$

D.L of vertical tile = $22 \times 0.03 \times \frac{17}{30} = 0.38 KN/m$

Total D.L = 10.26 KN/m

2. Live loads: L.L = 5 KN/m

2. Shear and moment diagrams:

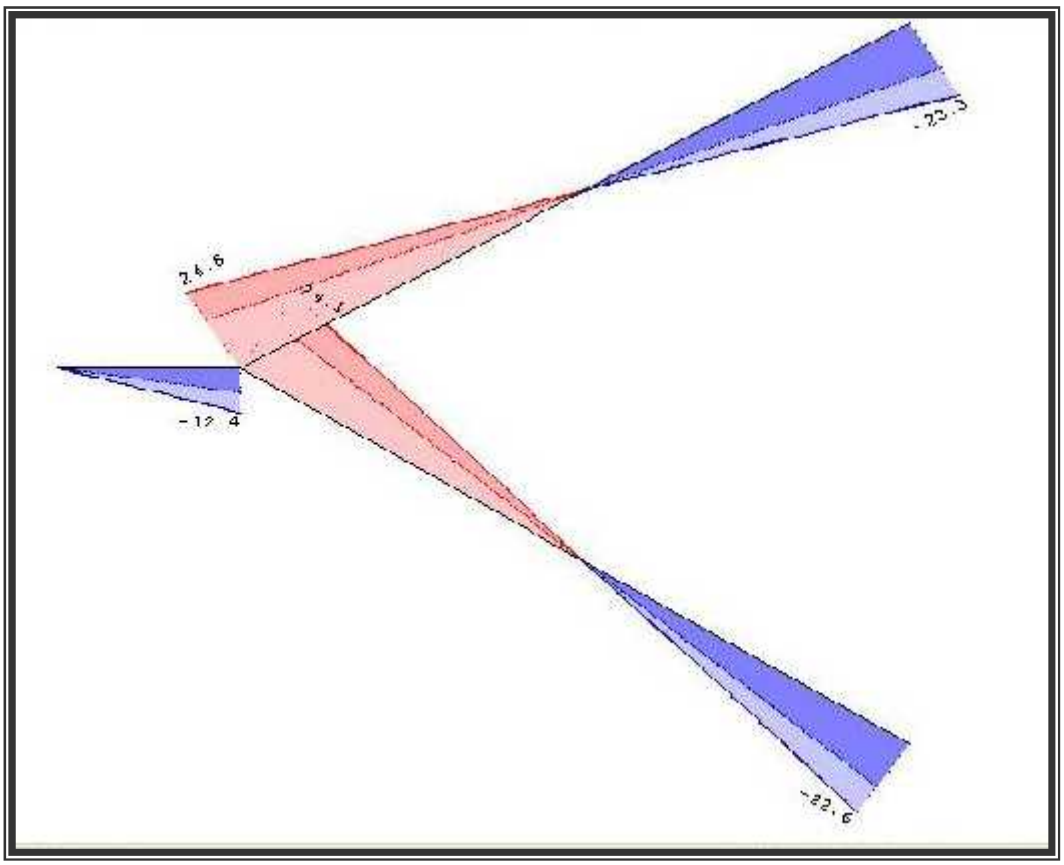


Figure (5-18): shear diagram of stair (St.1)

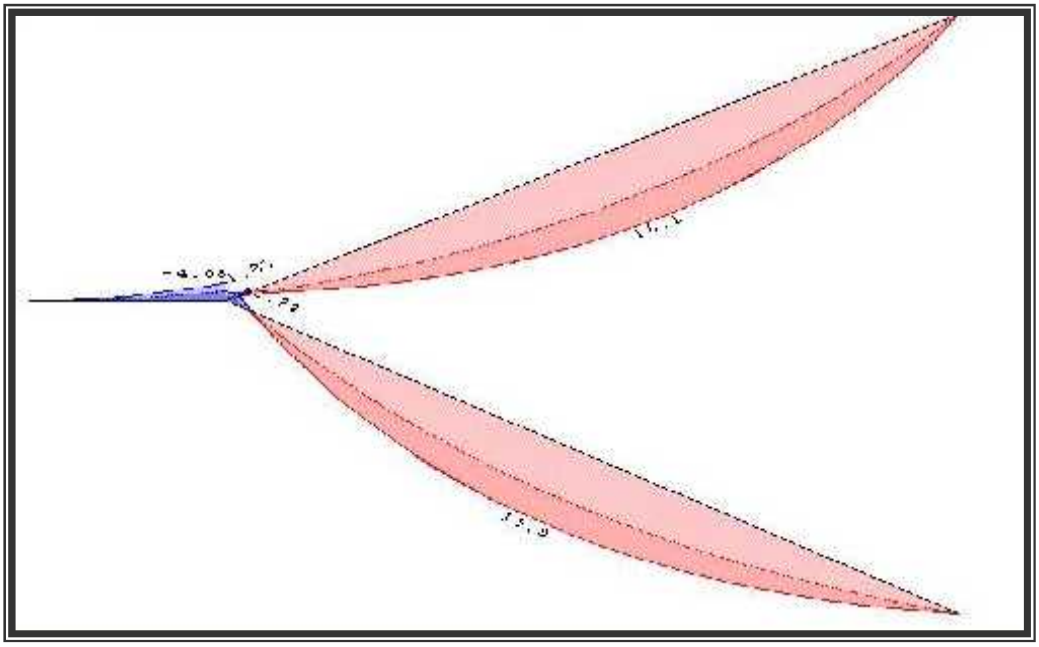


Figure (5-19): Moment diagram of stair (St.1).

5.8.1 -Design of stairs:-

1. Material properties:

fy= 400 Mpa fc' = 25 Mpa

2. Limitation of deflection:

h> L/20 = 300/20 =15 cm

Select h = 18 cm

3. Design of bending moment:

Mu = 16.1 KN.m ρ max = 0.0203

Assume Concrete cover C = 2 cm

$$d = h - c - \frac{D(bar)}{2} = 18 - 2 - \frac{2}{2} = 15Cm$$

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{400}{0.85 \times 25} = 18.82$$

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{16.1}{0.9} = 17.89 \text{ KN.m}$$

$$Rnreq = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{17.89}{1 \times 0.15^2} = 0.795$$

$$\rho req = \frac{1}{m}\left[1 - \sqrt{1 - 2m \times \frac{Rn}{fy}}\right] = \frac{1}{18.82}\left[1 - \sqrt{1 - 2 \times 18.82 \times \frac{0.795}{400}}\right] = 0.002$$

$$\rho \text{ min} = \frac{1.4}{fy} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

ρ req < ρ min so it's satisfied

As req = ρ req ×b×d = 0.0020×100×15 = 3.04 cm²/m

As needed = 1.3×ρ req ×b×d = 1.3×0.0020×100×15 = 3.96 cm²/m

Select ↓12 @ 25 cm Ast provided = 4.52 cm²/m

Ast ≥ 0.2 × Asl ⇨ Ast = 0.2 × 4.52=0.9 cm²/m

Select ↓8 @25cm Ast provided = 2.01 cm²/m

4. Design of shear:

Vu=24.6 KN

Vu at ($\frac{a}{2} + d$) = 24 KN (by interpolation)

$$\Phi \times Vc = 0.85 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{fc'} \times b \times d = 0.85 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 150 \times 1000$$

Φ× Vc =93.7 >24 so the limitation is satisfied

No shear reinforcement is required

5.8.2 - Design of stairs slab: -

1. Design of bending moment:

Mu = 4.08 KN.m ρ max = 0.0203

Assume Concrete cover C = 2 cm

$d = 15Cm$

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{400}{0.85 \times 25} = 18.82$$

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{4.08}{0.9} = 4.53 \text{ KN.m}$$

$$Rnreq = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{4.53}{1 \times 0.15^2} = 0.20$$

$$\rho req = \frac{1}{m}\left[1 - \sqrt{1 - 2m \times \frac{Rn}{fy}}\right] = \frac{1}{18.82}\left[1 - \sqrt{1 - 2 \times 18.82 \times \frac{0.20}{400}}\right] = 0.0005$$

$$\rho \min = \frac{1.4}{fy} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

ρ req < ρ min so it's not satisfied

As req = ρ req ×b×d = 0.0005×100×15 = 0.78 cm²/m

As needed = 1.3×ρ req ×b×d = 1.3×0.0005×100×15 = 1.01 cm²/m

Select ↓8 @ 20 cm Ast provided = 2.52 cm²/m

Ast ≥ 0.2 × Asl ⇨ Ast = 0.2 × 2.52=0.5 cm²/m

Select ↓8 @25cm Ast provided = 2.01 cm²/m

2. Design of shear:

Vu=12.4 KN

Vu at $(\frac{a}{2} + d)$ = 11.6 KN (by interpolation)

$$\Phi\times Vc=0.85\times\frac{1}{6}\times\sqrt{fc'}\times b\times d=0.85\times\frac{1}{6}\times\sqrt{25}\times150\times1000$$

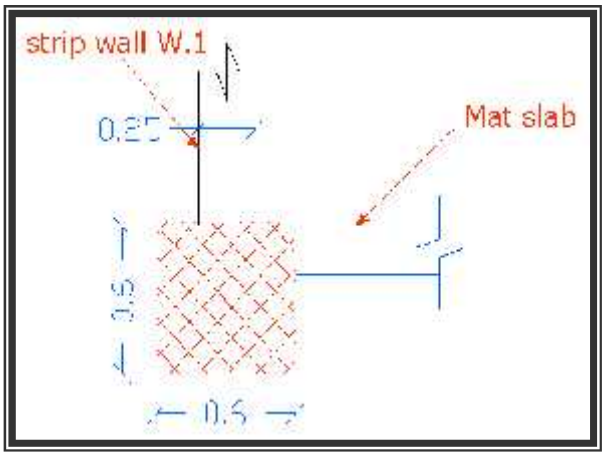
Φ× Vc =93.7 >11.4 so the limitation is satisfied

5.9 - Design of footings:

5.9.1- Sample of calculation" Design of footing (F.5): -

Footing (5) is strip footing, carrying concrete wall (w.1)

A. Design Requirements of soil:



Pt= 142.6 KN

Where:

Pt= total no factored load.

