



M 2017

U. PORTO
FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO

ESTUDO DA RESPOSTA ESTRUTURAL DE VIGAS METÁLICAS DE MEGA-PONTES ROLANTES COM REFORÇO OPS

RUI PEDRO SOBRAL ALMEIDA

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO APRESENTADA

À FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO EM

MIEC- MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL

ESTUDO DA RESPOSTA ESTRUTURAL DE VIGAS METÁLICAS DE MEGA- PONTES ROLANTES COM REFORÇO OPS

RUI PEDRO SOBRAL ALMEIDA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor Pedro Álvares Ribeiro do Carmo
Pacheco

Coorientador: Mestre Gilberto Castro Alves

JUNHO DE 2017

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2016/2017

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2016/2017 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2017.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Aos meus Pais e Irmão

A mente que se abre a uma nova ideia, jamais volta ao seu tamanho inicial

Albert Einstein

AGRADECIMENTOS

O espaço limitado desta secção de agradecimentos, não me permite agradecer, como devia, a todas as pessoas que, ao longo do meu percurso académico me ajudaram, direta ou indiretamente, a cumprir os meus objetivos e a realizar mais uma etapa da minha formação académica.

Desta forma, deixo apenas algumas palavras, poucas, mas um profundo sentimento de reconhecido agradecimento.

Ao Professor Doutor Pedro Álvares Ribeiro do Carmo Pacheco, orientador desta dissertação, agradeço todo o acompanhamento e conhecimento transmitido.

Um agradecimento especial á empresa BERD, nomeadamente ao coorientador Engenheiro Gilberto Castro Alves pela disponibilidade demonstrada durante esta última etapa.

Agradeço também aos Docentes da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto por todos os conhecimentos, saberes e valores que me transmitiram e me permitiram chegar até aqui.

Aos meus amigos por todas as experiências vivenciadas, amizade e companheirismo demonstrados ao longo destes anos.

Á Catarina, um agradecimento especial pelo apoio, carinho e pela transmissão de confiança e de força, em todos os momentos. Por tudo, a minha enorme gratidão!

Por último, à Minha Família, em especial aos Meus Pais, ao Meu Irmão e Cunhada e aos Meus Avós, obrigado por acreditarem sempre em mim e por todos os ensinamentos de vida.

RESUMO

O desenvolvimento do setor da construção naval contribuiu para o desenvolvimento de gruas com capacidade para transportar cargas de massa elevada. Devido ao aumento sucessivo das dimensões dos navios, durante a fase de construção dos mesmos, os módulos, que têm de ser elevados para serem assemblados ao resto da estrutura são cada vez maiores. Assim, surgiu a necessidade de criar as mega pontes rolantes (Goliath Gantry Crane), pois estas são dotadas de uma elevada capacidade de elevação de cargas pesadas com uma grande precisão.

Numa fase inicial é apresentada informação relativa às várias pontes rolantes existentes. No entanto é feita uma análise mais detalhada das mega pontes rolantes, por meio de comparação de duas soluções distintas.

Seguidamente apresenta-se o estudo de sistemas de controlo ativo, no qual são abordados os principais conceitos e são dados exemplos de sistemas implementados em estruturas, como por exemplo obras de arte. Desta forma o presente trabalho recai sobre o estudo da implementação de um sistema de pré-esforço orgânico (OPS) nas mega pontes rolantes.

Numa fase posterior, após a definição das ações pela norma F.E.M. e alguns casos complementada pelo Eurocódigo, foi analisada uma viga de uma ponte rolante sem aplicação do sistema OPS. Em seguida foi analisada uma viga com aplicação do sistema de pré-esforço orgânico e desta forma, tornou-se possível verificar a viabilidade estrutural da aplicação deste sistema neste tipo de equipamentos.

PALAVRAS-CHAVE: Goliath Gantry Crane, Ponte Rolante, Viga Metálica, Cabos, OPS.

ABSTRACT

The development of the naval construction sector contributed to the development of cranes capable of transporting loads with high mass. Due to the constant increasing in size of ships, during their construction phase, the modules that have to be elevated for the assembly in the rest of the structure are increasingly bigger. Therefore, there was a need to create the goliath gantry crane, since they have the capacity to elevate heavy loads with great precision.

On an initial phase, there is presented information regarding the different overhead cranes. However, it was made a more detailed analysis of the goliath gantry crane by comparing two distinct solutions.

Consecutively it is presented a study of active control systems, on which it is approached the principal concepts along with examples of the system implemented in structures, for example bridges. This way the present dissertation falls within the scope of the study of the implementation of the organic prestressing system (OPS) in the goliath gantry crane.

In the later stages of the dissertation, after the definition of the actions thru the norm F.E.M and some cases complemented by the Eurocode, it was analyzed a beam of a goliath gantry crane without the application of the OPS system. Then it was analyzed a beam with the application of the OPS system and thus it was possible to verify the structural viability of the application of this system on this type of equipment.

KEYWORDS: Goliath Gantry Crane, Overhead Cranes, Steel Beams, Cables, OPS.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. CONTEXTO E OBJETIVO DO TRABALHO	1
1.2. Organização do Texto	1
2. ESTADO DE ARTE	3
2.1. INTRODUÇÃO HISTÓRICA	3
2.2. MEGA PONTES ROLANTES	6
2.2.1. UTILIZAÇÃO	5
2.2.2. TIPOS DE PONTES ROLANTES.....	7
2.3. MATERIAIS	15
3. SISTEMAS DE CONTROLO ATIVO	19
3.1. CONCEITOS E PRINCÍPIOS FUNDAMENTAIS	19
3.1.1. GENERALIDADES.....	19
3.1.2. ELEMENTOS CONSTITUINTES DE UM SISTEMA DE CONTROLO ATIVO.....	20
3.1.3. FUNCIONAMENTO DE UM SISTEMA DE CONTROLO ATIVO	22
3.2. ESTRATÉGIAS DE CONTROLO EM SISTEMAS DE CONTROLO ATIVO	23
3.2.1. INTRODUÇÃO	23
3.2.2. ESTRATÉGIA DE CONTROLO ÓTIMO.....	23
3.2.3. ESTRATÉGIA POR ALOCAÇÃO DE POLOS	24
3.2.4. ESTRATÉGIA DE CONTROLO POR REALIMENTAÇÃO NEGATIVA	24
3.2.5. ESTRATÉGIA DE CONTROLO PREDITIVO	24
3.3. EXEMPLOS DE SISTEMAS DE CONTROLO ATIVO	25
3.3.1. DEFLETORES AERODINÂMICOS DE GEOMETRIA VARIÁVEL	25
3.3.2. AMORTECEDORES DE MASSAS ATIVAS “ATMD”	26
3.3.3. SISTEMA DE RIGIDEZ VARIÁVEL “AVS”	27
3.3.4. SISTEMA DE ISOLAMENTO ATIVO DA BASE	29

3.3.5. SISTEMA DE CONTRAVENTAMENTO ATIVO “ABS”	30
3.3.5. SISTEMA DE CABOS ATIVO “ATS”	32
3.4. DISPOSITIVOS DE MEDIÇÃO	33
3.5. SISTEMA OPS	39
3.5.1. Descrição Geral de um OPS	40
3.5.2. DESCRIÇÃO DOS ELEMENTOS CONSTITUINTES DO CIRCUITO DE CONTROLO	41
3.5.3. METODOLOGIA E FORMULAÇÃO	43
3.5.4. CABOS	45
3.5.4.1. CATENÁRIA ELÁSTICA	48
3.5.4.2. PARÁBOLA ELÁSTICA.....	51
3.5.5. CABOS	52
4. DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL	55
4.1. REGULAMENTAÇÃO	55
4.2. AÇÕES SEGUNDO A NORMA F.E.M. E COMPARAÇÃO COM OUTRAS NORMAS	55
4.2.1. AÇÕES PRINCIPAIS E AÇÕES DEVIDO A MOVIMENTOS VERTICAIS	55
4.2.2. AÇÕES DEVIDO A MOVIMENTOS HORIZONTAIS	59
4.2.3. AÇÕES DO VENTO.....	61
4.2.4. COMBINAÇÕES.....	65
4.3. DIMENSIONAMENTO DA VIGA DA PONTE ROLANTE SEM OPS	66
4.3.1. PRÉ-DIMENSIONAMENTO.....	66
4.3.2. MODELAÇÃO	69
4.3.3. ASPETOS ESPECÍFICOS DO DIMENSIONAMENTO	72
4.3.3.1. CRITÉRIOS DE SEGURANÇA E ANÁLISE	72
4.3.3.2. <i>SHEAR LAG</i>	75
4.3.3.3. ENCURVADURA DAS PLACAS REFORÇADAS	79
4.3.3.4. ESTABILIDADE DA ALMA.....	85
4.3.3.5. DISTORÇÃO DA SECÇÃO	89
4.3.4. ANÁLISE DA SECÇÃO.....	89
4.3.4.1. Análise elástica da viga sem OPS.....	95
4.4. DIMENSIONAMENTO DA VIGA DA PONTE ROLANTE COM OPS	97
4.4.1. ANÁLISE DA SECÇÃO.....	98
4.4.2. ANÁLISE DA VIGA COM SISTEMA OPS APLICADO	102
4.5. ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE AS DUAS SOLUÇÕES	112

5. CONCLUSÕES..... 115

BIBLIOGRAFIA..... 117

ANEXOS

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig.2.1 – Ponte rolante concebida por Rudolph Bredt	3
Fig. 2.2 - Ponte rolante com estrutura em treliça	5
Fig. 2.3 - Mega ponte rolante 1200 toneladas	5
Fig. 2.4 - Evolução das dimensões dos navios ao longo das ultimas décadas	7
Fig. 2.5 - Guindaste elétrico monoviga	8
Fig. 2.6 - Guindaste elétrico dupla viga.....	9
Fig. 2.7 - Pórtico monoviga	10
Fig. 2.8 - Pórtico Rolante dupla viga/ Semi-Pórtico Rolante	10
Fig. 2.9 - Corte transversal.....	11
Fig. 2.10 - Rotação de um segmento.....	12
Fig. 2.11 - Perna ligação rígida/ Perna ligação articulada	12
Fig. 2.12 - Representação dos movimentos dos mecanismos de içamento	13
Fig. 2.13 - Geometria das secções transversais dupla viga/monoviga.....	14
Fig. 2.14 - Rotação do segmento utilizando os dois carros guincho	14
Fig. 2.15 - Mega Ponte rolante, pernas.....	14
Fig. 2.16 - Diagrama de tensão-extensão típico de um fio de aço utilizado em cabos	18
Fig. 3.1 - Esquema de funcionamento de um sistema de controlo ativo em estruturas	22
Fig. 3.2 - Esquema de evolução temporal de uma estratégia de controlo preditivo	25
Fig. 3.3 - Sistema de controlo ativo eólico com defletores aerodinâmicos	26
Fig. 3.4 - Circuito de controlo de um sistema ATMD	27
Fig. 3.5 - Sistema de rigidez variável: a) Vista em perspetiva; b) Vista transversal esquemática; c) Modos de rigidez	28
Fig. 3.6 - Exemplo de um circuito de controlo se um sistema AVS	29
Fig. 3.7 - Circuito de controlo de um sistema de isolamento de base ativo	30
Fig. 3.8 - Circuito de controlo de um sistema de contraventamento ativo ABS.....	31
Fig. 3.9 - Nó com elementos ativos de contraventamento e respetivos atuadores	31
Fig. 3.10 - Sistema ATS aplicado em múltiplos graus de liberdade	32
Fig. 3.11 - Sistemas de controlo com cabos ativos para controlo de vibrações devido a cargas de tráfego	33
Fig. 3.12 - LVDT	34
Fig. 3.13 - Circuito elétrico	34
Fig. 3.14 - Esquema de Funcionamento acelerómetro piezoelétrico/ modelo da PCB	35

Fig. 3.15 - Extensómetro de resistência a elétrica	36
Fig. 3.16 - Extensómetro de corda vibrante	36
Fig. 3.17 - Modelação local do índice de refração do núcleo da fibra ótica que constitui a rede de Bragg	37
Fig. 3.18 - Deslocamento espectral da rede de Bragg submetida a esforços de tração e compressão	37
Fig. 3.19 - Célula de carga	38
Fig. 3.20 - Célula de Carga Hidráulica	39
Fig. 3.21 - Sensor de distâncias laser, marca SENSOPART	39
Fig. 3.22- Esquema de uma viga simplesmente apoiada provida de um sistema de pré-esforço orgânico interior	40
Fig. 3.23 - Circuito de controlo do sistema de pré-esforço orgânico	41
Fig. 3.24 - Sensores e circuito eletrónico	42
Fig. 3.25 - Ancoragem orgânica	42
Fig. 3.26 - Instabilidade no sistema OPS	44
Fig. 3.27 - Evolução de estados de atividade de três sistemas orgânicos em hiperatividade.	44
Fig. 3.28 - Cabo tipo “espiral/helicoidal”	46
Fig. 3.29 - Secção transversal de um cabo tipo “locked-coil”	46
Fig. 3.30 - Esquema representativo de um cordão de arames paralelos	47
Fig. 3.31 - - Cabo com capa protetora “HDPE”.	47
Fig. 3.32 - Catenária elástica.....	49
Fig. 3.33 - Diferença entre Sag e Flecha.....	50
Fig. 3.34 - Parábola Elástica	51
Fig. 3.35- Esquema OPS, principais elementos constituintes.....	53
Fig. 3.36- Direção e sentido dos deslocamentos possíveis de realizar pelos mecanismos	53
Fig. 4.1- Definição dos coeficientes dinâmicos	57
Fig. 4.2- Valores e especificações para os diferentes coeficientes dinâmicos	58
Fig. 4.3- Coeficientes em função da Classe da ponte rolante.....	58
Fig. 4.4- Valores de acelerações e tempos de aceleração, normas F.E.M	60
Fig. 4.5- Valores para a velocidade e coeficiente de preção em serviço.....	61
Fig. 4.6- Valores para a velocidade e coeficiente de preção para uma situação de estado limite ultimo	62
Fig. 4.7- Coeficientes de força.....	62
Fig. 4.8- Secção em caixão	63
Fig. 4.9- Parâmetros em função da Categoria de Terreno.....	64

Fig. 4.10- Valores do coeficiente de majoração segundo as normas F.E.M	66
Fig. 4.11- Dimensões gerais da geometria da secção.....	67
Fig. 4.12- Esquema estático.....	67
Fig. 4.13- Geometria e disposição dos reforços na secção transversal da viga	69
Fig. 4.14- Segmento da viga com comprimento de 2m.	70
Fig. 4.15- Reforços transversais	71
Fig. 4.16- Viga modelada com vão de 200 m e carro guincho na posição de meio vão	71
Fig. 4.17- Modelo global da mega ponte rolante.....	72
Fig. 4.18- Relações largura-espessura para elementos comprimidos.....	73
Fig. 4.19- Shear lag em viga com banzo de grande largura	75
Fig. 4.20- Largura efetiva das secções	76
Fig. 4.21- Notações para shear lag	77
Fig. 4.22- Comprimento efetivo, L_e , de uma viga contínua e distribuição das larguras efetivas	77
Fig. 4.23- Coeficiente de largura efetiva	78
Fig. 4.24- Distribuição de tensões devidas ao shear lag	79
Fig. 4.25- Elementos comprimidos internos.....	81
Fig. 4.26- Elementos comprimidos em consola	81
Fig. 4.27- Placa reforçada submetida a compressão uniforme	82
Fig. 4.28- Placa reforçada longitudinalmente.....	82
Fig. 4.29- Estado de tensão instalado na alma quando sujeita a esforço transversal	85
Fig. 4.30- Contribuição da alma para a resistência ao esforço transversal.....	86
Fig. 4.31- Coeficiente de encurvadura por esforço transversal	87
Fig. 4.32- Secção transversal da viga/ Modelo 3D	89
Fig. 4.33- Verificação banzo inferior, efeito shear lag.....	90
Fig. 4.34- Verificação do banzo superior, efeito shear lag.....	91
Fig. 4.35- Propriedades da secção efetiva.....	92
Fig. 4.36- Dimensões dos painéis	93
Fig. 4.37- Esbelteza normalizada dos painéis	93
Fig. 4.38- Coeficiente de redução, encurvadura tipo-placa	94
Fig. 4.39- Coeficiente de redução, encurvadura tipo-coluna	95
Fig. 4.40- Resolução da condição.....	95
Fig. 4.41- Mapa de tensões combinação Caso I.....	96
Fig. 4.42- Mapa de Tensões combinação Caso II	96