1-Check of tension failure:

- Eccentricity due to dead load (ed):

$$e_d=\frac{M_d}{P_d}=0\le\frac{b_x}{6}$$

- Eccentricity due to dead load & live load (ed+L):

$$e_{d+l}=0\le\frac{bx}{3}$$

2. Limit state of bearing capacity (σ b):

$$\pm_b=\frac{p_t}{b_x\times b_y}+\frac{M.c}{I}=\left[\frac{142.6}{0.60\times1.00}=237.7\right]<(\pm_b=300\,KN/m^2)$$

Limit state of bearing capacity is satisfied.

3. Check of sliding failure:

Horizontal forces will be neglected because that the foundation is supported with mat slab.

B. Design requirements of concrete:

1. Design of bending moment:

Pu= 199.6 KN

Where:

Pu= total factored load.

$$\pm_{b\,\min}^{\max} = \frac{p_t}{b_x \times b_y} \pm \frac{M.c}{I} = \left[\frac{199.6}{0.60 \times 1.00}\right]$$

$$\pm_b = 332.7 KN / m^2$$

$$m = \frac{fy}{0.85\, fc'} = \frac{400}{0.85 \times 25} = 18.82$$

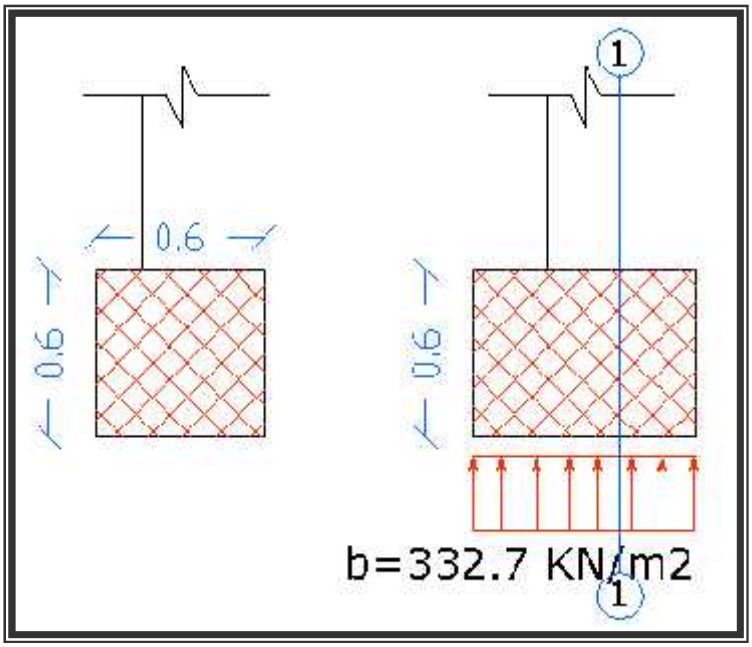


Figure (5-20): maximum stress and dimensions of footing (F.5).

At section (1-1):

Pu = 59.9 KN

Mu = 5.4 KN.m

h=60 cm ⟶ d= 0.54 m

$$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{\frac{Mu}{0.9} \times 10^6}{1000 \times 540^2} = \frac{\frac{5.4}{0.9} \times 10^6}{600 \times 540^2} = 0.0343$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}}\right] = \rho = \frac{1}{18.82}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18.82 \times 0.034}{400}}\right] = 8.51 \times 10^{-5} < \rho_{min}$$

$where \rho_{min=0.0035}$

As req. = $1.3 \times \rho_{req.} \times b \times d = 1.3 \times 8.51 \times 10^{-5} \times 54 \times 60 = 1.73 cm^2$

As req. = 1.73 cm²

Select **Ø10@25** As provided = 3.14 cm²/m

2. Design of shear:

$\phi . v_c \geq v_u$

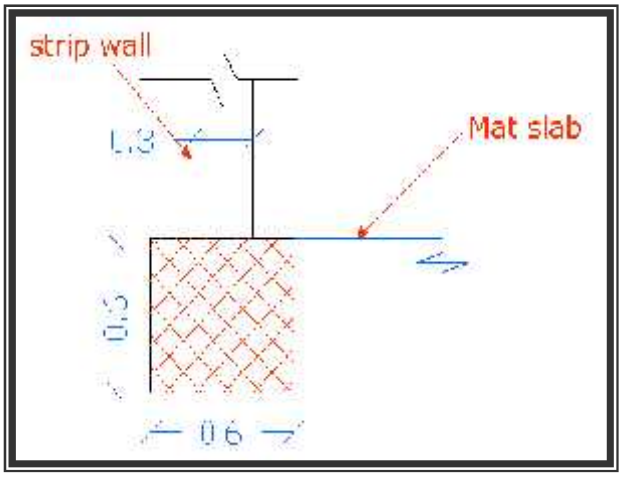
$$\Rightarrow \phi . v_c = 0.85 \times \frac{1}{6}\sqrt{fc'} \times b_w \times d = 0.85 \times \frac{1}{6}\sqrt{25} \times 1000 \times 540 = 382.5 KN/m$$

$665.8 > (Vu = 59.9 KN/m)$

No shear reinforcement required.

5.9.2- Sample of calculation" Design of fire wall footing (F.7): -

Footing (7) is strip footing, carrying concrete wall (w.3)



B. Design Requirements of soil:

Pt= 91.5 KN

Where:

Pt= total no factored load.

1-Check of tension failure:

- Eccentricity due to dead load (ed):

$$e_d = \frac{M_d}{P_d} = 0 \le \frac{b_x}{6}$$

- Eccentricity due to dead load & live load (ed+L):

$$e_{d+l} = 0 \le \frac{bx}{3}$$

2. Limit state of bearing capacity (σ b):

$$\pm_b = \frac{p_t}{b_x \times b_y} + \frac{M.c}{I} = \left[\frac{91.5}{0.60 \times 1.00} = 152.5\right] < (\pm_b = 300\ KN/m^2)$$

Limit state of bearing capacity is satisfied.

3. Check of sliding failure:

Horizontal forces will be neglected because that the foundation is supported with mat slab.

B. Design requirements of concrete:

1. Design of bending moment:

Pu= 128.1 KN

Where:

Pu= total factored load.

$$\pm_{b\,\min}^{\max} = \frac{p_t}{b_x \times b_y} \pm \frac{M.c}{I} = \left[\frac{128.1}{0.60 \times 1.00}\right]$$

$$\pm_b = 213.5 KN/m^2$$

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{400}{0.85 \times 25} = 18.82$$

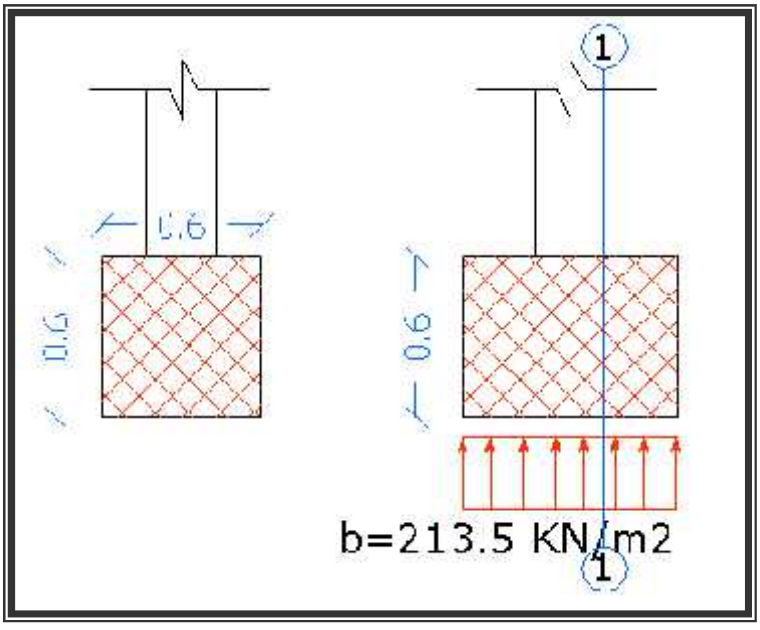


Figure (5-21): maximum stress and dimensions of footing (F.6).

At section (1-1):

Pu = 32 KN

Mu = 2.4 KN.m

h=60 cm ⟶ d= 0.54 m

$$Rn=\frac{Mn}{b\times d^2}=\frac{\frac{Mu}{0.9}\times 10^6}{800\times 540^2}=\frac{\frac{2.4}{0.9}\times 10^6}{800\times 540^2}=0.0152$$

$$\circ=\frac{1}{m}\left[1-\sqrt{1-\frac{2\times m\times Rn}{fy}}\right]=\circ=\frac{1}{18.82}\left[1-\sqrt{1-\frac{2\times 18.82\times 0.0152}{400}}\right]=4.45\times 10^{-5}<\circ_{\min}$$

$where \circ_{\min=0.0035}$

As req. = $1.3\times\circ_{req.}\times b\times d=1.3\times 4.45\times 10^{-5}\times 54\times 60=1.3cm^2$

As req. = 1.3 cm²

Select **Ø8@25 cm** As provided = 2.01 cm²/m

2. Design of shear:

$\square.v_c\geq v_u$

$\Rightarrow\square.v_c=0.85\times\frac{1}{6}\sqrt{fc'}\times b_w\times d=0.85\times\frac{1}{6}\sqrt{25}\times 1000\times 540=382.5KN/m$

$382.5>(Vu=320KN/m)$

No shear reinforcement required.

3. Design of punching:

$$\sim_s=30(edg..column)$$

$$Bc=0.3/100=0.30$$

The minimum value of Vc = 681.7 KN

So $\square.v_c\geq v_u$

$0.85\times 681.7>128.1KN$

Punching failure is not occurred.

4. Design of binding moment reinforcement: -

Mu = 25.56 KN.m ρ max = 0.0244

Assume Concrete cover C = 2 cm

$$d = h - c - \frac{D(bar)}{2} = 20 - 2 - \frac{2}{2} = 17Cm$$

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{400}{0.85 \times 25} = 18.82$$

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{25.56}{0.9} = 28.5 \text{ KN.m}$$

$$Rnreq = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{28.5}{1 \times 0.17^2} = 0.986$$

$$\rho req = \frac{1}{m}\left[1 - \sqrt{1 - 2m \times \frac{Rn}{fy}}\right] = \frac{1}{18.82}\left[1 - \sqrt{1 - 2 \times 18.82 \times \frac{0.986}{400}}\right] = 0.00252$$

$$\rho \min = \frac{1.4}{fy} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

ρ req > ρ min so it's not satisfied

As req = ρ req ×b×d = 0.00252×100×17 = 4.284 cm²/m

As needed = 1.3×ρ req ×b×d = 0.00252×100×17 = 5.57cm²/m

Select **Ø 8@ 8 cm** As provided = 6.28 cm²/m

Table (5-4): Design of footings.

FOOTING	bx (m)	by (m)	h (m)	bx ' (m)	by ' (m)	AS PROVIDE (cm^2)
F(5)	0.60	8.65	0.60	0.25	8.25	2.01 ø8@25
F(6)	0.60	8.65	0.60	0.20	8.25	3.14 ø10@25
F(7)	0.60	45.60	0.60	0.30	45.60	3.14 ø10@25

Chapter Six:
Conclusion and Recommendation

- Conclusion
- Recommendation

الفصل السادس

النتائج و التوصيات

(٦-١) النتائج: -

بعد الانتهاء من كافة مراحل العمل في المشروع بدءا بالإطلاع على المخططات المعمارية المتوفرة و من ثم عمل كامل الحسابات و التصاميم الإنشائية لكافة العناصر الإنشائية في المبنى الصناعي تم التوصل إلى النتائج التالية: -

أ- تم إعادة تنسيق المخططات المعمارية بحيث تصبح ملائمة لعملية التصميم الإنشائي.

ب- تم عمل دراسة تحليلية إنشائية لكل من المجمع الصناعي و المبنى الإداري تضمنت تحديد الأحمال و تحيد النظام الإنشائي المستخدم.

ت- تم إنهاء كافة الحسابات اللازمة في عملية التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية سواء الفولاذية أم الخرسانية.

ث- تم عمل كافة المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية في المبنى الصناعي بشكل كامل و قابل للتنفيذ.

(٦-٢) التوصيات: -

بعد استكمال المخططات الإنشائية التنفيذية لهذا المشروع، هنالك بعض التوصيات الواجب أخذها بعين الاعتبار من أهمها ما يلي: -

١. يتم تنفيذ المبنى وفقا للتصاميم و المخططات التي تم إلحاقها بالمشروع بأدنى حد ممكن من التغيرات و ذلك نظرا لكون معظم العناصر الإنشائية هي فولاذية و هي بحاجة إلى درجة أعلى من الدقة من غيرها من المنشآت، حيث تطلب جميع العناصر الفولاذية بمقاس ملم.
٢. يوصى عند اختيار موقع البناء أن يكون المبنى بعيدا عن المناطق السكانية لتلافي ما قد ينتج عنه من أضرار بيئية، بالإضافة إلى مراعاة توفر الخدمات العامة في هذا الموقع.
٣. في حال تغيرت قيمة قوة تحمل التربة حسب موقع الأرض يتم إعادة تصميم الأساسات لهذا المبنى الصناعي بناء على قيمة قوة تحمل التربة الجديدة.
٤. يوصى باستخدام البراغي في معظم حالات التثبيت للعناصر الإنشائية و ذلك نظرا لتكلفة العمالة لعملية اللحام، هذا بالإضافة إلى صعوبة إتقانها في بلادنا، إلا في بعض الحالات الواجب فيها استخدام اللحام في عملية التثبيت نظرا لأنه أكثر ملائمة.
٥. أن يتم تنفيذ مدخل المبنى بنفس الوضعية الموضحة في المخططات و ذلك لملائمة المتطلبات المعمارية لهذا النوع من المنشأ، و تسهيل عملية تفريغ و تحميل المواد من و إلى هذا المبنى.
٦. يوصى عند اختيار المقاطع الفولاذية أن تكون هذه المقاطع متوفرة في السوق المحلي بنفس المواصفات و بالأطوال المطلوبة.

Appendix (A)

7.1 Design of Column: -

(7.1.1) Design of Column (C.2):

A. System and loads:

1. System:

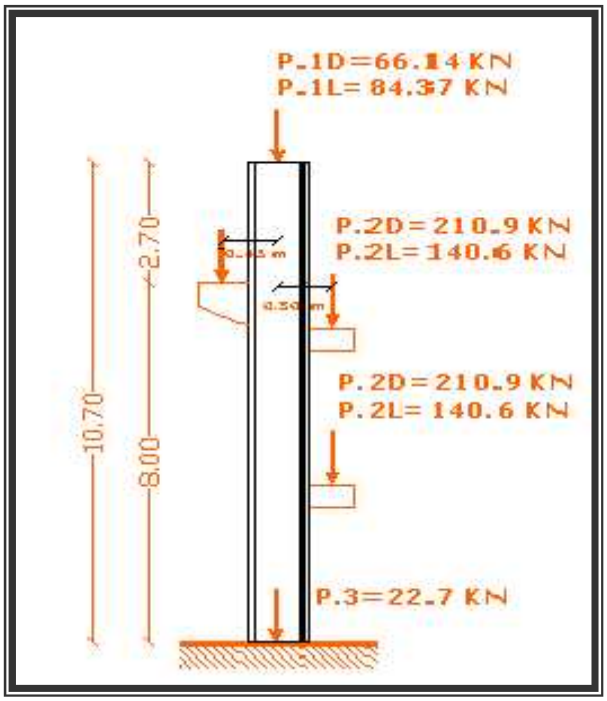


Figure (1-1): System and loads of column (C.2).