Fig. 4.43- Deformação combinação de serviço	97
Fig. 4.44- Secção transversal da viga	98
Fig. 4.45- Propriedades da secção efetiva (Programa Z4-CTICM).....	99
Fig. 4.46- Propriedades da secção efetiva (Programa Z4-CTICM).....	100
Fig. 4.47- Resolução da condição	100
Fig. 4.48- Mapa de tensões combinação Caso I, carro guincho posição meio vão.....	101
Fig. 4.49- Mapa de tensões combinação Caso I, carro guincho posição extrema da viga.....	101
Fig. 4.50- Mapa de Tensões combinação Caso II, carro guincho posição meio vão	102
Fig. 4.51- Modelo com cabos modelados como barras de secção circular	102
Fig. 4.52- Dimensões gerais da ponte rolante dotada do sistema OPS	104
Fig. 4.53- Modelo com propriedades de cabo	105
Fig. 4.54- Curso do macaco em função da posição da carga de serviço de 1000 toneladas	107
Fig. 4.55- Esforço axial por cabo em função da posição para carga de serviço de 1000 toneladas..	107
Fig. 4.56- Curso do macaco em função da posição para carga de serviço de 500 e 1000 toneladas	110
Fig. 4.57- Esforço axial por cabo em função da posição para carga de serviço de 500 e 1000 toneladas	111
Fig. 4.58- Mapa de tensões combinação Caso I, atuador e carga na posição central ($x=100$ m).....	111
Fig. 4.59- Mapa de tensões combinação Caso I, atuador e carga na posição $x=30$ m	112

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 – Evolução dos guindastes a cada 20 anos	4
Tabela 2.2 – Dimensões dos contentores comerciais	7
Tabela 2.3 – Principais características das mega pontes rolantes	15
Tabela 2.4 – Limites elásticos e tensão de rotura para os diferentes aços	16
Tabela 2.5 – Limites de percentagem dos elementos para aços obtidos por laminação termomecânica	17
Tabela 2.6 – Comparação das características entre aço utilizado em cabos e aço estrutural	18
Tabela 3.1 – Relação funcional entre atuadores e ações a controlar	21
Tabela 4.1 – Valores de majoração da carga vertical para as diferentes normas	59
Tabela 4.2 – Coeficientes de força	65
Tabela 4.3 – Cargas resultantes das duas Normas	65
Tabela 4.4 – Característica Geométrica da Secção	68
Tabela 4.5 – Espessura dos elementos constituintes da viga	90
Tabela 4.6 – Espessura dos elementos constituintes da viga	98
Tabela 4.7 – Relação entre o esforço axial instalado no cabo e a flecha máxima para um curso de 1m	103
Tabela 4.8 – Relação entre o esforço axial e a flecha máxima para um curso de 5m	103
Tabela 4.9 – Características geométricas dos cabos	105
Tabela 4.10 – Ajuste do curso do macaco hidráulico de forma a verificar a flexa	105
Tabela 4.11 – Comparação entre a modelação de diferentes características para os cabos	106
Tabela 4.12 – Curso do atuador em função da posição do carro guincho, atuador fixo a meio vão, carga 1000 toneladas	107
Tabela 4.13 – Cota de início do curso do atuador em função da posição do mesmo	108
Tabela 4.14 – Curso do atuador em função da posição do carro guincho, atuador acompanha o carro guincho, carga 1000 toneladas	109
Tabela 4.15 – Curso do atuador em função da posição do carro guincho, atuador acompanha o carro guincho, carga 500 toneladas	109
Tabela 4.16 – Curso do atuador para a posição de meio vão, carga 1000 toneladas	112

1

INTRODUÇÃO

1.1. CONTEXTO E OBJETIVO DO TRABALHO

Na Engenharia Civil, tal como noutras áreas de engenharia, o estudo de soluções para otimização dos “produtos” que destas advêm é uma constante na realidade atual. Nos dias que correm, com a crescente evolução tecnológica, cada vez mais se torna possível a construção de estruturas de elevada complexidade com custos associados muito inferiores a estruturas semelhantes realizadas há algumas décadas. Assim, na área da Engenharia Civil tem havido um crescente progresso relativamente à aplicação de sistemas de controlo estrutural. Este progresso tem permitido a construção de estruturas mais audazes relativamente ao seu comportamento estrutural.

O desenvolvimento do conceito de pré-esforço orgânico (OPS) veio permitir um controlo estrutural em cenários estáticos, ou próximos do estático, pois antes de se desenvolver este sistema foram criados apenas sistemas com o intuito de controlar ações dinâmicas, como por exemplo o vento e os sismos. Assim, como o sistema de pré-esforço orgânico pode atuar de forma automática permite uma otimização na resposta estrutural, controlando deformações e esforços instalados na estrutura.

Durante as últimas décadas, os navios que têm sido construídos têm apresentado um crescente aumento nas suas dimensões. Desta forma, para a construção dos mesmos são necessários cada vez mais, equipamentos com grande capacidade de elevação de cargas. Estes equipamentos, denominados de mega pontes rolantes (*Goliath Gantry Crane*), são utilizados para transportar e acoplar os módulos pré-fabricados de partes do navio na doca seca.

Este trabalho tem como principal objetivo o estudo da viabilidade da implementação do sistema de pré-esforço orgânico nas mega pontes rolantes. Embora estes equipamentos estejam sujeitos ao constante movimento, como estes são feitos de forma muito vagarosa, as ações neste tipo de equipamentos aproximam-se de cenários estáticos. Desta forma foi feita uma análise comparativa entre duas pontes rolantes, uma com e outra sem sistema de pré-esforço orgânico, para se obterem resultados relativos à economia estrutural com a implementação deste sistema.

1.2. ORGANIZAÇÃO DO TEXTO

O presente trabalho está organizado em cinco capítulos, estando divididos consoante o teor do assunto que é abordado.

Neste primeiro capítulo é apresentada uma introdução com o intuito de contextualizar o tema em estudo, no qual são referidos os objetivos da presente dissertação, atrás referidos, assim como, é indicada a organização da estrutura do corpo da mesma.

No segundo capítulo é feita uma breve introdução histórica sobre as mega pontes rolantes. Em seguida é realizada uma breve descrição dos vários tipos de pontes rolantes existentes, no entanto, é dada uma especial atenção às pontes que fazem parte do objeto de estudo. É também caracterizado o material, aço, que será utilizado no dimensionamento das pontes rolantes e nos cabos de pré-esforço.

O terceiro capítulo é dedicado à apresentação do funcionamento de sistemas de controlo ativo, sendo estes aplicados à engenharia de estruturas. São também descritas as bases fundamentais deste sistema e circuito de controlo utilizado, bem como, são dados exemplos de aplicações de sistemas de controlo ativo existentes. Após a análise de sistemas de controlo ativo é feita uma descrição dos diferentes tipos de dispositivos sensoriais normalmente utilizados neste tipo de sistemas. Posto isto, é explicitado o conceito do sistema de pré-esforço orgânico (OPS), sendo realizada uma descrição dos elementos que constituem o circuito de controlo, a sua metodologia e formulação, bem como, a ocorrência de eventuais fenómenos indesejados. Neste capítulo é ainda abordado o estudo de cabos, estando associado a este o estudo da catenária elástica e parábola elástica. Por último é explicitada a proposta do sistema OPS a implementar nas mega pontes rolantes.

No quarto capítulo é feito o dimensionamento de duas vigas de pontes rolantes, segundo as normas F.E.M. e o Eurocódigo 3, sendo que uma é dotada do sistema de pré-esforço orgânico e outra não. No final do capítulo é feita uma análise comparativa entre as duas soluções.

Por fim, no quinto capítulo, são apresentadas as conclusões finais referentes ao trabalho realizado e objetivos deste estudo. São também propostos trabalhos futuros que possam ser realizados.

2

ESTADO DE ARTE

2.1. INTRODUÇÃO HISTÓRICA

No século XIX, sucedeu-se a revolução industrial e nesse mesmo período, surgiu um enorme progresso no desenvolvimento da tecnologia. Devido a estes avanços tecnológicos, a energia a vapor começou a implementar-se na indústria e nos meios de transporte, como por exemplo nos navios a vapor e nas ferrovias. A partir desse momento, houve a necessidade de criar mecanismos de elevação e transporte, com capacidade para movimentar de forma rápida e eficiente cargas elevadas. As necessidades aliadas às exigências da época geraram o progresso destes equipamentos.

Rudolph Bredt, um mestre no dimensionamento de guindastes, transformou a bem-sucedida fábrica de máquinas a vapor e fundição de aço de Ludwing Stuckenholz, na primeira fábrica de equipamentos de elevação. Localizada na Alemanha, a fábrica especializou-se neste tipo de equipamentos. Embora, durante os anos 1870 os guindastes manuais serem muito utilizados, já começavam a surgir algumas exceções. As pontes rolantes com transmissão mecânica começavam a ganhar importância no meio dos equipamentos de elevação. Após o desenvolvimento da eletricidade, começou a substituir-se a força humana na indústria, e finalmente em 1887 foi construído o primeiro guindaste elétrico[1].

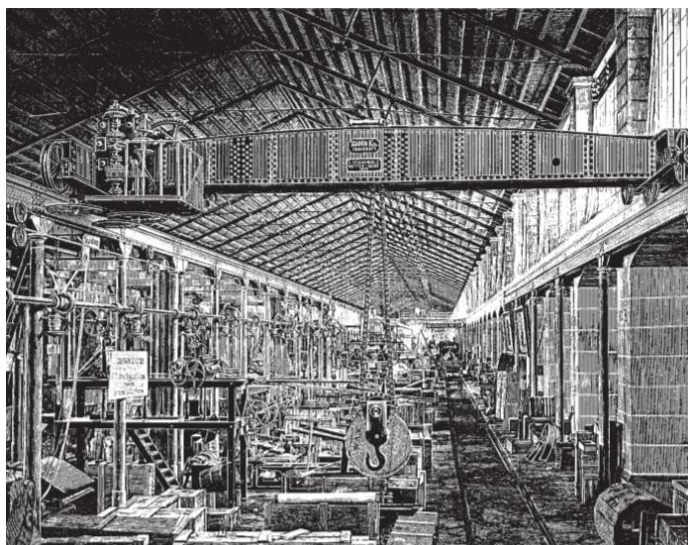


Fig. 2.1- Ponte rolante concebida por Rudolph Bredt[1].

Assim surgiram as primeiras pontes/vigas rolantes, que não são mais do que sistemas de transporte que permitem a elevação e movimentação de cargas. Sendo que estará sempre condicionado pelas limitações físicas do sistema.

Na Alemanha, as pontes rolantes concebidas por Rudolph Bredt tornaram-se populares, pois ele realizou algumas alterações relativamente a modelos anteriores, que foram vistas com agrado por parte dos germânicos. Como se pode ver na figura anterior, Fig. 2.1, Rudolph Bredt colocou o mecanismo para manobrar a ponte rolante, na sua extremidade, o que permitia ao operador ter uma visão ampla da fábrica e das movimentações das cargas. Como passou a utilizar uma transmissão simplificada, evitou assim, o uso de um cabo transversal sobre o eixo, e também aceitou que ao omitir a engrenagem de parafuso sem fim, a velocidade de corda ia ser inferior, no entanto, daí resultava uma menor necessidade de entrada de energia e aumentava a vida útil da transmissão de corda[1]. A implantação e experimentação destes sistemas permitiram aos engenheiros da época otimizar o sistema e ajusta-lo à verdadeira realidade das necessidades de operação.

Ao longo dos anos, assomaram-se avanços sucessivos na capacidade e na velocidade dos guindastes. Na tabela que se segue, Tabela 2.1, está, de forma sumariada, representada a evolução dos guindastes a cada 20 anos, desde 1880 até 1960[2].

Tabela 2.1- Evolução dos guindastes a cada 20 anos.

Ano de Referência	Avanços tecnológicos
1880	Guindastes movidos com força humana
1900	Guindaste elétrico com um motor para cada movimento
1920	Foram estabelecidas normas definitivas para as guias em casos gerais e consoante o tipo de serviço realizado
1940	Aparecimento de caixas de engrenagem fechadas, de rolamentos de rolos e projetos standard.
1960	Produziram-se mudanças no controle das guias, que originaram operações mais suaves, manipulação mais segura de cargas e novas características de segurança para proteção de equipamentos e pessoal

Ao mesmo tempo a necessidade de vãos maiores, de uma grande capacidade de carga e de resolver alguns problemas de torção e de vibração que os sistemas de treliça (Figura 2.2) tinham, as vigas das pontes rolantes passaram a ser feitas em forma de caixão ou no caso de vãos menores, perfis I.[3]



Fig. 2.2- Ponte rolante com estrutura em treliça[3].

Após todos os desenvolvimentos já mencionados acima, em 1975, um consórcio Suíço-Português projetou e concebeu uma mega ponte rolante (Goliath Gantry Crane), que à altura, com uma capacidade para elevar 1200 toneladas, era, a que possuía uma maior capacidade de elevação nos Estados Unidos da América. Como se pode observar na Fig. 2.3, a ponte rolante é formada por uma viga principal com um vão livre de 119 m, e esta está apoiada sobre duas pernas com forma de A, a perna da esquerda tem uma ligação fixa à viga e à direita a ligação é rotulada[4].

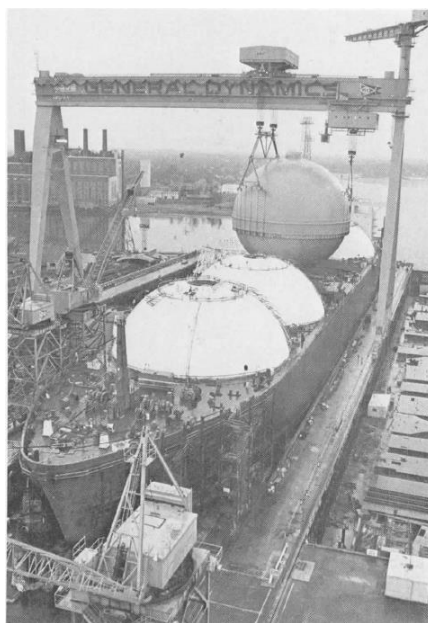


Fig. 2.3- Mega ponte rolante 1200 toneladas[4].

Neste caso, e continuando uma descrição da ponte rolante, a mesma possui uma viga com uma altura considerável de 10m (praticamente o equivalente a 3 andares), pois neste tipo de estruturas o controlo da deformação é bastante condicionante, mais à frente será abordada essa questão. Como se pode ver na

Fig. 2.3, a ponte tem dois carros de movimentação de carga, um carro superior com dois guindastes, com capacidade para elevar 400 toneladas cada e um carro inferior com capacidade para elevar apenas 400 toneladas, perfazendo o total já anteriormente mencionado de 1200 toneladas. O operador da ponte está suspenso no carro inferior, em que a sua cabine tem capacidade de rotação para que possa visualizar mais eficientemente a carga a elevar e escolher a posição que considere mais adequada[4].

O projetista, desta mega ponte rolante, concebeu uma ideia de controlo, e para a realizar, inseriu uma transmissão mecânica entre a viga principal e a perna que tem uma ligação rotulada, que por sua vez é conduzida até um sincro-transmissor, um dispositivo usado para a transmissão de dados angulares entre dois pontos. Este sistema de controlo serve para controlar as deformações excessivas da estrutura, para assim, caso exceda as condições de operabilidade, tem capacidade para fornecer as condições de desvio do pórtico. Caso a velocidade do vento exceda um valor predeterminado ou a grua esteja sem vigilância, foram colocados uns grampos nos carris que ao atuarem, bloqueiam a ponte rolante aos carris impedido qualquer movimento, assim a energia deixa de ser transmitida para os freios de acionamento do pórtico[4].