2. Loads combinations for designing a structure of “mixed”construction: -

- Load combination (I): U=1.4DL.
  - Pu = 721.62 KN.
  - Mu =172.43KN.m
- Load combination (II): U=1.2D+1.6L+0.5S.
  - Pu = 1080.4 KN.
  - Mu = 273.69KN.m
- Load combination (III): U=1.2D+1.6S+0.5L.
  - Pu = 901.58 KN.
  - Mu = 180.87KN.m

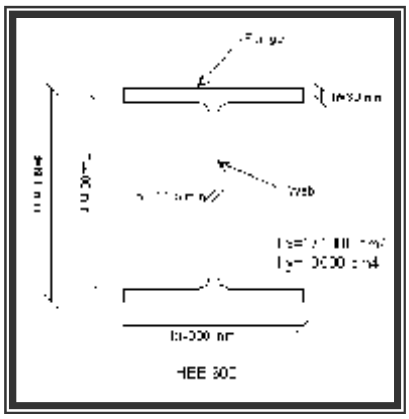
B. Column Strength: -

Select **(HEB-600)**

Local plate buckling Q=1.0

$$^{a}f = \frac{b}{tf} = \frac{300}{2\times 30} = 5 < ^{a}r = \frac{250}{\sqrt{fy}} = \frac{250}{\sqrt{240}} = 16.1.$$

$$^{a}w = \frac{h}{w} = \frac{486}{15.5} = 31.35 < ^{a}r = \frac{663}{\sqrt{240}} = 42.8$$



Kx = 2.0 Ky = 1.0

2. a. Buckling about X-axis Kx = 2.0

$$\frac{Kx.Lx}{rx} = \frac{2\times 10.7\times 100}{25.2} = 84.92$$

2. b. Buckling about Y-axis Ky = 1.0

$$\frac{Ky.Ly}{ry} = \frac{1\times 10.7\times 100}{7.07} = 151.13 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\underline{\text{CONTROL}}$$

$\lambda c = 1.70$ (1)

$\lambda c = 1.70 \Rightarrow \frac{\Phi c.fcr}{fy} = 0.258$

⇨ Fc×fcr = 240×0.258 =61.92 Mpa.

Φc×Pn = (61.92) (27000) = 1671.9 > Pu =1080 KN……OK

$$\frac{Pu}{\Phi c.Pn}=\frac{1080}{1671.9}=0.644>0.2$$ ..……...……...…….Satisfied

- Mp = Fy. Zx = (240×5700000) = 1368 KN.m
- Mr = (Fy - Fr) Sx = (240-68.95)×32100000 = 549.23 KN.m

Lb = 10.7 m.

$$Lp=\frac{300\times 70.8}{\sqrt{34.8}}=3.6m.$$

$$Lr=\frac{ry.X1}{(Fy-Fr)}\sqrt{1+\sqrt{1+X2(Fy-Fr)^2}}$$

Where: -

- $X1=\frac{®}{Sx}\sqrt{\frac{EGJA}{2}}$
- $X2=\frac{4Cw}{Iy}(\frac{Sx}{Gj})^2$

Using for **(HEB-600)**

- Sx = 3210000 mm^3.
- E = 210000 Mpa.
- G = 81000 Mpa.
- $J=\frac{2b.tf^3+htw^3}{3}=5.58000000.$
- A = 27000 mm^2.
- $Cw=\frac{tf.b^3h^2}{24}=1096.54$
- Fr = 68.9 Mpa.

⇨ X1 = 35033.3 Mpa.

⇨ X2 = 16.35×10^{-6}Mpa.

⇨ $Lr=\frac{ry.X1}{(Fy-Fr)}\sqrt{1+\sqrt{1+X2}(Fy-Fr)^2}$

$$Lr = \frac{70.8 \times 35033.3}{(240 - 68.9)} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 16.35 \times 10^{-6} (240 - 68.9)^2}} \quad = 21.58m$$

Lr = 21.58 m

Lp < Lb < Lr

3.6 < 10.7 < 21.58

$(\frac{bf}{2tf} = \frac{300}{2 \times 30} = 50) < 10.8$ ……..……...…OK

$$\frac{Pu}{\Phi b.Py} = \frac{1080 \times 10^3}{0.9 \times 240 \times 27000} = 0.185 > 0.125.$$

$$^{a}p = \frac{970}{\sqrt{fy}} (1 - 0.75 \times \frac{Pu}{\Phi b.Py})$$

$$^{a}p = \frac{970}{\sqrt{240}} (1 - 0.74 \times 0.209) = 52.92$$

$$^{a} = \frac{h}{tw} = 32.55 < {}^{a}p = 52.92$$ …...……...……Satisfied

$$Mn = Cb\left[Mp - (Mp - Mr) \frac{Lb - Lp}{Lr - Lp} \right] \leq Mp$$

1092 ≤ Mp

1092 >Mp

Since Mn cannot exceed Mp, Mn = Mp for this analysis.

$$Pe2 = \frac{®^2 \times E \times Ag}{(\frac{KL}{r})^2} = \frac{®^2 \times 21 \times 10^5 \times 27000}{(151.13)^2} = 2450.1KN$$

Pu = 1080 KN.

$$B2 = \frac{1}{1 - \frac{Pu}{Pe2}} = \frac{1}{1 - \frac{1080}{2450.1}} = 1.789$$

Check LRFD formula: -

Mux = MLt × B2 = Mu×B2

= 273.69 ×1.789 = 490 KN.m

$$\frac{Pu}{¤c.Pn}+\frac{8}{9}(\frac{Mux}{\Phi.Mnx})<1.0$$

$$⇨\frac{1080000}{1671907.5}+\frac{8}{9}(\frac{490}{0.9\times1368})<1.0$$

0.990< 1.0

So it is satisfied and **HEB-600** is used

7.1.2 Design of Column (C.3):

A. System and loads:

1. System:

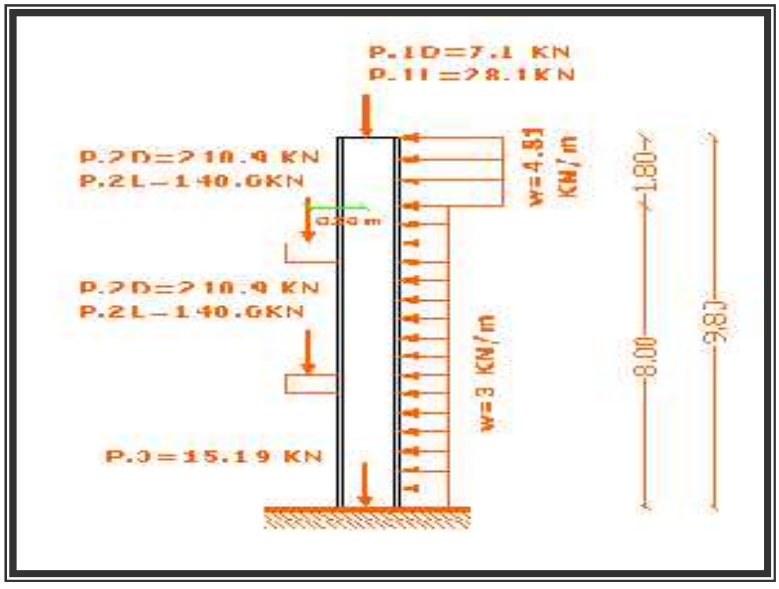


Figure (1-2): System and loads of column (C.3).

2. Loads combinations for designing a structure of “mixed”construction: -

- Load combination (I): U=1.4DL.
    - Pu = 621.726 KN.
    - Hu = 0 KN
    - Mu = 0.3×2×295.3 = 177.18KN.m
- Load combination (II): U=1.2D+1.6L+0.5S.
    - Pu = 997 KN.
    - Hu = 0 KN
    - Mu = 0.3×2× (253.08+224.96) = 286.8KN.m
- Load combination (III): U=1.2D+1.6S+0.5L.
    - Pu = 718.5 KN.
    - Hu = 0 KN
    - Mu = 0.3×2× (253.08+70.3) = 194KN.m
- Load combination (IV):

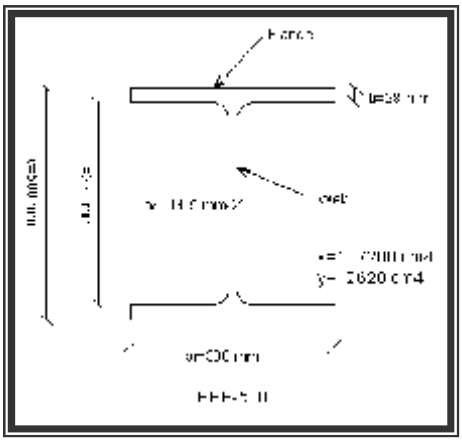
  U=1.2D+1.6S+0.8W……..…….CONTROL
    - Pu = 578 KN.
    - Hu = 0 KN
    - Mu = 3×0.8×4×8+1.8×0.8×4.8×8.9+2×253.08×0.3
    - Mu = 177.18KN.m

B. Column Strength: -

Select **(HEB-500)**

Local plate buckling Q=1.0

$$^{a}f = \frac{b}{tf} = \frac{300}{2\times 28} = 5.36 < {}^{a}r = \frac{250}{\sqrt{240}} = 16.1.$$



$$^{a}w = \frac{h}{w} = \frac{472}{14.5} = 32.5 < {}^{a}r = \frac{663}{\sqrt{240}} = 42.8$$

Kx = 2.0 Ky = 1.0

2.a. Buckling about X-axis Kx = 2.0

$$\frac{Kx.Lx}{rx} = \frac{2 \times 9.8 \times 100}{21.2} = 92.45$$

2.b. Buckling about Y-axis Ky = 1.0

$$\frac{Ky.Ly}{ry} = \frac{1 \times 9.8 \times 100}{7.27} = 134.8$$ ……...……CONTROL

λc = 1.52 (1)

λc = 1.52 ⇨ $\frac{\Phi c.fcr}{fy} = 0.323$

⇨ Φc×fcr = 240×0.323 = 77.52 Mpa.

Φc×Pn = (77.52)(23900) = 1852.73 > Pu = 578 KN……OK

$\frac{Pu}{\Phi c.Pn} = \frac{578}{1852.73} = 0.31 > 0.2$ ..……...…….Satisfied

- Mp = Fy. Zx = (240×42900000) = 1029.6 KN.m
- Mr = (Fy - Fr) Sx = (240-68.95)×2410000 = 412.2 KN.m

Lb = 9.8 m.

$$Lp = \frac{300 \times 72.7}{\sqrt{34.8}} = 3.7m.$$

$$Lr = \frac{ry.X1}{(Fy - Fr)}\sqrt{1 + \sqrt{1 + X2(Fy - Fr)^2}}$$

Where: -

- $X1 = \frac{®}{Sx}\sqrt{\frac{EGJA}{2}}$
- $X2 = \frac{4Cw}{Iy}(\frac{Sx}{Gj})^2$

Using for **(HEB-500)**

- Sx = 2410000 mm².

- E = 210000 Mpa.
- G = 81000 Mpa.
- $J = \frac{2b.tf^{3} + htw^{3}}{3} = 4.87000000.$
- A = 23900 mm².
- $Cw = \frac{tf.b^{5}}{24} = 701.7$
- Fr = 68.9 Mpa.

⇨ X1 = 41014 Mpa.

⇨ X2 = 8.30×10^{-6} Mpa.

$$\Rightarrow\ Lr = \frac{ry.X1}{(Fy - Fr)}\sqrt{1+\sqrt{1+X2(Fy-Fr)^{2}}}$$

$$Lr = \frac{72.7\times41014}{(240-68.9)}\sqrt{1+\sqrt{1+8.3\times10^{-6}(240-68.9)^{2}}} = 25.343m$$

Lr = 25.343 m

Lp < Lb < Lr

3.7 < 9.3 < 25.34

$(\frac{bf}{2tf} = \frac{300}{2\times28} = 5.36) < 10.8$ ……..……...…OK

$\frac{Pu}{\Phi b.Py} = \frac{58000}{1852.73\times23900} = 0.0130 < 0.125.$

$^{a}p = \frac{640}{\sqrt{fy}}(1 - 2.75\times\frac{Pu}{\Phi b.Py})$

$^{a}p = \frac{640}{\sqrt{240}}(1 - 2.75\times0.0130) = 39.83.$

$^{a} = \frac{h}{tw} = 32.55 < {}^{a}p = 39.83$ …..……...……Satisfied

$$Mn = Cb\left[Mp - (Mp - Mr)\frac{Lb - Lp}{Lr - Lp}\right] \le Mp$$

$$3270.55 \le Mp$$

$$3270.55 > Mp = 1029.6 \text{ KN.m}$$

Since Mn cannot exceed Mp, Mn = Mp for this analysis.

$$Pe2 = \frac{®^2 \times E \times Ag}{(\frac{KL}{r})^2} = \frac{®^2 \times 21 \times 10^5 \times 23900}{(134.8)^2} = 2726.0KN$$

Pu = 578 KN .

$$B2 = \frac{1}{1 - \frac{Pu}{Pe2}} = \frac{1}{1 - \frac{578}{2726.07}} = 1.27$$

Check LRFD formula:-

Mux = MLt × B2 = Mu×B2

= 290.16 ×1.72 = 499 KN.m

$$\frac{Pu}{¤c.Pn} + \frac{8}{9}(\frac{Mux}{\Phi.Mnx}) < 1.0 \qquad \Rightarrow \frac{578}{1852.73} + \frac{8}{9}(\frac{499}{0.9 \times 1029.6}) < 1.0$$

$$0.790 < 1.0$$

So it is satisfied and **HEB-500** is used

7.1.3 Design of Column (C.4):

1- System and load: -

a) System

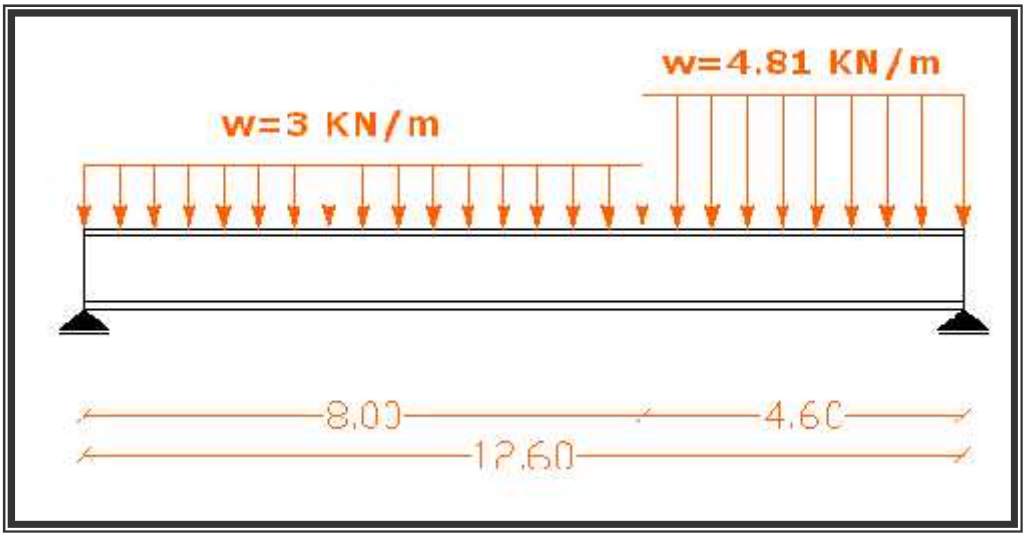


Figure (1-3): System and loads of column (C.4).

b) Dead Load

Dead load of beam = 0.262 ×12.6 = 3.186 KN.

Total dead load = 3.186 KN.

U = 1.2 D + 0.8 W + 1.6 S

Du=0.8[4.81×4.16+3×8]= 35.21 KN.

2- Design of beam: -

Mu = 75.18 KN.m

Vu = 24.48 KN.m

A. Design of bending moment (select **ST-37**, fy = 240 Mpa): -

Assume compact section

Mn = Φ Mp ≥ Mu , Mp = fy × Z

Mp = 240 × Zreq. × 0.9 ≥ Mu

$$Zreq \geq \frac{75.18 \times 10^6}{240 \times 0.9} = 348.1 Cm^3$$

So Zreq. = 348.1 Cm³

Select (HEB-**270**) with Z= 429 Cm³. > Zreq. =348.1 Cm³.

Check of compact section: -

λfl < λp

$$^{a}fl = \frac{bf}{2tf} = \frac{135}{2 \times 10.2} = 6.61 < {}^{a}p$$

$$^{a}p = \frac{65}{\sqrt{fy}} = \frac{65}{\sqrt{34.8}} = 11.01$$

λfl = 6.61 < λp = 11.01 ……...……...…OK

$$^{a}w = \frac{t}{tw} = \frac{21.9}{6.6} = 33.2 < {}^{a}p = \frac{640}{\sqrt{34.8}} 108.5$$ ……OK

Nominal moment strength: -

Φ fy × Z ≥ Mu

0.9 ×240×4290×10³ = 926.6 KN.m

Φ fy × Z = 926.6 ≥ 75.18 KN.m

B. Design requirement of shear: -

Φ Vn ≥ Vu

Vn = 0.6×fy×Aw

Aw = tw ×d = 219×6.6 = 1445.4 mm²

Vn = 0.6×240×1445.4 = 208.13 KN.

Φ Vn = 0.9×208.13 = 187.3 KN > 24.48 KN.

C. Design requirement of deflection: -

Δmax (live load) ≤ L / 360.

Δmax = (12.16 × 1000) / 360 = 33.8 mm.

$$\Delta = \frac{5 \times wl^4}{384EI} = \frac{5 \times 3 \times 12160^4}{384 \times 21 \times 10^4 \times 579 \times 10^5} = 70.24 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{Not satisfied}$$

Select **IPE-330** to satisfy.

$$\Delta = \frac{5 \times wl^4}{384EI} = \frac{5 \times 3 \times 12160^4}{384 \times 21 \times 10^4 \times 1177 \times 10^5} = 33.5 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{Not satisfied}$$

Δmax (live load) ≤ L / 360.

33.5≤33.8

o.k.