2.2. MEGA PONTES ROLANTES

2.2.1. UTILIZAÇÃO

Nos dias de hoje, as evoluções tecnológicas são cada vez mais rápidas, os meios de investigação estão sempre a ser melhorados e existe um claro investimento neste sentido. A evolução dos mecanismos de construção, dos materiais utilizados, dos processos construtivos e controle de qualidade, está a provocar um aumento na dimensão das obras que hoje em dia se produzem. O mesmo acontece na construção naval, cada vez mais, os navios apresentam grandes dimensões, tanto ao nível da capacidade de carga como na execução de navios cruzeiro, que se assemelha a uma “cidade”. Na figura que se segue, Fig. 2.4, podemos comparar as dimensões de um navio à data de 1956 que apresentava um comprimento de 137 m, com os navios que emergem nos dias de hoje dos estaleiros navais, apresentando um comprimento total de 400 m e uma largura três vezes superior aos navios de carga inicialmente contruídos. No sentido de se perceber a importância nos dias de hoje do volume de contentores que são transportados, pode ser feita mais uma vez a comparação entre os dois navios, os navios atuais apresentam uma capacidade cerca de 3 vezes superior quando comparada com os o volume transportado em meados do século XX. A globalização das grandes industrias foi o principal fator para este aumento, aliado ao consumismo e às necessidades da sociedade atual.

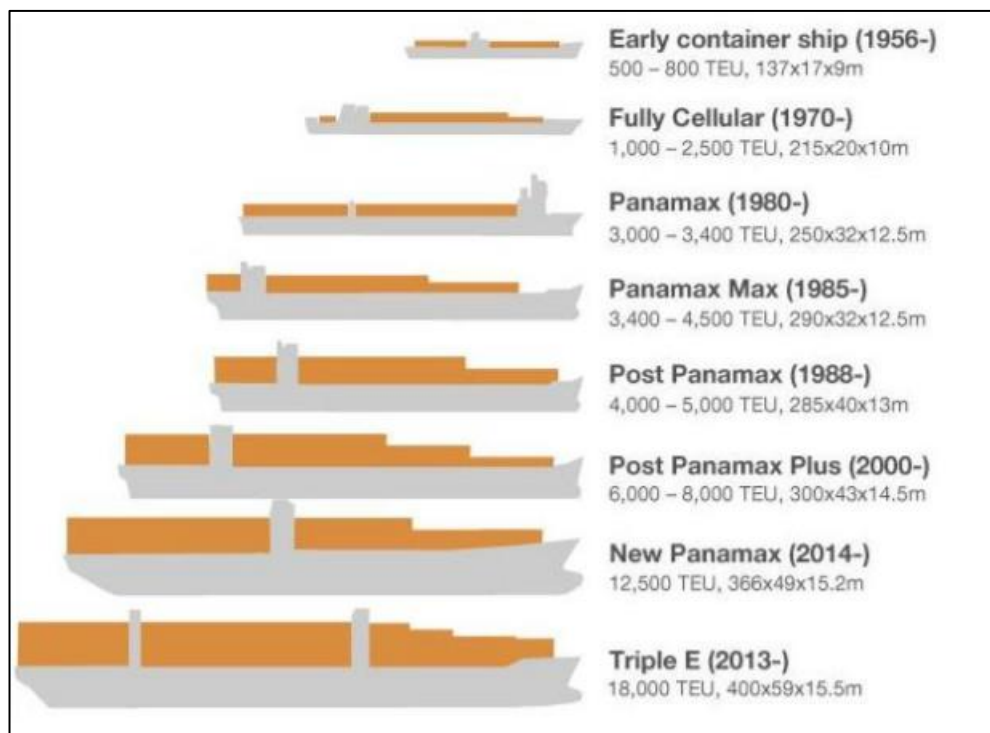


Fig. 2.4- Evolução das dimensões dos navios ao longo das últimas décadas[5].

O aumento das dimensões dos navios surgiu com a necessidade de aumentar a eficiência no transporte de mercadorias, neste caso dos contentores. Os próprios contentores são modulares para de ir de encontro à eficiência de transporte pretendida. Existem dois tipos de contentores comerciais, o 20'HC e o 40'HC, em termos de largura e altura são iguais, apenas diferindo no comprimento, tal como pode ser visto na Tabela 2.2.

Tabela 2.2- Dimensões dos contentores comerciais

Designação	Comprimento Externo	Largura Externa	Altura Externa
20'HC	6,00 m	2,40 m	2.89 m
40'HC	12,20 m	2,40 m	2.89 m

Com o aumento de transações e com a capacidade de as efetuar, os portos comerciais tiveram de corresponder e ampliar, também eles, as suas dimensões. Devido a tudo isto, surgiram as guias de grande dimensão, denominadas de mega pontes rolantes. As “Goliath Gantry Crane” estão integradas nesta família de estruturas e serão objeto de estudo neste trabalho.

2.2.2. TIPOS DE PONTES ROLANTES

Antes de iniciar o estudo das mega pontes rolantes, é importante perceber que tipos de pontes rolantes existem, desde as de menor dimensão, como por exemplo, as pontes rolantes monoviga e as pontes

rolantes com dupla viga, às pontes pórtico com grandes dimensões. As grandes diferenças entre os vários tipos, está relacionada com as capacidades e as condições de instalação do equipamento.

Pontes Rolantes Monoviga

As pontes rolantes monoviga, Fig. 2.5, e tal como o nome indica, são constituídas por uma viga resistente apoiada nas suas extremidades em caminhos de rolamento, onde existam modelos que circulam na zona inferior ou superior da viga. O carro, normalmente, está apoiado na zona inferior da viga, deslocando-se na direção transversal às vigas rolamento, o que lhe permite cobrir toda a área limitada pelas vigas de rolamento.

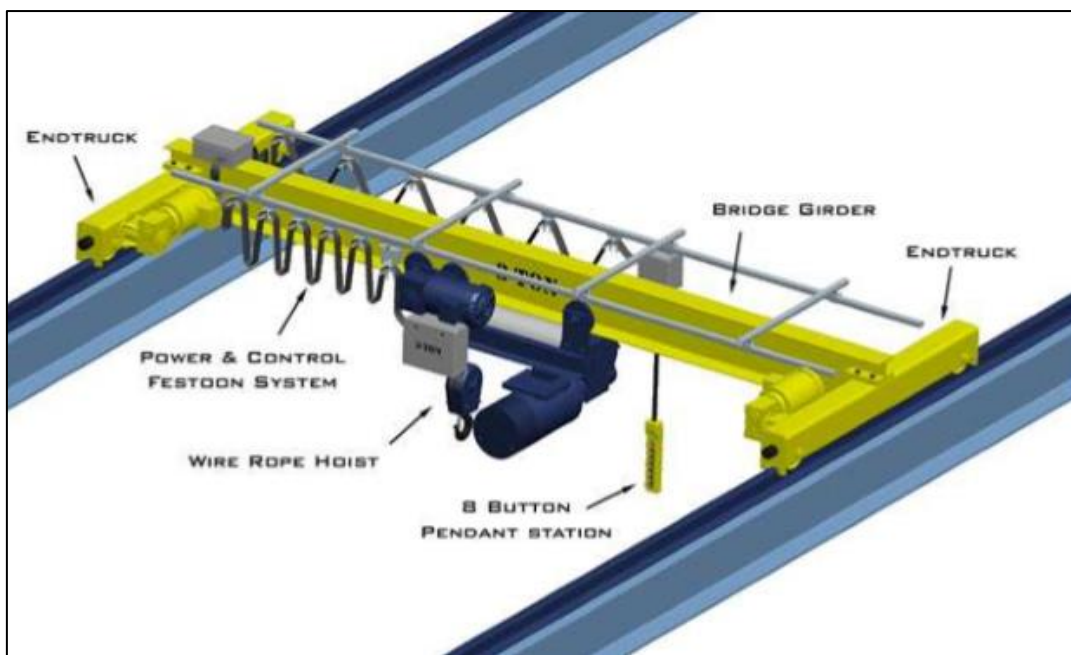


Fig. 2.5- Guindaste elétrico monoviga[6].

Estas pontes rolantes são usadas para a elevação de cargas leves a moderadas. Costumam apresentar vãos curtos, normalmente entre os 5 e 15 metros e uma distância ao solo na mesma gama de valores. Existem limitações de capacidade de carga, normalmente de 15 toneladas, a ponte move-se a 60 metros por minuto e o carro guincho a metade dessa velocidade, apresentando uma velocidade de elevação de 3 a 18 metros por minuto[6]. É comum ver-se este tipo de pontes aplicadas a situações pontuais, com utilização esporádica, por exemplo, manutenção de equipamentos ou substituição dos mesmos.

Pontes Rolantes de Dupla Viga

Continuando nas pontes rolantes de menor dimensão, estas podem apresentar outro tipo de sistema, que passa pela utilização de duas vigas resistentes, ponte rolante de dupla viga, Fig.2.6. As pontes rolantes de dupla viga apresentam as mesmas condições de apoio que a solução anteriormente apresentada.



Fig.2.6- Guindaste elétrico dupla viga[6].

Este tipo de pontes rolantes, geralmente usadas para vencer vãos superiores, são utilizadas em ciclos de operabilidade de pouca utilização até utilização contínua. Com capacidades de elevação de carga que atingem as 100 toneladas, estes equipamentos são mais rápidos, atingindo velocidades quer da ponte, do carro guincho e de elevação na ordem dos 100, 45 e 18 metros por minuto respetivamente. Para além de terem mais capacidade que as pontes rolantes monovigas, as pontes rolantes de dupla viga têm a vantagem de conseguir elevar a carga até alturas superiores visto que entre as duas vigas resistentes existe um espaço para o guincho. É corrente ver-se este tipo de vigas aplicado em unidades fabris, barragens e portos comerciais.

Pórticos Rolantes

Os pórticos rolantes são muito usados em ambiente exterior, pelo facto de não existir nenhuma estrutura de suporte da ponte rolante, neste caso o pórtico rolante é a estrutura de suporte de todo o conjunto.[3]

A tipologia de estrutura em estudo insere-se neste tipo de estruturas, normalmente aplicados em zonas exteriores. Dependendo do tipo serviço para o qual são dimensionados, estas pontes podem apresentar secções em caixão ou em perfis laminados, mas também divergem nas suas dimensões gerais. À semelhança das pontes rolante monoviga e dupla viga, os pórticos rolantes circulam sobre carris, em que a(s) viga(s) resistente(s) assenta(m) em duas ou mais pernas rígidas. Existem três tipos de pórticos rolantes, o pórtico rolante monoviga, Fig. 2.7, e o pórtico ou semi-pórtico rolante dupla viga, Fig. 2.8[7].



Fig. 2.7- Pórtico monoviga[7].



Fig. 2.8- Pórtico Rolante dupla viga/ Semi-Pórtico Rolante[7].

O objetivo do trabalho apenas recai sobre a análise de mega pontes rolantes (Goliath Gantry Crane), dada a necessidade de compreender e otimizar estes sistemas. As mega pontes rolantes são muito utilizadas na construção naval para a movimentação dos segmentos dos navios que são produzidos em estaleiro e que posteriormente são assemblados na doca seca, mas também para a movimentação de outras cargas pesadas, como por exemplo, o caso da Figura 2.3 em que a ponte era usada no âmbito do transporte de tanques esféricos com capacidade para armazenar 25 000 m³ de gás natural liquefeito.

Ao longo dos anos tem aparecido o interesse na produção deste equipamento por parte de algumas empresas, produzindo pontes rolantes para as mais diversas aplicações. No restante subcapítulo, seguir-se-á uma descrição e uma análise comparativa entre os produtos de duas empresas que fabricam estas mega pontes rolantes, a Konecranes e a Kocks, empresas essas, que têm uma vasta experiência no dimensionamento, fabricação e montagem das mesmas. A empresa Konecranes apresenta uma área de negócio mais abrangente, uma vez que apresenta uma gama de soluções de pontes rolantes, desde as

mais simples às mais complexas, abrangendo todas as tipologias apresentadas anteriormente. Quanto à Kocks o seu mercado principal são a aplicação de soluções em portos comerciais.

As mega pontes rolantes produzidas pela Kocks apresentam uma solução de dupla viga, com capacidades de cargas de elevação desde as 300 até às 2000 toneladas, podendo atingir vãos com cerca de 250 metros. A utilização de dupla viga é uma marca de referência desta empresa, pois esta solução tira vantagem de ambos os carros guincho circularem na zona superior da viga, Fig. 2.9, assim, toda a carga que está nas rodas é transferida diretamente para a alma de ambas as vigas. Para outras soluções que utilizam o carro inferior, o momento gerado pelas cargas rolantes que circulam nas vigas longitudinais provoca uma diminuição na vida útil, devido ao desgaste que é causado na viga principal[8].

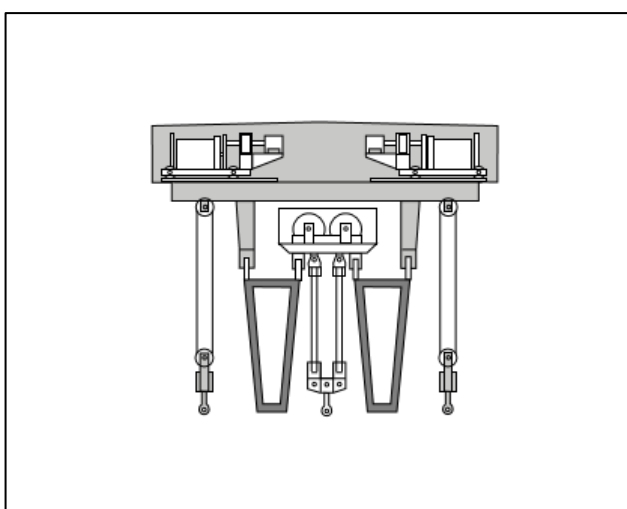


Fig. 2.9- Corte transversal[8].

Outra grande vantagem neste caso é a capacidade de utilizar toda a altura disponível para elevar as cargas em situações que seja necessário o aproveitamento dessa altura. Os mecanismos de elevação podem ser recolhidos sobre as extremidades das vigas principais, logo, a altura de içamento pode ser utilizada de forma ótima, embora tenha de ser tido em conta algumas folgas especificadas. Relativamente às forças geradas pelo vento, ao apresentar duas vigas as reações geradas são menores, segundo estudos aerodinâmicos realizados no sentido de reduzir as perturbações da vibração do vento, logo, o tempo operacional da grua é otimizado para vãos superiores a 200 metros com a utilização desta solução de dupla viga[8].

A utilização de dois carros guinchos, um inferior e um superior, em que as somas da capacidade de carga de elevação se complementam, permitem alguma flexibilidade na utilização dos mesmos. Tanto podem ser utilizados individualmente como em conjunto, permitindo neste caso uma capacidade rotacional dos segmentos, Fig. 2.10, que por vezes se torna útil na acoplação dos mesmos à estruturas em construção, no entanto ficam limitados à carga máxima e aos critérios de operabilidade que a estrutura permite[8].

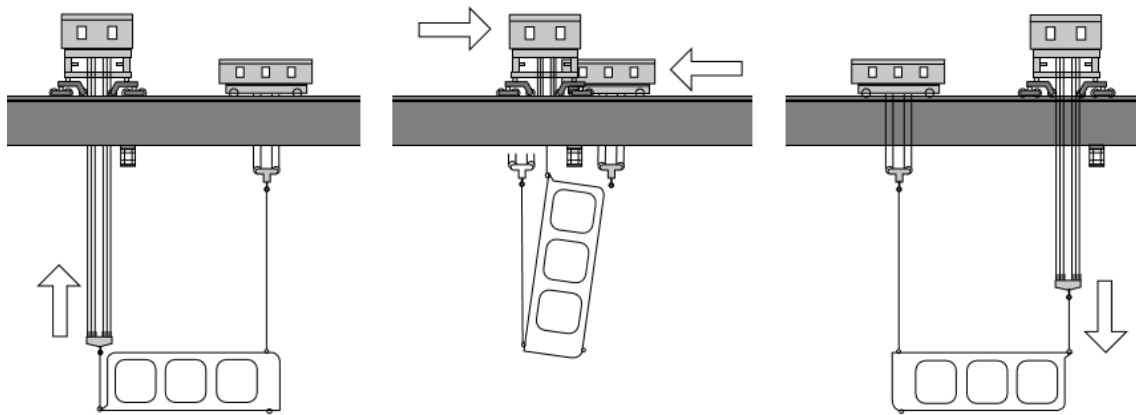


Fig. 2.10 – Rotação de um segmento[8].

As pernas que suportam as vigas principais são muito importantes para o comportamento global da estrutura, na medida em que numa das extremidades a perna está rigidamente ligada e na outra apresenta uma ligação rotulada. A perna fixa (Fig. 2.11) apresenta uma secção em caixão, tendo no seu interior umas escadas e um elevador que permitem o acesso ao topo da ponte rolante, onde se encontram as componentes eléctricas e a acessibilidade às cabines para os manobreadores. Em ambientes em que os requisitos de ereção das pernas são mais exigentes, existe a opção de esta perna ser em forma de “A”. Na extremidade oposta encontra-se a perna com ligação rotulada (Fig. 2.11), esta perna apresenta uma forma de “A” e a ligação ao pilar é feita a partir de uma ligação articulada de rolamentos, muito utilizada na construção de pontes, e consiste numa caixa de apoio que é fixada na cabeça da perna e na zona inferior da viga. Entre as duas metades do suporte é colocada uma camada de neopreno que ao proporcionar um suporte deslizante, garantindo uma capacidade de rotação em torno de todos os eixos. As ligações articuladas de rolamentos não necessitam de qualquer manutenção[8]. À perna em forma de “A” é aplicada correntemente um perfil de secção tubular, pelas suas vantagens em termos de resistência e encurvadura. Têm a vantagem de exigir poucos custos de manutenção e apresentam condições especiais sob a acção do vento.

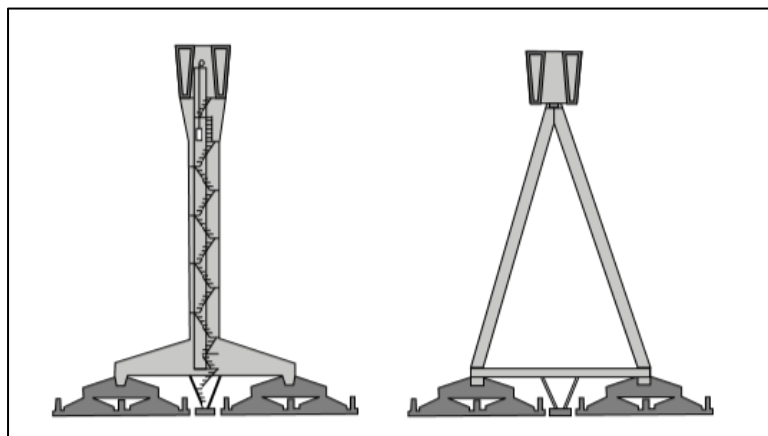


Fig. 2.11- Perna ligação rígida/ Perna ligação articulada[8].

Os carros guincho são elementos muito importantes neste tipo de equipamentos. Como já foi referido anteriormente, estes carros circulam na zona superior da viga e têm a função de elevar as cargas. Relativamente ao carro superior, que permite o deslocamento na direção longitudinal à viga, é considerado um componente de desempenho dominante na mega ponte rolante e trata-se de uma obra de engenharia técnica sofisticada. Os mecanismos de içamento, que fazem parte do sistema, são constituídos por ganchos simples ou duplos. Estes são inseridos em caixilhos com capacidade para se moverem perpendicularmente às vigas principais, podendo deslocar-se em direções opostas ou na mesma direção, como está representado na Fig. 2.12. A possibilidade de realizar este deslocamento, controlados pelo operador, tem a vantagem de permitir que os ajustes no carro superior e nos movimentos de rotação dos segmentos sejam mais fáceis e precisos, quando estes têm de ser colocados nos navios[8].

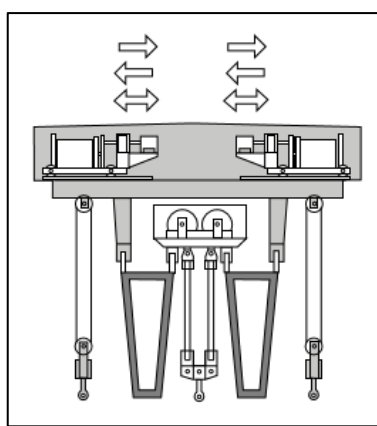


Fig. 2.12- Representação dos movimentos dos mecanismos de içamento[8].

O carro guincho inferior é um elemento menos complexo que o carro superior. Este só permite deslocamentos longitudinais e, tal como o carro superior, está equipado com ganchos simples e duplos, mas também com um mecanismo de enrolamento dos cabos que o efetua em duas camadas, o que permite um aumento da vida útil dos cabos pois deixam de existir cruzamento dos mesmos. Ambos os carrinhos estão equipados com escotilhas na zona superior para que seja permitido o acesso aquando de se realizar a manutenção destes equipamentos, tanto elétricos como mecânicos[8].

Relativamente à ponte rolante da konecranes, esta apresenta preferencialmente uma solução de monoviga para vãos superiores a 100 m, embora tenha a solução de dupla viga, ver Fig. 2.13. Na solução monoviga é necessário utilizar um menor volume de aço para cumprir a flecha máxima imposta, que resulta da fração do comprimento do vão sobre oitocentos ($1/800$). Estas pontes têm uma capacidade de transporte de cargas que pode chegar a 2200 toneladas e apresentam uma grande precisão, até ao milímetro, na movimentação das mesmas. Sendo utilizada a solução monoviga, o carro guincho superior circula sobre o banzo superior e o carro guincho inferior circula sobre o banzo inferior, assim torna-se possível efetuar a rotação dos segmentos a acoplar nos navios em construção, Fig. 2.14. Os carros guincho superior e inferior têm capacidade para transportar de 55% a 100% e de 60% a 100% da carga máxima permitida pela ponte, respetivamente[9].

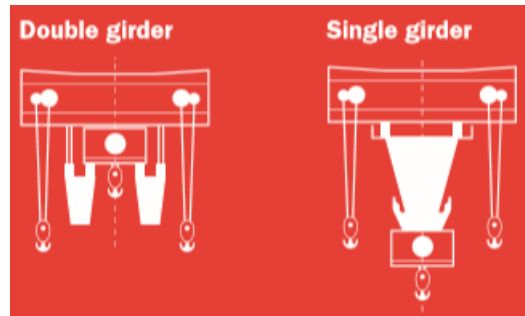


Fig. 2.13- Geometria das secções transversais dupla viga/monoviga[9].

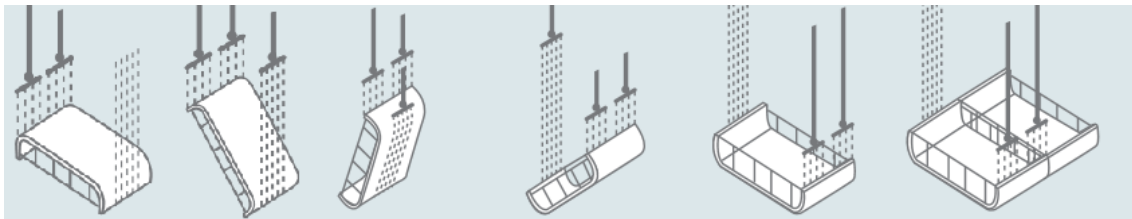


Fig. 2.14- Rotação do segmento utilizando os dois carros guincho[10].

Relativamente às pernas da estrutura, as ligações à viga são semelhantes ao que já foi referenciado na empresa anterior, numa extremidade a ligação rígida e na extremidade oposta é rotulada, mas na Konecranes a perna rigidamente ligada apresenta uma forma de “A”, Fig. 2.15, assim como a perna com ligação rotulada.



Fig. 2.15- Mega Ponte rolante, pernas[11].

O dimensionamento produzido pela Konecranes permite que estas pontes rolantes que estejam em paralelo, possam trabalhar muito próximas e até em conjunto. Sendo só necessário um operador para controlar ambas as pontes a partir de uma estação de controlo, pois uma das pontes é escrava da outra e segue os seus movimentos, reduzindo assim os risco associados a ter dois operadores[9].

Na tabela que se segue, Tabela 2.3, serão indicadas algumas das principais características associadas a cada uma das pontes rolantes descritas anteriormente, desde a sua capacidade de carga a velocidades dos carros guincho.

Tabela 2.3- Principais características das mega pontes rolantes[8, 9].

Características	Ponte rolante Konecranes	Ponte rolante Kocks
Capacidade de elevação		
Nominal	2200 t	2000 t
Carro Guincho Superior	55-100% *	100% *
Carro Guincho Inferior	60-100% *	50%-65% *
Dimensões Principais		
Vão	50-230 m	< 250 m
Altura de Elevação	< 120 m	< 130 m
Velocidades		
Ponte Rolante	30	30- 50 m/min
Carro Guincho Superior	30 m/min	20-40 m/min
Elevação Carro Superior	10-20 m/min	6-18 m/min
Elevação Carro Superior com Carga	3-6 m/min	3-9 m/min
Carro Guincho Inferior	30 m/min	20-40 m/min
Elevação Carro Inferior	10-20 m/min	6-18 m/min
Elevação Carro Inferior com Carga	3-6 m/min	3-9 m/min

* percentagem da carga nominal

2.3. MATERIAIS

O aço é uma liga de ferro-carbónica em que os componentes principais são o ferro e o carbono[12]. Os aços mais utilizados na construção corrente são os aços laminados a quente, também conhecidos como perfis comerciais, caracterizados por uma percentagem de carbono baixa. Todas as propriedades dos vários aços estruturais são apresentadas na norma EN 1993-1-1 e na EN 10025. Usualmente para os tipos de estrutura em análise, ou para pontes de maior vão, utilizam-se perfis reconstruídos soldados, também conhecidos como PRS. A grande vantagem é que se consegue obter a secção desejada, capaz de resistir às elevadas cargas atuantes.

A bibliografia consultada, propõe a utilização de aços de maior resistência como é o caso do S460. A esta classe de resistência está associada as propriedades intrínsecas e normativas do material, como, a

tensão de cedência, a ductilidade e a tenacidade. A letra “S” no início da designação é atribuída a característica de ser estrutural, e o número seguinte, está relacionada com a tensão de cedência.

A EN 10025, para aços laminados a quente, refere vários tipos como:

- Parte 2 – Aços não ligados para uso geral (J2);
- Parte 3 – Aços Soldáveis de Grão fino normalizado (N);
- Parte 4 – Aços soldáveis de grão fino com laminagem termomecânica (M);
- Parte 5 – Aços inoxidáveis (J2W);

A tabela seguinte, Tabela 2.4, apresenta os limites elásticos e as tensões de rotura para os diferentes aços, tendo em conta também a espessura da chapa.

Tabela 2.4- Limites elásticos e tensão de rotura para os diferentes aços.

Standard and steel grade	Nominal thickness of the element t [mm]			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	f _y [N/mm ²]	f _u [N/mm ²]	f _y [N/mm ²]	f _u [N/mm ²]
EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	410	550
EN 10025-3				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
EN 10025-4				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
EN 10025-5				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490
EN 10025-6				
S 460 Q/QL/QL1	460	570	440	550

As características como a resistência mecânica e a soldabilidade do aço aplicado são de extrema importância para o tipo de estruturas em análise, principalmente tendo em conta as espessuras elevadas das chapas. Como tal é importante garantir aços com teores reduzidos de CEV, valor do carbono equivalente, característica intrínseca nos aços de grão fino com laminagem termomecânica (M/ML)[13], facilitando as soldaduras de chapas espessas. Na tabela seguinte, Tabela 2.5, apresentam-se os limites dos elementos que compõem a composição dos aços.

Tabela 2.5- Limites de percentagem dos elementos para aços obtidos por laminação termomecânica.

Designation		C % max.	Si % max.	Mn % max.	P % max. a	S % max. a, b	Nb % max.	V % max.	Al total. % min. c	Ti % max.	Cr % max.	Ni % max.	Mo % max.	Cu % max. d	N % max.
According EN 10027-1 and CR 10260	According EN 10027-2														
S275M	1.8818	0,13 e	0,50	1,50	0,030	0,025	0,05	0,08	0,02	0,05	0,30	0,30	0,10	0,55	0,015
S275ML	1.8819				0,025	0,020									
S355M	1.8823	0,14 e	0,50	1,60	0,030	0,025	0,05	0,10	0,02	0,05	0,30	0,50	0,10	0,55	0,015
S355ML	1.8834				0,025	0,020									
S420M	1.8825	0,16 f	0,50	1,70	0,030	0,025	0,05	0,12	0,02	0,05	0,30	0,80	0,20	0,55	0,025
S420ML	1.8836				0,025	0,020									
S460M	1.8827	0,16 f	0,60	1,70	0,030	0,025	0,05	0,12	0,02	0,05	0,30	0,80	0,20	0,55	0,025
S460ML	1.8838				0,025	0,020									

Para os aços correntes, devem ainda ser considerados as seguintes propriedades complementares:

- Módulo de elasticidade: $E = 210000 \text{ N/mm}^2$
- Módulo de distorção: $G = 81000 \text{ N/mm}^2$
- Coeficientes de Poisson: $\nu = 0.3$
- Coeficiente de dilatação térmica linear: $\alpha = 12 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$
- Massa volúmica: $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$

Relativamente a cabos, estes muito utilizados em pontes atirantadas e suspensas são constituídos por aço extremamente resistente, com um elevado teor em carbono (sensivelmente o quádruplo do existente no aço estrutural convencional). O aumento de resistência do aço conduz, no entanto, a uma redução acentuada da sua ductilidade.

Os cabos, devido à sua flexibilidade, possuem uma resistência à compressão desprezável. Com o intuito de serem obtidas elevadas resistências à tração, são utilizados aços duros. Este género de aço possui um diagrama de tensão-extensão do tipo da figura que se segue, Fig. 2.16. Pelo facto de o módulo de elasticidade ser de mais difícil quantificação neste tipo de aço, é usual utilizar-se uma tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,1 ou 0,2 %.

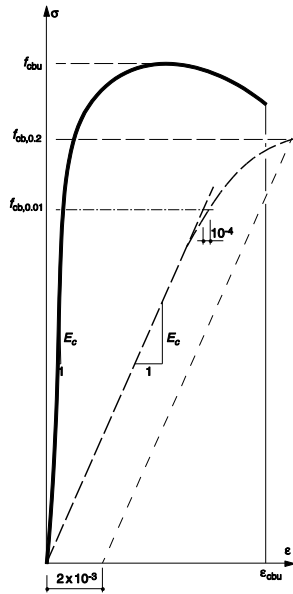


Fig. 2.16- Diagrama de tensão-extensão típico de um fio de aço utilizado em cabos.

Na Tabela 2.6, é apresentada uma comparação entre características típicas de aço utilizado em cabos, aço estrutural comum e aço de alta resistência.

Tabela 2.6- Comparação das características entre aço utilizado em cabos e aço estrutural.

Ano de Referência	Unidade	Aço convencional para cabos (fios de 5 ou 7 mm)	Aço estrutural Comum	Aço estrutural Alta Resistência
Tensão de cedência (tensão a 2 % de extensão)	MPa	1180	240	690
Resistência à tração	MPa	1570	370	790
Extensão na rotura	%	4	24	11
Módulo de elasticidade	GPa	205	210	210
Composição química típica	C	0.80 %	0.20 %	0.15 %
	Si	0.20 %	0.30 %	0.25 %
	Mn	0.60 %	-	0.80 %
	Cu	0.05 %	0.20 %	0.30 %
	Ni	0.05 %	-	0.80 %
	Cr	0.05 %	0.30 %	0.50 %
	P	0.03 %	0.04 %	0.03 %
	S	0.02 %	0.04 %	0.03 %

3

SISTEMAS DE CONTROLO ATIVO

3.1. CONCEITOS E PRINCÍPIOS FUNDAMENTAIS

3.1.1. GENERALIDADES

Na engenharia de estruturas, o dimensionamento de estruturas sujeitas a cargas dinâmicas é de elevada complexidade, isto é, nesta área as teorias e modelos de cálculos têm vindo a sofrer constantes reformulações e atualizações. De facto, o conhecimento ainda não está de tal maneira desenvolvido para que se possa ter uma certeza teórica quanto ao comportamento estrutural quando sobre estas atuam ações dinâmicas. Inicialmente, a solução para resolver este tipo de problemas passava por aumentar a rigidez global, quer através de um aumento das secções transversais, que por reforçar a estrutura com elementos estruturais. Este tipo de soluções requeriam um aumento na utilização de material, ou seja, o problema era resolvido aumentando a massa da estrutura, originado um aumento dos custos globais.

Atualmente, uma outra forma de solucionar os problemas dinâmicos, passa pela aplicação de sistemas de controlo nas estruturas, tendo como base a aplicação de sistemas de forças auxiliares na estrutura para fazer face às forças externas que nela estão aplicadas.