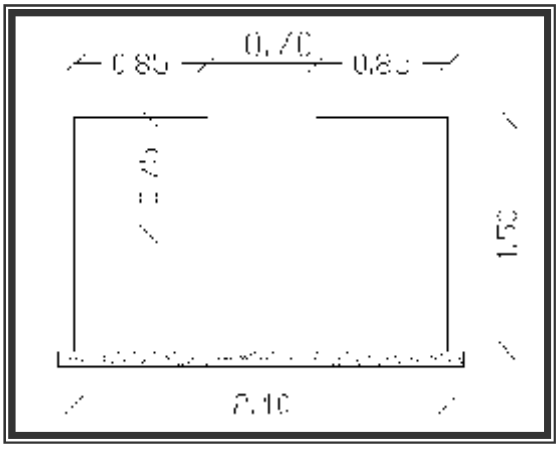
So it is satisfied and **IPE-330** is used

7.2 Footing design:

7.2.1 Footing (2):

Footing (2) carrying column (2) (HEB-600)

A. Design Requirements of soil:



Pt= 1134.4 KN

Mt= 165.9 KN.m

Where:

Pt= total no factored load.

Mt= total no factored moment.

1. Check of tension failure:

- Eccentricity due to dead load (ed):

$$e_d = \frac{M_d}{P_d} = \frac{115.6}{718.5} = 0.161 \leq (\frac{b_x}{6} = \frac{2.4}{6} = 0.40)$$

- Eccentricity due to dead load & live load (ed+L):

$$e_{d+l} = \frac{Mt}{Pt} = \frac{165.9}{1134.} = 0.146 \leq (\frac{bx}{3} = \frac{2.4}{3} = 0.80)$$

2. Limit state of bearing capacity (σ b):

$$\pm_b = \frac{p_t}{b_x \times b_y}\left[1 + 6\frac{e_x}{b_x}\right] = 268.9 < (\pm_b = 300\,KN/m^2)$$

Limit state of bearing capacity is satisfied.

3. Check of sliding failure:

$$Ht = 9.79\,KN$$

$$«p_t = 0.4 \times 1134.4 = 453.8\,KN$$

$$\frac{«p_t}{Ht} = \frac{453.8}{9.79} = 46.3 > 1.5 \cdots OK$$

Limit state of sliding is satisfied.

B. Design requirements of concrete:

1. Design of bending moment:

Pu= 1324 KN

Mu= 273.7 KN.m

Where:

Pu= total factored load.

Mu= total factored moment.

$$\pm b_{\min}^{\max} = \frac{p_t}{b_x \times b_y}\left[1 \pm 6\frac{e_x}{b_x}\right] = \frac{1342}{2.4 \times 2.4}\left[1 \pm 6\frac{0.207}{2.4}\right]$$

$$\pm b_{\max} = 348.8\,KN/m^2$$

$$\pm b_{\min} = 112.4\,KN/m^2$$

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{400}{0.85 \times 25} = 18.82$$

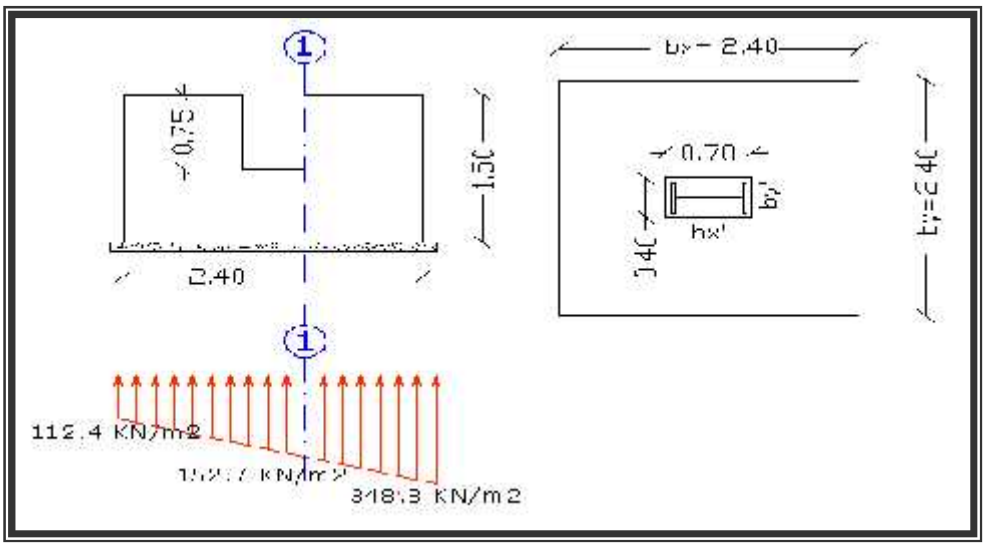


Figure (2-1): maximum stress and dimensions of footing (F.2).

At section (1-1):

Pu = 213.1 KN

Mu = 102.4 KN.m

h=0.75m ⟶ d= 0.69 m

$$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{\frac{Mu}{0.9} \times 10^6}{1000 \times 690^2} = \frac{\frac{102.4}{0.9} \times 10^6}{1000 \times 690^2} = 0.239$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}}\right] = \rho = \frac{1}{18.82}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18.82 \times 0.239}{400}}\right] = 2.45 \times 10^{-5} < \rho_{min}$$

where ρ_{min}=0.0035

As req. = $1.3 \times \rho_{req.} \times b \times d$

As req. = 5.38 cm²/m

Select **Ø14@20 cm** As provided = 7.70 cm²/m

2. Design of shear:

$\phi.v_c \geq v_u$

$\Rightarrow \phi.v_c = 0.85 \times \frac{1}{6}\sqrt{fc'} \times b_w \times d = 0.85 \times \frac{1}{6}\sqrt{25} \times 1000 \times 690 = 4888 KN/m$

$4888 > (v_u = 2131 KN/m)$

No shear reinforcement required.

3. Design of punching:

$\phi.v_c \geq v_u$

$where: Vu = 1324 KN$

$\Rightarrow v_{c.1} = \frac{1}{6}\left(1 + \frac{2}{Bc}\right)\sqrt{fc'} \times b_o \times d = v_{c.1} = \frac{1}{6}\left(1 + \frac{2}{1.75}\right)\sqrt{25} \times 5600 \times 850 = 9255 KN$

$\Rightarrow v_{c.2} = \frac{1}{12}\left(\frac{\sim_s}{b_o/d} + 2\right)\sqrt{fc'} \times b_o \times d = v_{c.2} = \frac{1}{12}\left(\frac{40}{5400/850} + 2\right)\sqrt{25} \times 5600 \times 850 = 16454 KN$

$\Rightarrow v_{c.2} = \frac{1}{3}\sqrt{fc'} \times b_o \times d = v_{c.2} = \frac{1}{3} \times \sqrt{25} \times 5600 \times 850 = 79333 K.$

$Where: b_o = 4 \times d + 2 \times bx' + 2 \times by' = 4 \times 0.85 + 2 \times 0.4 + 2 \times 0.7 = 5.6m$

$\sim_s = 40(\text{int}\,erior..column)$

$Bc = 0.7/0.4 = 1.25$

The minimum value of Vc = 7933.3 KN

So $\phi.v_c \geq v_u$

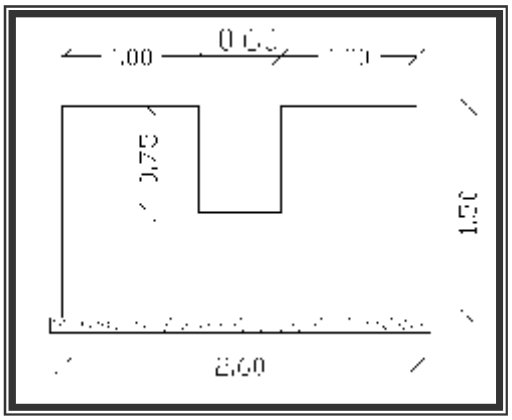
$0.85 \times 7933.3 > 6743.1 KN$

Punching failure in not occurred.

7.2.2 Footing (3):

Footing (3) carrying column (C.3, HEB-**500**)

A. Design Requirements of soil:



Pt= 1017 KN

Mt= 367 KN.m

Where:

Pt= total no factored load.

Mt= total no factored moment.

1-Check of tension failure:

- Eccentricity due to dead load (ed):

$$e_d = \frac{M_d}{P_d} = \frac{126.5}{683.2} = 0.185 \le (\frac{b_x}{6} = \frac{2.6}{6} = 0.433)$$

- Eccentricity due to dead load & live load (ed+L):

$$e_{d+l} = \frac{Mt}{Pt} = \frac{367}{1017.} = 0.36 \le (\frac{bx}{3} = \frac{2.6}{3} = 0.867)$$

2. Limit state of bearing capacity (σ b):

$$\pm_b = \frac{p_t}{b_x \times b_y}\left[1 + 6\frac{e_x}{b_x}\right] = \frac{1017}{2.6 \times 2.6}\left[1 + 6\frac{0.36}{2.6}\right] = 275.7 < (\pm_b = 300\ KN/m^2)$$

Limit state of bearing capacity is satisfied.

3.Check of sliding failure:

$$Ht = 32.7\,KN$$

$$«p_t = 0.4 \times 1017 = 406.8\,KN$$

$$\frac{«p_t}{Ht} = \frac{406.8}{32.7} = 12.45 > 1.5 \cdots OK$$

Limit state of sliding is satisfied.