A aplicação de sistemas de controlo, começou a ser explorada pioneiramente pela Engenharia de Produção e Engenharia Mecânica, sendo que na Engenharia Civil já existem algumas aplicações, como por exemplo, o *Sistema de Pré-Esforço Orgânico (OPS)* que é utilizado no controlo do processo construtivo de pontes[14]. No seguimento do trabalho irei aprofundar o tema pois fará parte do caso de estudo.

Contudo na área de Engenharia Civil, a aplicação de sistemas de controlo ainda não está completamente consolidada, isto deve-se ao facto de os projetistas terem dificuldade em deixar que toda a segurança da estrutura seja assegurada por elementos mecânicos, assim, ainda é difícil para os projetistas confiarem neste tipo de sistemas. Em adição ao que foi dito anteriormente, ainda há algumas dificuldades que ainda não foram ultrapassadas, tais como, a aplicação de forças de elevada intensidade com frequências altas, os circuitos de controlo são muito complexos e os custos associados a este tipo de controlo são elevados[15].

Apesar de existirem os contras anteriormente mencionados, tem surgido cada vez mais o interesse nos sistemas de controlo, pois com a crescente evolução dos materiais, processos de cálculo e meios construtivos tem-se pensado cada vez mais na conceção de estruturas que desafiam as leis da física, tanto por terem grande dimensão, quer por serem leves e ou esbeltas. Neste tipo de estruturas a sua eficiência depende de problemas de carácter dinâmico, e uma solução para resolver este problema passa pela aplicação de sistemas de controlo[15].

No seguimento desta primeira abordagem será explicitado o sistema de controlo ativo, no qual recairá o tema deste trabalho.

3.1.2. ELEMENTOS CONSTITUINTES DE UM SISTEMA DE CONTROLO ATIVO

Existem vários tipos de sistema de controlo, ver Pacheco (1998), mas neste trabalho só se irá estudar os sistemas de controlo ativo. Antes de abordar o estudo de sistemas de controlo ativo de uma forma mais cuidada é importante referir os principais elementos de um sistema de controlo. O número de elementos pode variar consoante o sistema de controlo a aplicar, mas na teoria um sistema de controlo é constituído por quatro elementos principais: estrutura base, sensores, controladores e atuadores. Sendo assim, é importante realizar uma breve análise sobre estes elementos, que será efetuada em seguida.

- Estrutura base

A estrutura base corresponde à estrutura no seu estado mais convencional, isto é, inclui todos os elementos de estabilidade com carácter permanente na construção. O dimensionamento de estruturas pode ser feito pelo processo tradicional ou em função dos sistemas de controlo, de acordo com a sua influência no comportamento estrutural. Se o dimensionamento da estrutura for influenciado por um sistema de controlo ativo, e esse mesmo sistema atua sobre as cargas aplicadas à estrutura, como os defletores aerodinâmicos de geometria variável ou amortecedores de massas ativas AMD, o dimensionamento pode ser efetuado segundo o processo tradicional, sendo que, as ações sofrem uma redução concordante com efeito que o sistema de controlo provocará. Noutro sentido, se o sistema de controlo ativo atuar sobre o estado de tensão dos elementos, tais como, sistemas de rigidez variável AVS ou sistemas de cabos ativos ATS, o dimensionamento pode ser feito utilizando um cálculo integrado iterativo, onde devem ser consideradas as envolventes das ações ao longo do tempo. Como os sistemas de controlo ativo têm vindo a ser aplicados unicamente para o controlo de vibrações em estruturas expostas a ações dinâmicas, o dimensionamento da estrutura base torna-se um processo independente do dimensionamento do sistema de controlo ativo[15].

Neste tipo de dimensionamento, torna-se muito importante que o modelo de cálculo se aproxime da realidade, de forma a assegurar que o sistema de controlo tenha a máxima eficiência e não atue de forma desfavorável.

- Sensores

Os sensores são dispositivos com capacidade para ler a resposta da estrutura base, normalmente são instalados na mesma, o que permite obter uma caracterização do estado estático e dinâmico da estrutura. Sendo que, a eficiência depende fortemente da estratégia usada e da localização dos sensores na estrutura, por esta razão, numa fase de projeto é muito relevante dar uma especial atenção a estes fatores. Os sensores usualmente utilizados nos sistemas de controlo são os extensómetros e acelerómetros, tendo estes uma precisão perfeitamente aceitável[14].

- Controlador

Os controladores podem ser explícitos ou implícitos. Se forem explícitos, estes são caracterizados por um *hardware* e pelo seu respetivo *software*, no segundo caso, os controladores implícitos são fisicamente ocultados e as suas funções são compensadas pelos outros elementos que constituem o algoritmo de controlo. No caso de sistemas de controlo ativo, a estratégia de controlo é um processo complexo e necessita de um computador que produza as funcionalidades do controlador. Se o controlador operar a partir de um sinal digital, torna-se necessário converter esse sinal num sinal analógico. Estes sistemas requerem um fornecimento energético, que depende da estratégia de controlo usada e da capacidade dos centros de decisão, mas também necessitam de manutenção regular, o que não acontece no caso de ser um controlador implícito[14].

A conceção do controlador nos sistemas de controlo ativo pode ser bastante simples, mas por outro lado, pode-se tornar bastante mais complexo que o dimensionamento do restante sistema de controlo. A principal dificuldade surge no desenvolvimento da estratégia de controlo e a eficiência do controlador está dependente da interação sensores-atuadores, mas também da capacidade de processamento do computador e da estratégia de controlo adotada[14].

- **Atuador**

Na maioria dos casos, existe uma variada panóplia de atuadores com capacidade para serem aplicados nos sistemas de controlo ativo, no entanto, existem alguns com limitações na sua aplicabilidade. As principais condicionantes aquando da escolha do atuador a utilizar são a forma e o volume, a força máxima que é capaz de exercer, o tempo e frequência máxima de atuação. Portanto, a melhor escolha recai sobre o atuador, que considerando todas as limitações descritas, melhor se enquadra no problema que se pretende resolver[14].

A escolha de um atuador, que se pretende utilizar nos sistemas de controlo ativo, nem sempre é fácil de alcançar, isto porque, dificilmente um atuador que tenha capacidade de aplicar forças de elevada intensidade, terá capacidade para alcançar altas frequências, sendo que, se tal se conseguisse alcançar teria de ser despendida uma quantidade elevada de energia.

No dimensionamento de atuadores que sejam aplicados nos sistemas de controlo ativo, para além de terem de respeitar as condições mecânicas e estruturais, devem estar em concordância com a disposição dos sensores na estrutura e na maioria dos casos estão localizados na mesma posição, de forma a facilitar todo o processo[14].

Na tabela abaixo, Tabela 3.1, é possível observar a relação entre as ações que atuam na estrutura e os atuadores mais indicados para solucionar o efeito destas ações condicionantes. Estas relações resultam de estudos detalhados de autores especialistas neste tipo de soluções.

Tabela 3.1- Relação funcional entre atuadores e ações a controlar[15].

Ação Base	Soluções
Ação Sísmica	Amortecedores Passivos de Massas Sintonizadas TMD Sistema de Escoras Ativas ABS Amortecedores Sintonizados de Coluna Líquida Elementos Ativos de Rigidez Variável AVS Amortecedores Ativos de Massas Sintonizadas ATMD Cabos Ativos
Ação do vento	Defletores Aerodinâmicos de Geometria Varável Amortecedores Ativos de Massas Sintonizadas ATMD Cabos Ativos
Ação Dinâmica de Veículos	Amortecedores Auxiliares Massas Auxiliares absorventes Almofadas Pneumáticas ADC Cabos Ativos

3.1.3. FUNCIONAMENTO DE UM SISTEMA DE CONTROLO ATIVO

Os sistemas de controlo ativo atuam em tempo real contra as perturbações que afetam a estrutura, estes sistemas atuam em circuitos fechados e o principal objetivo é otimizar o comportamento estrutural através da aplicação de forças auxiliares com um controlo automático. De modo a ser automatizado, é necessário usar os dispositivos anteriormente mencionados. Os sensores são instalados na estrutura para se obter a evolução da resposta estrutural face às ações atuantes, através da leitura de extensões e tensões. Em concordância com a resposta estrutural, os atuadores aplicam forças automaticamente de acordo com o que foi definido pelo projetista. Esta é a grande vantagem em relação a outros sistemas, como por exemplo, sistemas de controlo passivo, porque neste tipo de sistemas, os níveis de eficiência são bastante elevados. O controlador permite ajustes automáticos de forças e é constituído por uma unidade computacional com um modelo numérico, operando segundo o algoritmo de controlo que segue a estratégia de controlo[14].

Relativamente à modelação estrutural, esta é baseada num modelo dinâmico em que o espaço de estado está definido pelas forças dos atuadores, por outras palavras, são as variáveis de entrada, mas também está definido pelas ações exteriores, isto é, são as variáveis de perturbação e pela resposta estrutural, que incluindo deslocamentos, velocidades e acelerações, corresponde às variáveis de saída. Os valores das variáveis de saída são conhecidos através de medição, e por isso numa modelação numérica estes valores têm de ser criados por um algoritmo que simule os mesmos. Na maioria dos casos, o principal objetivo é alcançar o estado de equilíbrio, e para que tal se suceda, os valores das variáveis de saída devem ser nulos[14].

Na figura que se segue, Fig. 3.1, está representado um diagrama que representa o funcionamento de um sistema de controlo ativo em estruturas.

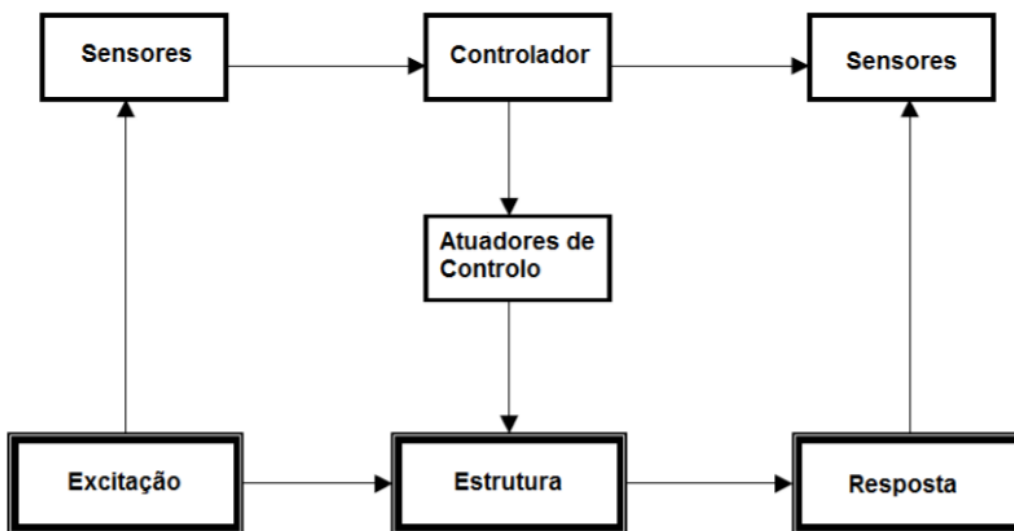


Fig. 3.1- Esquema de funcionamento de um sistema de controlo ativo em estruturas[14].

A partir do momento em que as variáveis estão atribuídas, torna-se possível determinar as equações de equilíbrio dinâmico. É a partir destas equações que se obtém o comportamento dinâmico da estrutura, logo, é possível representar matematicamente o comportamento e fazer a ligação entre modelo físico e as variáveis de estado. Após ter uma estratégia de controlo concebida, a “lei de controlo” pode ser

realizada, esta faz a relação entre o que é medido na resposta estrutural e o sinal de controlo que é gerado pelo controlador[14].

Numa fase final, o modelo tem de ser calibrado, assim sendo, é necessário colocar os principais elementos do sistema de controlo na estrutura, para que seja possível fazer os devidos ajustes, e desta forma, aproximar ao máximo o modelo da realidade.

Este tipo de soluções têm uma grande desvantagem associada, pois para que tudo funcione é necessária muita energia, logo, os sistemas só funcionam se estiverem ligados a uma fonte de alimentação elétrica.

3.2. ESTRATÉGIAS DE CONTROLO EM SISTEMAS DE CONTROLO ATIVO

3.2.1. INTRODUÇÃO

Assim como já foi descrito anteriormente, a estratégia de controlo é a relação entre a medição da resposta estrutural e o sinal de controlo que é enviado pelo controlador ao atuador. O controlador depois de ler os sinais que advêm dos sensores, e em concordância com a estratégia adotada, estabelece as relações para o qual está programado e envia o sinal ao atuador, para que, naquele preciso momento, aplique uma força contrária às ações de perturbação. Preferencialmente é isto que deve suceder-se, pois se os atuadores aplicarem as forças com um atraso significativo, relativamente ao momento que deveriam atuar, daí poderão advir problemas graves que ponham em causa a estabilidade da estrutura. Se o atraso da aplicação das forças auxiliares coincidir com um momento em que, tanto as forças auxiliares como as ações exteriores tomam o mesmo sentido, a estrutura pode mesmo entrar em falência.

Na área da Engenharia Civil, as estratégias de controlo mais usais em sistemas de controlo ativo são a estratégia de controlo ótimo, a estratégia por alocação de polos, a estratégia de controlo por realimentação negativa e a estratégia de controlo preditivo. Segue-se uma explicitação das referidas estratégias pela ordem enumerada.

3.2.2. ESTRATÉGIA DE CONTROLO ÓTIMO

Esta estratégia, tal como o nome indica, baseia-se na teoria do controlo ótimo. Sendo que, esta uma disciplina de matemática que estuda os problemas de forma a remover o máximo potencial dos mesmos.

Na estratégia de controlo ótimo, as forças de controlo são resultado de uma minimização da função quadrática, sendo esta proporcional à energia libertada na fase de excitação da estrutura, e para a contabilização desta energia também entra o trabalho realizado pelas forças de controlo[15]. Seguindo este processo de formulação continua, resulta o vetor das forças de controlo, $u_1(t)$, que é igualado ao produto entre a matriz de ganho, D , e vetor resposta da estrutura, $y_1(t)$.

$$u_1(t) = D \times y_1(t) \quad (3.1)$$

A matriz de ganho, D , resulta da equação matricial de Riciatti e esta é obtida a partir da minimização da função linear quadrática, que embora tendo uma evolução temporal, apresenta um regime estacionário, somente dependente das características da estrutura, com um progresso de cálculo iterativo. Portanto, esta é uma grande vantagem para a estratégia de controlo, numa qualquer estrutura com comportamento elástico linear, isto é, após a aplicação do controlo, a matriz é calculada apenas uma única vez. Este método, só tira partido de toda a sua rentabilidade em estruturas com comportamento elástico linear, pois quando as estruturas apresentam um comportamento não linear, a matriz de ganho perde a sua

principal característica, ser estacionária, e por consequência, a perda desta característica faz com que o progresso de cálculo seja muito demorado e um processo extremamente complexo[14].

3.2.3. ESTRATÉGIA POR ALOCAÇÃO DE POLOS

Esta estratégia é muito similar à estratégia de controlo ótimo, mas não calcula a matriz de ganho, D , há alterações que originam um cálculo suplementar, que consiste na pré-fixação das “raízes do polinómio característico da equação matricial que rege o espaço de estado” [14]. Com esta adição, o esforço de cálculo é menor para obter a matriz de ganho, o que se torna uma grande vantagem quando se lida com estruturas maiores e mais complexas, no entanto, existe um inconveniente, esta adição produz vários tipos de soluções para a matriz de ganho. Estas soluções representam respostas dinâmicas diferentes, logo, entre todas as respostas obtidas é necessário escolher, qual delas é que corresponde ao controlo otimizado desejado[14].

3.2.4. ESTRATÉGIA DE CONTROLO POR REALIMENTAÇÃO NEGATIVA

Esta estratégia de controlo é muito usada em variados campos científicos, tais como, Engenharia Eletrónica, Engenharia Mecânica, Engenharia Acústica, Engenharia de Sistemas, Engenharia Computacional e até nas áreas de Biologia e Economia[14].

O controlo por realimentação negativa assenta num circuito fechado, que produz uma comunicação contínua entre as partes, e por sua vez define uma resposta da estrutura que é definida computacionalmente. Quando o sistema fica sujeita a uma alteração e a resposta da estrutura começa a divergir da resposta de referência, um sinal é enviado para o atuador, pelo controlador, para que a resposta seja restaurada, assim, surgiu a designação para esta estratégia. No entanto, como outras estratégias, esta também apresenta algumas limitações, tais como, pouca robustez, consequentemente leva a níveis de controlo não muito rigorosos, sendo necessário ajustar o algoritmo de modo a prevenir problemas de instabilidade e é somente aplicável em sistemas com um grau de liberdade, mas neste caso é possível contornar o problema usando vários sistemas de controlo em série, contudo, não é uma solução economicamente viável[14].

3.2.5. ESTRATÉGIA DE CONTROLO PREDITIVO

Este tipo de estratégia de controlo preditivo foi desenvolvida na década de 1980, tem sido aplicada na exploração de energias renováveis, para controlo e otimização dos sistemas de armazenamento, e em sistemas ligados à exploração de combustíveis fósseis, aplicados em refinarias e centrais elétricas[14].

As estratégias já mencionadas anteriormente são formuladas segundo um domínio de tempo contínuo, enquanto esta estratégia é formulada num intervalo discreto de tempo, que “consiste num processo iterativo da previsão da resposta estrutural baseando-se na sua evolução temporal dentro de um horizonte de previsão relativamente curto $[t, t+T]$ ” [14], no qual se divide o espaço em intervalos de tempo iguais. Após fazer a previsão, as forças de controlo a aplicar na estrutura são calculadas a cada instante t , conseguindo assim, minimizar a função de custo em $[t, t+T]$, com o objetivo de no instante $t+T$ aproximar ao máximo a resposta da estrutura à resposta desejada. Este procedimento repete-se no tempo para vários horizontes de previsão. Esta estratégia, nem sempre consegue atingir níveis de otimização elevados, pois baseia-se numa previsão da resposta estrutural, logo, à partida já há um erro associado a este método. Mas na prática, este método realiza bons resultados, o que faz desta estratégia, a mais eficiente a resolver problemas relacionados com vibrações estruturais[14].

Na figura que se segue, Fig. 3.2, está apresentado um esquema da estratégia de controlo preditivo, que explicita o que foi explicitado anteriormente.

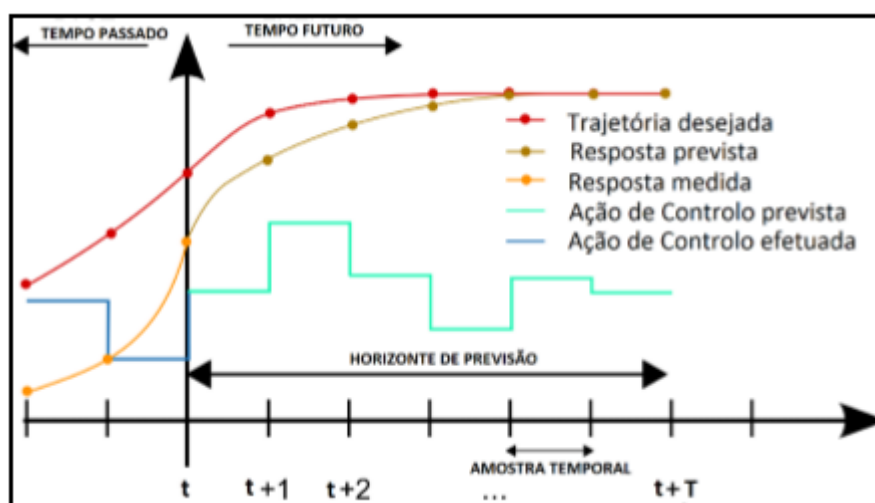


Fig. 3.2- Esquema de evolução temporal de uma estratégia de controlo preditivo[14].

3.3. EXEMPLOS DE SISTEMAS DE CONTROLO ATIVO

Na Engenharia Civil, os sistemas de controlo ativo ainda não são utilizados de forma corrente, pois como já foi referido anteriormente, os engenheiros projetistas ainda estão algo reticentes na sua aplicação, e aliado a isso, o custo associado a este tipo de soluções são elevados. Existe também alguma dificuldade na elaboração dos sistemas de controlo ativo, tanto a nível da estratégia a utilizar como nas capacidades dos recursos mecânicos disponíveis.

Apesar da preferência pela utilização dos sistemas de controlo passivo, nos dias que correm, já existem algumas aplicações de sistemas de controlo ativo, pois há sistemas que apresentam ser mais vantajosos que os sistemas de controlo passivo.

Em seguida serão apresentados alguns sistemas de controlo ativo.

3.3.1. DEFLETORES AERODINÂMICOS DE GEOMETRIA VARIÁVEL

O modelo de defletores aerodinâmicos de geometria variável foi concebido para melhorar o comportamento das estruturas face à ação do vento, por vezes é uma ação condicionante, e tem sido aplicado em edifícios. Na Fig. 3.3 está representado o modelo original, desenvolvido por Larsen em 1991. Sobre este modelo foram feitos ensaios experimentais em túneis de ventos, nos quais se obteve resultados bastante positivos. Este modelo, quando aplicado em pontes de grande vão é considerado muito vantajoso.

Os defletores aerodinâmicos estão colocados nas extremidades laterais do tabuleiro. Estes são compostos por braços mecânicos dispostos em planos biconvexos, sendo que o ângulo de abertura é automaticamente regulável consoante a ação do vento que esteja a atuar sobre a estrutura. No caso em que a intensidade do vento que incide na estrutura seja elevada, o ângulo de abertura dos defletores

aumenta, o que faz com que o vento seja direcionado para fora da estrutura. Assim, este modelo tem a capacidade de conseguir reduzir substancialmente a ação do vento sobre a estrutura[14].

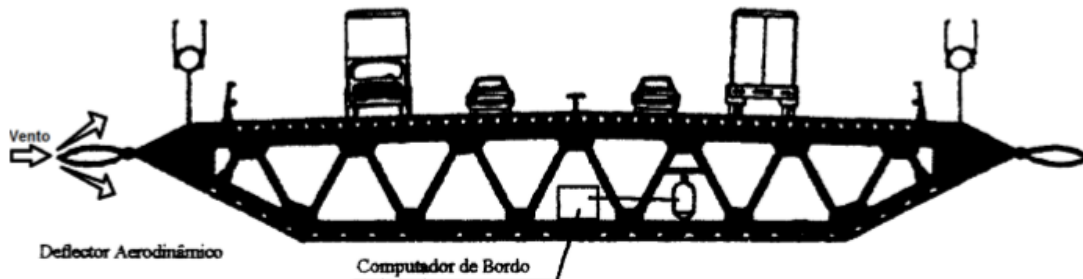


Fig. 3.3- Sistema de controlo ativo eólico com defletores aerodinâmicos[15].

3.3.2. AMORTECEDORES DE MASSAS ATIVAS "ATMD"

Os ATMD's, *Active Tuned Mass Dampers*, Fig. 3.4, são em muito semelhantes aos TMD's pois são constituídos por massas adicionais rolantes que são implementadas na estrutura e sintonizadas com uma dada frequência, frequentemente a frequências fundamentais, para que quando a estrutura adquira movimento oscilatórios devido a ações dinâmicas, as massas oscilem contrariamente às oscilações da massa estrutural. Devido às massas aumentarem a rigidez e capacidade de amortecimento da estrutura, esta dissipa uma maior quantidade de energia quando sujeita a movimentos de deformação. A diferença entre os ATMD's e os TMD's reside no facto de no primeiro caso se utilizar um atuador mecânico, sistema hidráulico, que é controlado por um computador de bordo, controlador, e por sua vez está ligado à massa adicional. O atuador aplica na massa forças de controlo que são calculados pelo controlador, tendo em conta a resposta da estrutura, com a intenção de compensar os movimentos da estrutura, e assim, aumentar o amortecimento da resposta dinâmica da estrutura.

A massa e a rigidez do sistema são idealizadas para que o aparelho tenha uma frequência levemente inferior à frequência do movimento da estrutura a controlar, que se traduz em movimentos da massa contrariantes ao movimento da estrutura, com uma frequência praticamente idêntica à oscilação que se pretende controlar. No fundo, este sistema ao acrescentar as massas à estrutura pretende que sejam criadas forças de inércia opostas ao movimento devido à solicitação dinâmica[14].

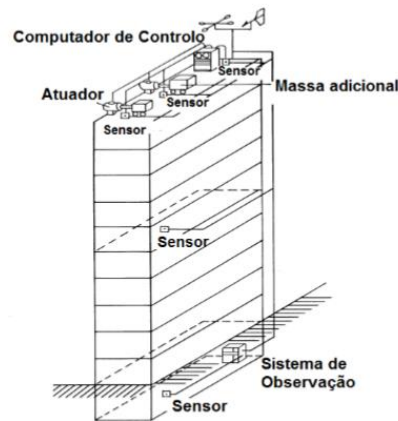


Fig. 3.4- Circuito de controlo de um sistema ATMD[14].

Tendo em conta que a influência dos ATMD's reside no facto de estes criarem forças de inércias, estes devem ser colocados em zonas onde a deflexão da estrutura seja máxima, logo, no topo dos edifícios, e nas pontes deverão ser colocados a meio vão. O processo de montagem e de execução deste sistema é simples e os resultados que apresenta são muito positivos na resolução de problemas dinâmicos. Normalmente é utilizado em edifícios para reduzir o efeito da ação do vento, já no controlo de ações sísmicas, como é uma ação de elevada intensidade, a estrutura pode “comportar-se inelasticamente, aumentar o seu período, e dessa forma, romper a sintonização do aparelho com ela mesma” [14]. No entanto, têm-se efetuado estudos de modo a poder utilizar este tipo de sistemas para redução dos efeitos da ação sísmica. Estes sistemas têm algumas restrições, pois os edifícios apresentam vários modos de vibração e o sistema só consegue ser sintonizados para uma dada frequência, que assim como já foi referido acima, normalmente é utilizada a frequência fundamental da estrutura. Para este modo de vibração a resposta reduz consideravelmente, mas para os restantes modos já não é tão eficiente, sendo que em alguns casos pode ter um efeito contrário, o que não é o desejado. Este problema pode ser acautelado com a utilização de vários ATMD's sintonizados para várias frequências de excitação, no entanto, seria necessária uma zona de ocupação com grande dimensão para implementar os sistemas, logo, não se torna viável aquando da elaboração do projeto[14].

Tem-se como exemplos reais de aplicação de sistemas ATMD's, o Citigroup Center em Nova Iorque, o edifício John Hancock em Boston e a Boston e a torre Canadian National Tower em Toronto[14].

3.3.3. SISTEMA DE RIGIDEZ VARIÁVEL “AVS”

Em muitos casos os sistemas de controlo ativo centram-se na aplicação de forças na estrutura de forma a reduzir o efeito de ações que sobre esta atuam. No entanto, como já foi referido anteriormente, nem sempre têm a capacidade de adaptar as suas frequências aos diferentes modos de vibração da estrutura. Com intuito de solucionar este problema criaram-se mecanismos com capacidade para responder a uma qualquer frequência de vibração da estrutura, o que acontece, quando por exemplo sobre esta atua a ação sísmica. Um dos mecanismos usados neste âmbito é o sistema de rigidez variável.

O sistema de rigidez variável, Fig. 3.5, é composto por “barras metálicas de contraventamento colocadas na direção transversal de um edifício e por um dispositivo de variação de rigidez (VSD-“Variable Stiffness Device”)” [14], estes são implementados entre o topo das barras de contraventamento e a viga lateral do pórtico ao qual corresponde. O modo de funcionamento deste sistema consiste na variação da rigidez na direção do pórtico em que atua, funcionando em dois estados. No estado acionado é feita a

ligação entre as barras de contraventamento e a viga, por meio do dispositivo de variação de rigidez, assim, o pórtico em causa fica contraventado e em resultado disso a sua frequência aumenta. No caso do estado desligado, ao não estar contraventado, a estrutura assume a sua rigidez natural.

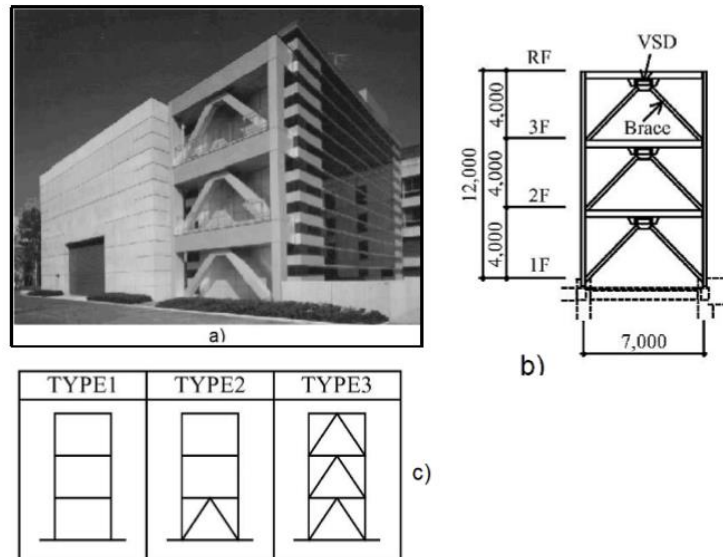


Fig. 3.5- Sistema de rigidez variável: a) Vista em perspetiva; b) Vista transversal esquemática; c) Modos de rigidez[14].

Como já foi referido, nos sistemas de rigidez variável o controlo é feito com a alteração da rigidez, em resultado desta alteração as frequências naturais da estrutura também variam. Isto torna-se muito útil na resposta a sismos que podem apresentar diversas intensidades, evitando assim que o edifício entre em ressonância para qualquer ação sísmica. Nesta estratégia de controlo, o sistema tem de ter a capacidade de prever o que pode levar o edifício a entrar em ressonância, para assim acionar o modo de rigidez desejado. Nos dias que correm, a partir de dados medidos por sensores relativos à excitação externa é possível, a partir de modelos numéricos, prever, num dado momento, a resposta da estrutura para os vários modos de rigidez. Alguns destes modelos têm capacidade para analisar o comportamento não linear da estrutura, e a estratégia de controlo adotada é *feed-forward*.

Na figura seguinte, Fig. 3.6, estão numerados vários componentes que fazem parte do controlo de rigidez variável. Os acelerómetros (1), são implementados no solo para medirem as acelerações sísmicas, que por sua vez envia os parâmetros lidos para o controlador (2), este, que contém o algoritmo do simulador, e em tempo real, permite prever a resposta estrutural. Após a análise, o controlador tem a capacidade de decidir qual o modo de rigidez que deve ser adotado para melhor compensar a resposta da estrutura e envia o sinal aos VSD's (3) para atuarem de acordo com o modo de rigidez selecionado. Na base do edifício está instalado um gerador (5) para o caso de a energia elétrica que é fornecida ao sistema parar, algo que é muito comum na ocorrência de sismos de elevada intensidade[14].

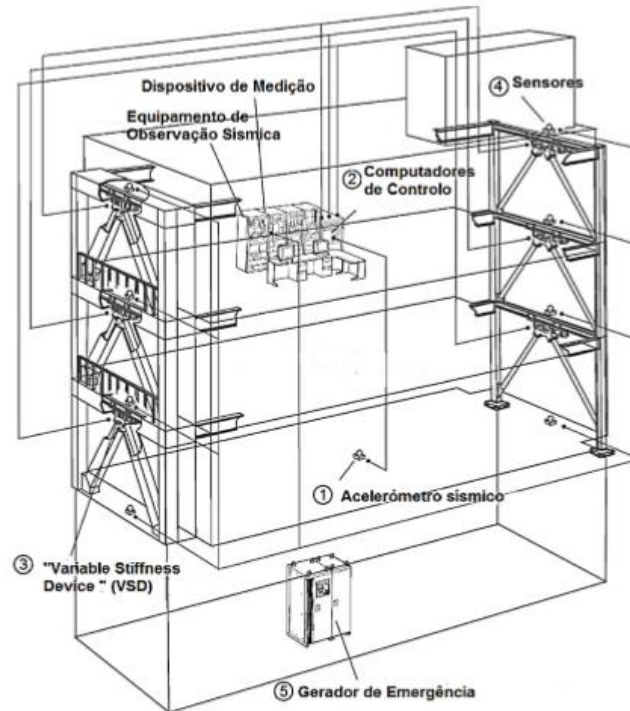


Fig. 3.6- Exemplo de um circuito de controle se um sistema AVS[14].