B. Design requirements of concrete:

1. Design of bending moment:

Pu= 863.9 KN

Mu= 290.2 KN.m

Where:

Pu= total factored load.

Mu= total factored moment.

$$\pm b_{\min}^{\max} = \frac{p_t}{b_x \times b_y}\left[1 \pm 6\frac{e_x}{b_x}\right] = \frac{863.9}{2.6 \times 2.6}\left[1 \pm 6\frac{0.336}{2.6}\right]$$

$$\pm b_{\max} = 226.9 KN/m^2$$

$$\pm b_{\min} = 28.7 KN/m^2$$

$$m = \frac{fy}{0.85 fc'} = \frac{400}{0.85 \times 25} = 18.82$$

At section (1-1):

Pu = 174.4 KN

Mu = 95.9 KN.m

h=0.75m $\longrightarrow$ d= 0.69 m

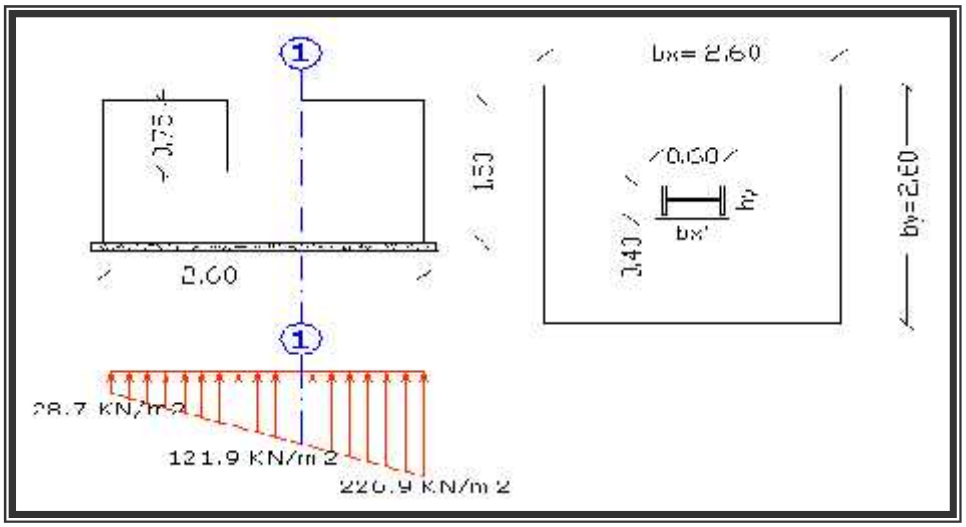


Figure (2-2): maximum stress and dimensions of footing (F.3).

$$Rn=\frac{Mn}{b\times d^2}=\frac{\frac{Mu}{0.9}\times 10^6}{1000\times 690^2}=\frac{\frac{95.9}{0.9}\times 10^6}{1000\times 690^2}=0.224$$

$$\rho=\frac{1}{m}\left[1-\sqrt{1-\frac{2\times m\times Rn}{fy}}\right]=\rho=\frac{1}{18.82}\left[1-\sqrt{1-\frac{2\times 18.82\times 0.224}{400}}\right]=5.63\times 10^{-4}<\rho_{min}$$

where $\rho_{min}=0.0035$

As req. = $1.3\times\rho_{req.}\times b\times d$

As req. = 5.05 cm²/m

Select **Ø12@20 cm** As provided = 5.65 cm²/m

2. Design of shear:

$\phi.v_c \geq v_u$

$$\Rightarrow \phi.v_c=0.85\times\frac{1}{6}\sqrt{fc'}\times b_w\times d=0.85\times\frac{1}{6}\sqrt{25}\times 1000\times 690=488.8KN/m$$

$488.8>(v_u=174.4KN/m)$

No shear reinforcement required.

3.Design of punching:

$\text{¤}.v_c \geq v_u$

$where: Vu = 863.9 KN$

$$\Rightarrow v_{c.1} = \frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{Bc}\right)\sqrt{fc'}\times b_o \times d = v_{c.1} = \frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{1.5}\right)\sqrt{25}\times 6000\times 1000 = 11666.7 KN$$

$$\Rightarrow v_{c.2} = \frac{1}{12}\left(\frac{\sim_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{fc'}\times b_o \times d = v_{c.2} = \frac{1}{12}\left(\frac{30}{6000/1000}+2\right)\sqrt{25}\times 6000\times 1000 = 7000 KN$$

$$\Rightarrow v_{c.2} = \frac{1}{3}\sqrt{fc'}\times b_o \times d = v_{c.2} = \frac{1}{3}\times\sqrt{25}\times 6000\times 1000 = 10000 K$$

$Where: b_o = 4\times d + 2\times bx' + 2\times by' = 4\times 1 + 2\times 0.4 + 2\times 0.6 = 6m$

$\sim_s = 30(edg..column)$

$Bc = 0.6/0.4 = 1.5$

The minimum value of Vc = 7000 KN

So $\text{¤}.v_c \geq v_u$

$0.85\times 7000 > 863.9 KN$

Punching failure in not occurred.

7.2.3 Footing (4):

Footing (4) carrying column (4) (IPE-330)

A. Design Requirements of soil:

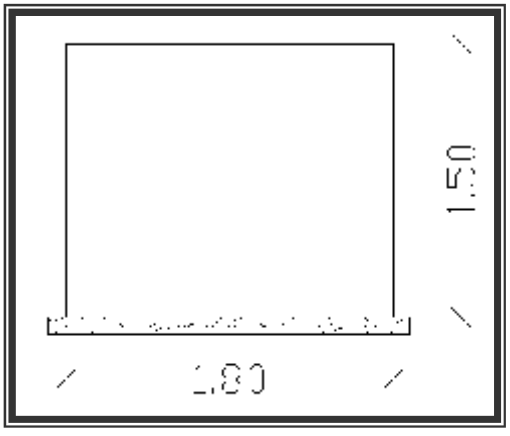
Pt= 126.4 KN

Mt= 63.28 KN.m

Where:

Pt= total no factored load.

Mt= total no factored moment.



1. Check of tension failure:

- Eccentricity due to dead load (ed):

$$e_d = \frac{M_d}{P_d} = 0 \le (\frac{b_x}{6} = \frac{1.8}{6} = 0.3)$$

- Eccentricity due to dead load & live load (ed+L):

$$e_{d+l} = \frac{Mt}{Pt} = \frac{63.3}{126.4} = 0.501 \le (\frac{bx}{3} = \frac{1.8}{3} = 0.6)$$

2. Limit state of bearing capacity (σ b):

$$\pm_b = \frac{p_t}{b_x \times b_y} + \frac{M.c}{I} = \left[\frac{126.4}{1.8 \times 1.8} + \frac{63.3 \times 0.9}{\frac{1.8 \times 1.8^3}{12}} = 104.1 \right] < (\pm_b = 300\ KN\ /\ m^2)$$

Limit state of bearing capacity is satisfied.

3. Check of sliding failure:

$$Ht = 19.53\,KN$$

$$«p_t = 0.4 \times 126.4 = 50.6\,KN$$

$$\frac{«p_t}{Ht} = \frac{50.6}{19.5} = 2.6 > 1.5 \cdots OK$$

Limit state of sliding is satisfied.

B. Design requirements of concrete:

1. Design of bending moment:

Pu= 151.7 KN

Mu= 50.6 KN.m

Where:

Pu= total factored load.

Mu= total factored moment.

$$\pm_{b\,\min}^{\max} = \frac{p_t}{b_x \times b_y} \pm \frac{M.c}{I} = \left[\frac{151.7}{1.8 \times 1.8} \pm \frac{50.6 \times 0.9}{\frac{1.8 \times 1.8^3}{12}} \right]$$

$$\pm_{b\max} = 98.9 KN/m^2$$

$$\pm_{b\min} = -5.29 KN/m^2$$

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{400}{0.85 \times 25} = 18.82$$

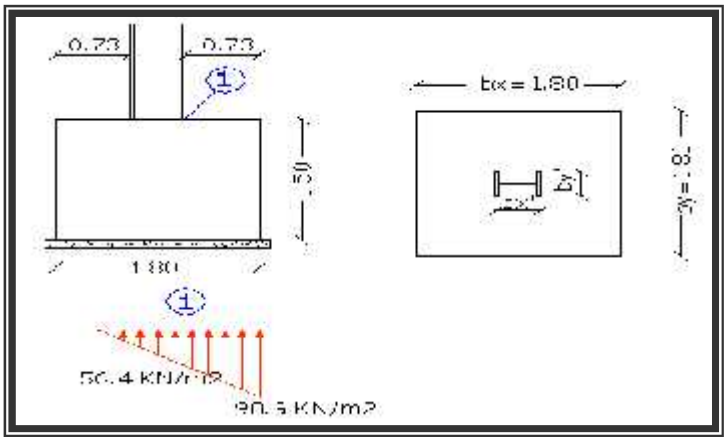


Figure (2-3): maximum stress and dimensions of footing (F.4)

At section (1-1):

Pu = 57.1 KN

Mu = 22.9 KN.m

h=1.5m⟶ d= 1.46 m

$$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{\frac{Mu}{0.9} \times 10^6}{1000 \times 1460^2} = \frac{\frac{22.9}{0.9} \times 10^6}{1000 \times 1460^2} = 0.012$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}}\right] = \rho = \frac{1}{18.82}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18.82 \times 0.012}{400}}\right] = 3 \times 10^{-5} < \rho_{\min}$$

where $\rho_{\min}$=0.0035

As req. = $1.3\times °_{req.}\times b\times d$

As req. = 0.6 cm²/m

Select **Ø8@20 cm** As provided = 2.52cm²/m

2. Design of shear:

$¤.v_c \geq v_u$

$\Rightarrow ¤.v_c = 0.85\times\frac{1}{6}\sqrt{fc'}\times b_w\times d = 0.85\times\frac{1}{6}\sqrt{25}\times 1000\times 1460 = 1034KN/m$

$1034KN > (v = 57.1KN/m)$

No shear reinforcement required.