Neste sistema o dispositivo de variação de rigidez desempenha um processo fundamental. Na sua constituição apresenta um cilindro hidráulico, onde os movimentos do fluido hidráulico são controlados por uma válvula. Este controlo, consoante o sinal enviado pelo controlador, permite o acionamento e o desligamento da conexão viga-barras de contraventamento. No caso do processo de acionamento, se o tempo de abertura da válvula for o aceitável, o fator de amortecimento da estrutura aumenta com a alteração da rigidez.

Concluindo, os sistemas de rigidez variável não se aplicam apenas em edifícios, existem algumas aplicações deste tipo de sistemas em pontes e viadutos. Não sendo um sistema que necessita de consumir muita energia para atuar, este apresenta bons resultados até em sismos de grande intensidade. Sendo que, muitos autores consideram que estes sistemas representam um sistema semi-ativo, pois mesmo que haja um erro na transmissão de informação dos sensores para o controlador, que por sua vez, transmite a informação errada para os VSD's, apenas provoca uma alteração da rigidez da estrutura e não qualquer ação pois não se tratam de atuadores[14].

3.3.4. SISTEMA DE ISOLAMENTO ATIVO DA BASE

Este tipo de sistemas foi elaborado com o intuito da estrutura responder da melhor maneira à atividade sísmica. O sistema de isolamento pela base, ao libertar as ligações horizontais entre a estrutura e a fundação, tem a capacidade de tornar independentes os movimentos da estrutura e do solo, assim, quando ocorre um sismo, este sistema tem a capacidade de reduzir a energia que é transmitida do solo para a estrutura.

Os sistemas de isolamento pela base, Fig. 3.7, assim como o nome o indica, normalmente são colocados ao nível das fundações. Estes sistemas têm como principais características uma boa absorção e

flexibilidade, devido a estas, este sistema é capaz de refletir e absorver alguma da energia que é transmitida pelo solo à estrutura em caso de sismo. No entanto, estes sistemas têm de ser capazes de suportar toda a carga vertical imposta pela estrutura, por isso as ligações no plano vertical têm de ser obviamente mantidas.

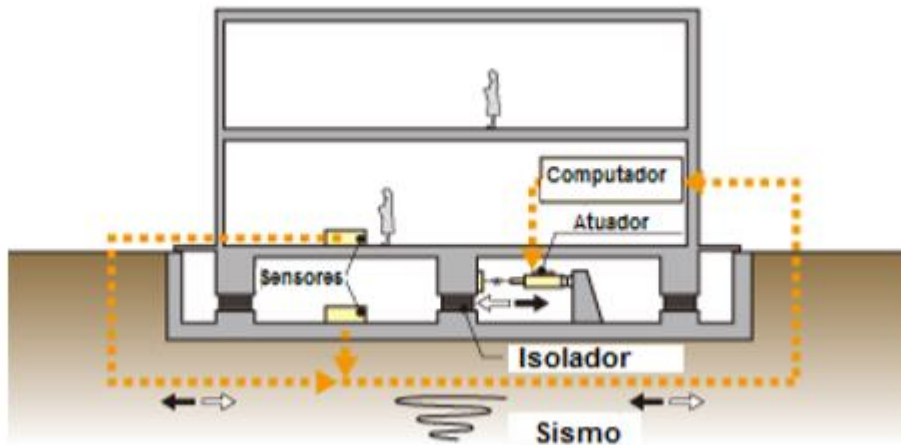


Fig. 3.7- Circuito de controlo de um sistema de isolamento de base ativo[14].

Caso não se usassem atuadores hidráulicos, este sistema poderia ser considerado um sistema passivo, pois a energia que é dissipada não está associada à frequência de oscilação da estrutura, o sistema apenas atua sobre a influência do solo na resposta estrutural e a dissipação da energia ocorre pelo atrito existente entre os isoladores e estrutura. Contudo, este sistema passa a sistema de controlo ativo ao usar um atuador hidráulico ao nível da base, pois este atuador controlado por um computador (controlador) aplica força de controlo com o intuito de reduzir deslocamentos, velocidades e acelerações na resposta estrutural, assim, as forças de corte basal reduzem, são menores e assegura-se uma maior capacidade de amortecimento ao sistema[14].

A estratégia de controlo utilizada é a denominada de estratégia em *feedback*, os sensores enviam informação da resposta estrutural, face ao resultado da ação sísmica, ao controlador que por sua vez calcula as forças de controlo e finalmente envia um sinal ao atuador para que este aplique as forças de controlo. No entanto, nos casos em que só se pretende controlar as oscilações segundo duas direções, a estratégias de controlo não são muito complexas. Já nos casos em que se pretende fazer um controlo em todo o espaço, tanto oscilações como torsões, a estratégia a definir já é mais complexa e de difícil aplicação[14].

3.3.5. SISTEMA DE CONTRAVENTAMENTO ATIVO “ABS”

Estes sistemas de contraventamento ativo, Fig. 3.8, são compostos por elementos de contraventamento que são colocados na estrutura. Normalmente estes elementos são barras metálicas ou cabos de aço, que estão ligados a atuadores hidráulicos que aplicam forças bilaterais sobre estes, “com uma frequência muito alta de forma a reduzir substancialmente os deslocamentos, velocidades ou acelerações na resposta da estrutura a uma dada solicitação dinâmicas” [14]. Os atuadores são inseridos na extremidade dos elementos de contraventamento (Fig. 3.9), estes recebem um sinal do controlador, dotado de um

algoritmo, para atuar, que por sua vez, recebe a informação dos sensores que estão instalados na estrutura de forma a conseguir calcular as forças de controlo. Tal como no sistema referido anteriormente, este sistema de controlo usa o mesmo tipo de estratégia de controlo, também usa a estratégia em *feedback*.

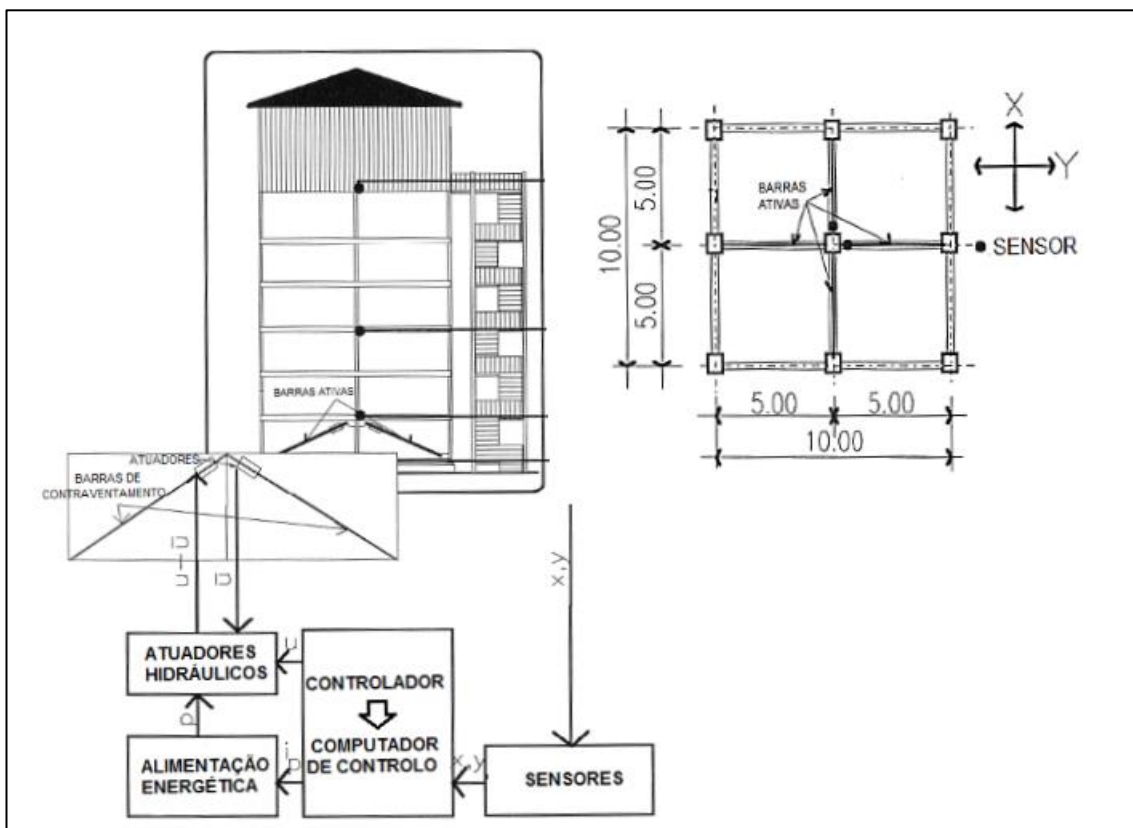


Fig. 3.8- Circuito de controlo de um sistema de contraventamento ativo ABS[14].

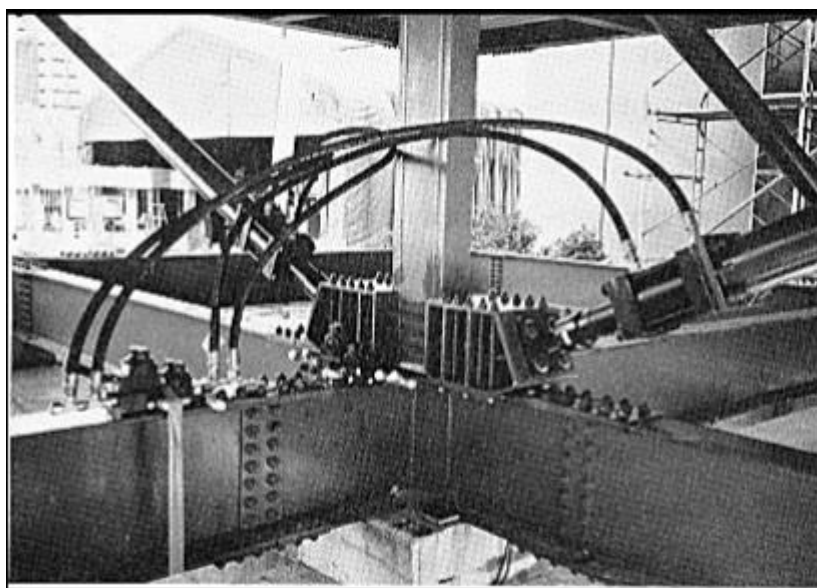


Fig. 3.9- Nó com elementos ativos de contraventamento e respetivos atuadores[14].

3.3.6. SISTEMA DE CABOS ATIVO “ATS”

O sistema de cabos ativos, como por exemplo o da Fig. 3.10, é constituído pela aplicação de cabos ativos numa dada estrutura, estes estão ligados a atuadores que tracionam ou relaxam os cabos consoante a informação que lhes é enviada pelo controlador, que por sua vez, é calculada de forma a responder da melhor maneira à ação atuante.

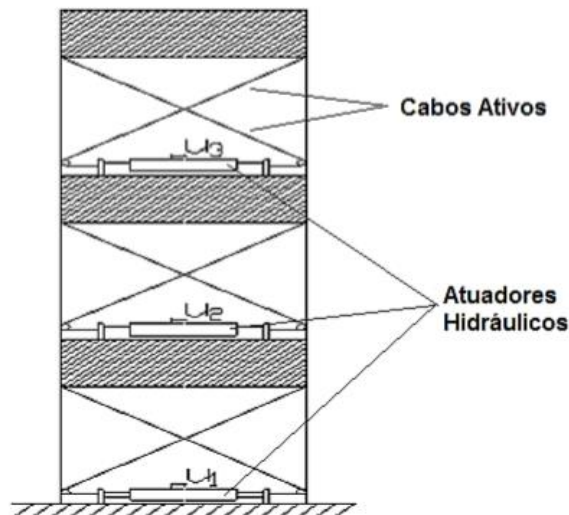


Fig. 3.10- Sistema ATS aplicado em múltiplos graus de liberdade[14].

Tal como já foi acima referido, este sistema é composto por cabos, sendo que, como é sabido, estes só conseguem exercer forças de tração e por isso os atuadores só realizam atividades unilaterais. No entanto, “a enorme versatilidade geométrica que é propriedade dos cabos, associada a uma criteriosa localização de inserções e de roldanas, permite a realização de forças capazes de produzir efeitos de controlo com um elevado nível de eficiência”[15].

No caso de o sistema de cabos ativos ser aplicado em vigas, Fig. 3.11, estes podem assumir diferentes características e teorias de controlo. Os cabos assumem diferentes geometrias e os mecanismos servo hidráulicos podem ser colocados em diferentes posições. Os dois primeiros modelos são propostos com o intuito de resolver problemas associados a ressonância em pontes de grande vão. Já a terceira proposta tem como objetivo o controlo de vibrações devido à circulação de uma carga rolante animada de velocidades variáveis[15].

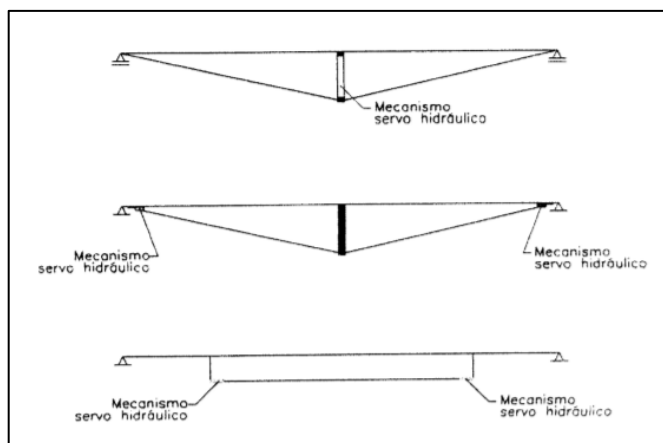


Fig. 3.11- Sistemas de controlo com cabos ativos para controlo de vibrações devido a cargas de tráfego[14].

3.4. DISPOSITIVOS DE MEDIÇÃO

Muito utilizados nos sistemas de monitorização, os dispositivos de medição apresentam um papel fundamental na eficiência dos mesmos. Cada vez mais, estes sistemas têm sido valorizados pelas entidades responsáveis por obras, pois desta forma, é possível que as respostas no âmbito do controlo e segurança das estruturas sejam cada vez mais eficazes e assim, aumentem a vida útil das mesmas. Os dispositivos de medição são a base de um sistema de monitorização estrutural, sendo que após a elaboração da estratégia de monitorização é importante selecionar adequadamente os instrumentos de medição a utilizar e ainda realizar corretamente a interpretação dos valores obtidos[16].

Na aplicação de sistemas de controlo ativo, os dispositivos de medição são muito importantes na elaboração destes sistemas. Em todos os sistemas que foram vistos em 3.3, era necessária a utilização de dispositivos de medição, sensores, de forma a obter os dados das respostas estruturais e assim conseguir enviar sinais para o controlador poder fazer os seus cálculos segundo algoritmos previamente programados e de seguida enviar uma resposta aos atuadores.

Em seguida serão apresentados alguns dispositivos de medição normalmente utilizados em sistemas de controlo, tanto para controlo de domínio dinâmico como para controlo do domínio estático.

- **Medidor de Deslocamentos**

Relativamente à medição de deslocamentos, os dispositivos que normalmente são utilizados são denominados de transdutores capacitivos, resistivos e indutivos. Em seguida só será abordado o transdutor indutivo do tipo LVDT (*Linear Variable Differential Transformer*), Fig.3.12, que mede o deslocamento de forma indireta. Este através da capacidade de criar uma corrente induzida, fazendo deslocar um núcleo magnético no seu interior, consegue obter o deslocamento.



Fig. 3.12- LVDT[16].

Este aparelho é constituído por um núcleo de material impermeável e por três enrolamentos, ver Fig. 3.13, sendo um primário e dois secundários. O enrolamento primário que provoca um campo magnético é alimentado por uma corrente alternada, já os enrolamentos secundários são colocados em série e em oposição, assim, as tensões originadas pelo enrolamento primário ficam desfasadas. Portanto, a tensão resultante é dada pela diferença de tensão induzida entre os enrolamentos secundários. O núcleo móvel desempenha um o papel fundamental, pois a sua posição faz variar a ligação magnética entre os enrolamentos. Caso o núcleo esteja numa posição central, a tensão induzida nos dois enrolamentos secundários é a mesma, ou seja, a diferença de tensão é nula, por outro lado, quando o núcleo móvel assume outra posição, a tensão aumento num dos secundários e diminui no outro[16].