3. Design of punching:

$¤.v_c \geq v_u$

$where: Vu = 151.7KN$

$\Rightarrow v_{c.1} = \frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{Bc}\right)\sqrt{fc'}\times b_o\times d = v_{c.1} = \frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{2.06}\right)\sqrt{25}\times 3920\times 735 = 47321KN$

$\Rightarrow v_{c.2} = \frac{1}{12}\left(\frac{\sim_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{fc'}\times b_o\times d = v_{c.2} = \frac{1}{12}\left(\frac{30}{3920/735}+2\right)\sqrt{25}\times 3920\times 735 = 91538KN$

$\Rightarrow v_{c.2} = \frac{1}{3}\sqrt{fc'}\times b_o\times d = v_{c.2} = \frac{1}{3}\times\sqrt{25}\times 3920\times 735 = 4802K$

$Where: b_o = 4\times d + 2\times bx' + 2\times by' = 4\times 0.735 + 2\times 0.33 + 2\times 0.16 = 3.92m$

$\sim_s = 30(edg..column)$

$Bc = 0.5/0.4 = 1.25$

The minimum value of Vc = 4732 KN

So $¤.v_c \geq v_u$

$0.85\times 4732 > 151.68KN$

Punching failure in not occurred.

7.3 Design of bolts:

7.3.1 Design of bolts for Detail (4):

Ru = 17 KN.

$$\Phi Rn \geq Ru$$

$$\Phi Rn = 0.75(0.4\, fu^{b})m \times Ab$$

$$\Phi Rn = 0.75(0.4 \times 500) \times 1 \times (4Ab)$$

$$17 \times 10^{3} = 0.75(0.4 \times 500) \times 1 \times (4Ab)$$

$$Abreq = 28.3mm^{2}$$

$$select ... 4\Phi 6mm$$

7.3.2 Design of bolts for Detail (5):

Ru = 42.4 KN

$$\Phi Rn \geq Ru$$

$$\Phi Rn = 0.75(0.4\, fu^{b})m \times Ab$$

$$\Phi Rn = 0.75(0.4 \times 500) \times 1 \times (6Ab)$$

$$42.4 \times 10^{3} = 0.75(0.4 \times 500) \times 1 \times (6Ab)$$

$$Abreq = 35.3mm^{2} \Rightarrow dreq = 6.7mm$$

$$select ... 6\Phi 8mm$$

7.3.3 Design of bolts for Detail (6):

Ru = 480.4 KN

$$\Phi Rn \geq Ru$$

$$\Phi Rn = 0.75(0.4\, fu^{b})m \times Ab$$

$$\Phi Rn = 0.75(0.4 \times 500) \times 1 \times (8Ab)$$

$$480.4 \times 10^{3} = 0.75(0.4 \times 500) \times 1 \times (6Ab)$$

$$Abreq = 300.2mm^{2} \Rightarrow dreq = 19.5mm$$

$$select...8\Phi 20mm$$

7.3.4 Design of bolts for Detail (8):

Ru = 6.21 KN

$$\Phi Rn \geq Ru$$

$$\Phi Rn = 0.75(0.5\, fu^{b})m \times Ab$$

$$\Phi Rn = 0.75(0.5 \times 500) \times 1 \times (2Ab)$$

$$6.21 \times 10^{3} = 0.75(0.5 \times 500) \times 1 \times (2Ab)$$

$$Abreq = 16.6mm^{2} \Rightarrow dreq = 6.5mm$$

$$select...2\Phi 8mm$$

7.4 Design of weld:

Design of weld for Detail (8):

Ru = 10.71 KN

$$\Phi Rnw \geq Ru$$

$$\Phi Rnw = 0.75 \times te(0.6 f_{EXX})$$

$$\Phi Rnw = 0.75 \times te \times (0.6 \times 483)$$

$$\frac{6.21 \times 10^3}{2} = 0.75 \times te \times 0.6 \times 483$$

$$te = 10.7mm$$

$$te = 0.707a \Rightarrow a = 15mm$$

Table of Most Commonly Used Symbols

A = fillet weld leg dimension; i.e., weld size, in. length (dimension parallel to load)
A = area of the cross-section; area
Ab = gross cross-sectional area of bolt; threaded rod area based on major diameter
Ae = effective net area an of tension member
Ag = gross area subject to tensile yielding.
Ap = gross area subject to shear yield.
Asl = longitudinal steel area.
Ast = transverse steel area.
An = net area; "tensile stress area" through threaded portion of tension rod; net area through holes on tension member.
Aw = web area; dtw for rolled J-shaped beams; A/H. for plate girders.
Ashear = area of shear reinforcement parallel to flexural tension reinforcement, for a bracket.
Aw = web area.
B = width; beam width; flange width; dimension of plate perpendicular to load direction.
bE = effective width of unstiffened compression element effective slab width
bf, bfb = flange width, usually for steel W section; for beam, bfb
B = magnification factor for member in braced frame.
KL/r =slenderness ratio. Separating long and short columns for ASD, compression force.
C =Cover or spacing dimension, defined as the distance from center of bar being developed to the nearest concrete surface.
Cb = factor which varies with the moment gradient between bracing points.
Cf = shape factor.
Cw = tensional warping constant; compression force in web of steel section.
d = overall depth of section; nominal bolt diameter or rod diameter.
e = eccentricity of load
Fc' = compressive strength of concrete, measured at 28 days after casting.
Fr = modulus of rupture (tensile strength in bending).
Fy = yield stress of steel.
Fu = tensile strength of structural steel.
Fu (b) = tensile strength of bolt material.
FEXX = Weld Metal tensile strength.
G = shear modulus of elasticity.
H = overall depth of section.

I, Ix, Iy = Moment of inertia about X-or-Y respectively.

J =torsion constant.

K = flexural stiffness.

L = Length, span.

L b = laterally unbraced length.

L p = LRFD: maximum laterally unbraced length for using Mn = Mp.

L r = LRFD: maximum laterally unbraced length for using plastic analysis.

L w = length of fillet weld.

L x,y = length of member in X-or-y direction respectively.

m = fY/ (0.85 fc') ratio.

m = number of shear planes.

Md = dead load moment.

Md+L = dead load plus live load moment.

Mmax = maximum service load moment acting at the condition under which Def- lection is computed.

Mn = nominal moment strength.

Mr = moment strength when extreme fiber reaches (FY – Fr).

Mu = factored service load moment.

Mx = moment about x-axis.

My = moment about y-axis.

P =service axial load.

qw = wind load.

S = snow load.

Sx = section modulus about major axis.

t = thickness.

tn = nominal tension force.

tu = factored tension force.

tw = thickness of web.

tf = thickness of flange.

Δ max = maximum vertical deflection.

$^{\circ}$ = reinforcement ratio.

λ_p = limiting slenderness parameter for compact element.

ry = radius of gyration about minor axis.

Appendix

Appendix (B)
Architectural Plans

Appendix (C)
Structural Plans

REFERENCES

1- Samuel, H. Mrcus. “Basic of Structural Steel Design “, Aperntice Hall Company, (1997).

2- Sol, E. Cooper “Designing Steel Structures “, Prentice-Hall, (1977).

3- Smith, J “Structural Steel Design, “John Wely and sons, (1996).

4- Jack, c., “Structural Steel Design (LRDF Method)”, Harper Conins College Publisher, (1995).

5- DIN, 1055,”Code For Determination of loads”.

6- DIN, 18800,”Code For Steel Design”.

7- DIN, 18700,” Code for determination the type of crane”.

8- Hoesch Katalog for thermal isolated sheets. Information katalog of producer hoesch.

9- Charles G. Salmon, ”Reinforced concrete design”, Wesley educational publishers, (1998)”.

10- Charless G. Salmon,” Steel structures-Design and behavior”, Harper Collins college publishers, (1996).

11- G. Nassar, Y. Al Kaki,” Design of mat slabs for the industrial buildings”, PPU, (2003).

12- Internet, yahoo search, Google search.