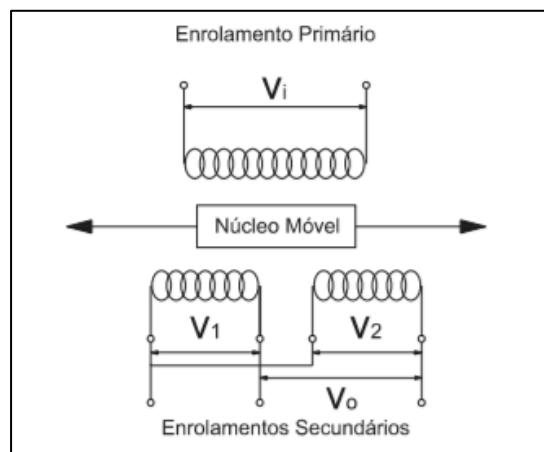


Fig. 3.13- Circuito elétrico[16].

Estes dispositivos apresentam uma boa sensibilidade, conseguindo medir deslocamentos entre 1mm e 0.5 m tanto em respostas dinâmicas como estáticas. Embora não tenha nenhuma compensação relativa a diferenciais de temperatura, a diferença na leitura que fazem é pouco significativa.

- **Acelerómetros**

Estes aparelhos são utilizados para medir acelerações num determinado ponto da estrutura. Existem diferentes tipos de acelerómetros, dos quais podemos distinguir os acelerómetros piezoelétricos e os capacitivos, normalmente utilizados em obras de arte.

- Acelerómetros piezoelétricos

Os acelerómetros piezoelétricos, Fig. 3.14, contêm na sua estrutura elementos piezoelétricos, que por sua vez estão associados a uma massa com peso específico, estes elementos encontram-se isolados numa

caixa que os protege. No caso de a base do equipamento sofrer um qualquer movimento, a massa que está no seu interior gera forças de inércia sobre os elementos piezoelétricos, originado assim, uma alteração elétrica no cristal proporcional à força de inércia. Desde que a gama de frequências do acelerómetro não seja ultrapassada, a proporcionalidade entre as forças de inércia e as alterações elétricas e a aceleração a que a massa fica sujeita mantem-se, tal como enuncia a segunda lei de Newton. Estes acelerómetros apresentam uma boa relação qualidade custo, sendo que os materiais utilizados na sua constituição têm um elevado impacto, normalmente, são utilizados “cristais, cerâmicas, polímeros ou compósitos e cerâmica, capazes de combinar as vantagens de ambos, a preços moderados”[16].

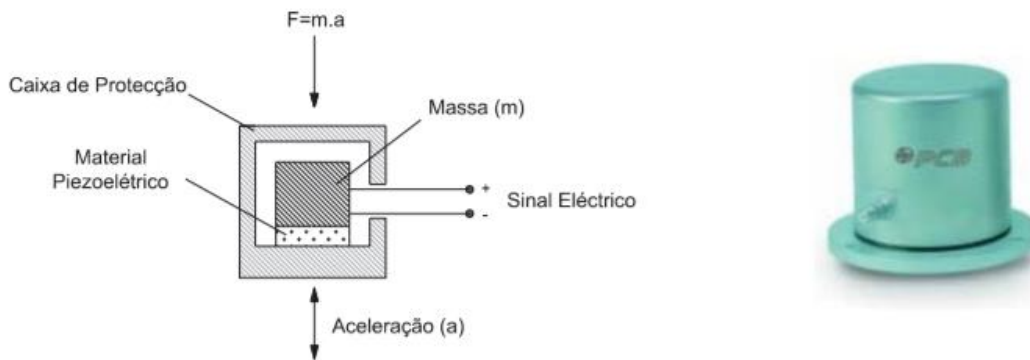


Fig. 3.14- Esquema de Funcionamento acelerómetro piezoelétrico/ modelo da PCB[16].

- **Extensómetros**

Os extensómetros, tendo a capacidade para a medição pontual de extensões, normalmente são aplicados à superfície dos materiais estruturais ou embebidos, sendo que, no segundo caso costuma ser utilizado em elementos de betão e a sua aplicação é feita durante a betonagem. Na área da Engenharia Civil, e que em seguida serão explicitados, os extensómetros mais usados são os extensómetros de resistência elétrica, os extensómetros de corda vibrante e os extensómetros de fibra ótica[16].

- Extensómetro de resistência elétrica

O extensómetro de resistência elétrica, Fig. 3.15, baseia-se na teoria em que a “variação de resistência R de um condutor elétrico de comprimento L quando sujeito a uma deformação mecânica, que será proporcional à extensão”[16]. Estes são constituídos por uma malha de filamento com cerca de 0,025 mm de espessura, denominada de resistência, que por sua vez é colada à superfície através de uma película muito fina, a base, com resina *epoxy*. Na extremidade do fio são ainda colocados dois terminais que tornam possível a ligação a condutores elétricos, estes fazem a ligação entre o sistema de aquisição e o sensor.

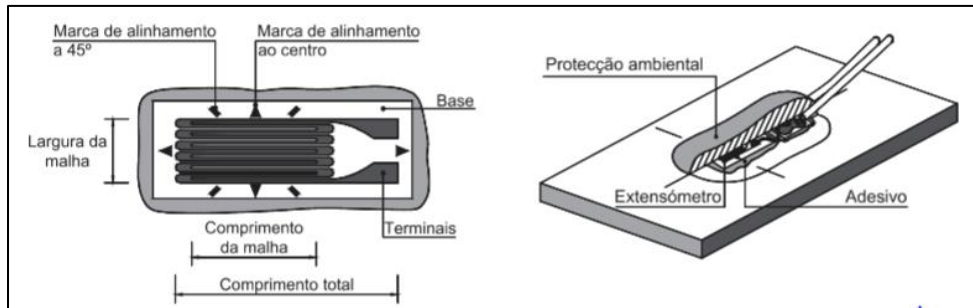


Fig. 3.15- Extensômetro de resistência a elétrica[16].

Quando a superfície de um elemento sofre uma deformação, a resistência elétrica do circuito varia. Se for uma deformação de expansão significa que a área aumenta e por consequência a resistência elétrica do circuito também aumenta, caso seja retração, acontece exatamente o oposto. Como foi referido inicialmente, com a variação da resistência elétrica é possível estabelecer a relação com a extensão.

- Extensômetro de Corda Vibrante

O extensômetro de corda vibrante, Fig.3.16, é constituído por um fio de aço tracionado que está preso nas extremidades a umas bases que estão a uma determinada distância. Quando ocorre uma deformação no aparelho, o estado de equilíbrio desaparece, logo, a distância entre as duas bases varia e por sua vez o estado de tensão do fio também varia. Como varia o estado de tensão do fio, a sua frequência natural de oscilação também sofre alterações, neste caso é possível fazer a relação entre a variação da frequência e a deformação que provoca tal alteração. Na zona central do fio são colocadas duas bobinas que acionadas com impulsos de tensão enviados pela unidade de leitura, criam um campo magnético que faz com que o fio comece a oscilar na sua frequência natural. O fio oscila durante um pequeno período de tempo e o sinal elétrico que produz é enviado para a unidade de leitura, aí é registada a sua frequência de oscilação. Posto isto, é possível obter o encurtamento do fio através da relação entre a frequência de oscilação antes e depois da deformação, por sua vez, o encurtamento do fio é igual à deformação do elemento ao qual o extensômetro está assemblado[14].

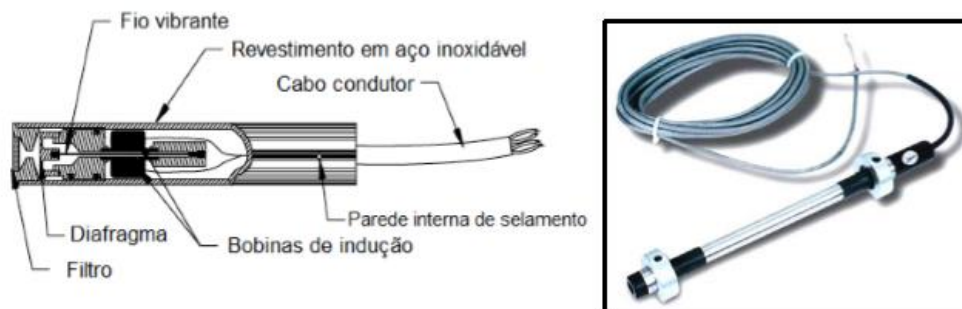


Fig. 3.16- Extensômetro de corda vibrante[14].

- Extensômetro de Fibra Ótica baseados em Redes de Bragg

A rede de Bragg, Fig. 3.17, gravada em fibra ótica consiste “numa modelação local e periódica do índice de refração do núcleo da fibra. Normalmente, são utilizadas fibras com uma concentração elevada de germânio” [14]. Esta funciona com um leque variado de comprimentos de onda que tenham sido

inseridos na fibra e dos quais seleciona um ao qual se dá a denominação de comprimento de onda de Bragg.

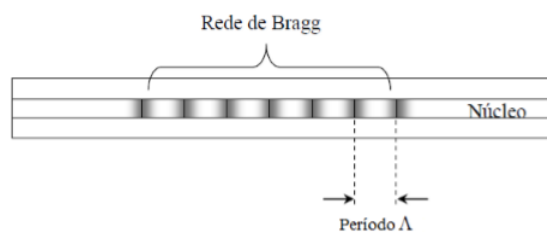


Fig. 3.17- Modelação local do índice de refração do núcleo da fibra ótica que constitui a rede de Bragg[14].

No caso de a rede sofrer uma deformação, Fig. 3.18, o comprimento de onda de Bragg, também sofrerá uma variação. Se a rede se deformar por tração, então irá esperar-se um aumento do período espacial da modelação do índice de refração, que se traduz num aumento do comprimento de onda de Bragg. Já no caso da rede se deformar por compressão, acontece exatamente o oposto à deformação por tração, o comprimento de onda diminui. A partir de uma relação entre a variação do comprimento de onda de Bragg é possível determinar a deformação no elemento ao qual o extensómetro foi inserido. As vantagens deste tipo de sensores são o baixo consumo energético que representam, e como não têm qualquer sinal elétrico no circuito, não existe o risco de distorções de sinal devido à presença de campos eletromagnéticos, logo, fica assegurada a transmissão de dados com bastante precisão[14].

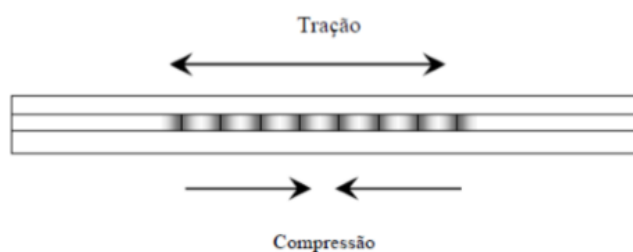


Fig. 3.18- Deslocamento espectral da rede de Bragg submetida a esforços de tração e compressão[14].

- **Células de carga**

As células de carga, Fig. 3.19, têm a capacidade de medir a força que está a ser aplicada num qualquer elemento de uma estrutura, transformando essa força num sinal elétrico. Estas células são muito utilizadas na monitorização de diversas estruturas, pois apresentam um leque extenso quanto à intensidade das forças que consegue medir. Esta versatilidade, aliada à boa precisão que apresenta, permite que estas células tanto sejam utilizadas para medir o esforço axial num elemento estrutural, como para ser utilizado numa balança de precisão.



Fig. 3.19- Célula de carga[14].

Na área da engenharia Civil são utilizados normalmente três tipos de células de carga, as elétricas, as de corda vibrante e as hidráulicas, que serão explicitadas em seguida. Algumas, para além da boa precisão, apresentam a capacidade de medir tanto trações como compressões, sendo que têm um limite máximo para o qual conseguem ler a força que está a ser aplicada.

- Célula de carga de extensómetros de resistência elétrica

As células de carga de extensómetros de resistência elétrica são as que se utilizam com mais frequência, estas são compostas por extensómetros de resistência elétrica que ao comporem um determinado circuito elétrico têm a capacidade de medir o valor de uma resistência elétrica desconhecida. Quando uma força é aplicada à célula, os extensómetros deformam-se na mesma medida que a célula e desta forma ocorre uma variação da resistência elétrica. A partir desta variação é possível fazer uma correlação com a deformação dos extensómetros e calcular essa mesma deformação. Aquando da escolha da célula de carga a utilizar, deve-se se fazer uma escolha bastante ponderada para que seja garantido que as forças que a célula terá de ler não a façam entrar em regime plástico, pois em consequência, isso levaria à má leitura dos resultados seguintes, visto que a célula estaria calibrada para se deformar com uma determinada forma. As células de carga que são compostas por um maior numero de extensómetros são as que apresentam uma melhor precisão na medição das cargas[14].

- Células de carga de corda vibrante

Este tipo de células é constituído por um ou mais extensómetros de corda vibrante. Este tipo de célula funciona na base do extensómetro que já foi explicitado anteriormente, a partir da deformação imposta pela aplicação da carga, através das correlações é possível saber a partir a deformação a intensidade da força que está a ser aplicada na célula.

Como este tipo de células não é afetado por qualquer impulso elétrico, e tem a capacidade para trabalhar em condições mais hostis. Este, é muitas vezes aplicado em meios comuns à geotecnia e consegue que os dados recolhidos percorram distâncias relevantes sem comprometer a sua qualidade.

- Células de carga hidráulica

No caso das células de carga hidráulica, estas não usam extensómetros para a partir da deformação fazerem a correlação com a força que está a ser aplicada. Esta células, Fig. 3.20, são constituídos por um fluido hidráulico que é inserido no seu interior, sem qualquer possibilidade de perdas de fluido, e é também constituído por um êmbolo que tem um diafragma acoplado. Assim, quando é aplica uma força com uma qualquer intensidade, a pressão do fluido aumenta e é possível ver a leitura da pressão/força aplicada no manómetro. Embora este tipo de células de carga apresentem uma precisão mais baixa que

os dois tipos de célula referidos anteriormente, estas não necessitam de qualquer fonte de alimentação energética e por isso podem ser utilizadas em locais remotos[14].

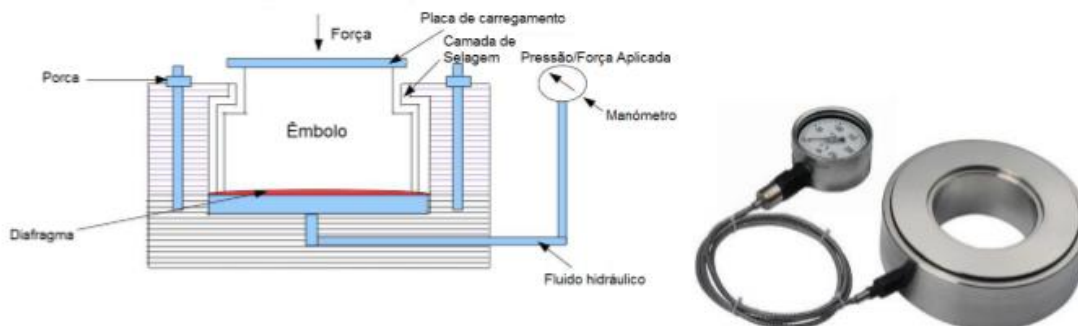


Fig. 3.20- Célula de Carga Hidráulica[14].

- **Medidor de distâncias**

Os medidores de distâncias, Fig. 3.21, têm a capacidade de ler a distância a que está um determinado objeto de si mesmo. Estes sensores têm uma vasta gama de utilização, apresentando uma boa precisão. Normalmente estes dispositivos utilizam a tecnologia de tempo de voo, que se baseia na diferença de tempo entre o sinal emitido pelo sensor e o retorno do sinal, após ser refletido pelo objeto. Nas aplicações de engenharia e automação, o mais comum é o sinal ser um feixe de luz (*laser*), tendo total independência da cor e das propriedades do objeto, ao qual se pretende determinar a distância, na sua precisão. Este instrumento é muito importante no controlo e posicionamento de mecanismos na área da automação para transporte, armazenamento e recuperação de cargas, estando providos de uma saída analógica e de um comutador temporal de saída.



Fig. 3.21 – Sensor de distâncias *laser*, marca SENSOPART.

3.5. SISTEMA OPS

O sistema OPS (“*Organic Pre-Stressing System*”), é considerado um sistema efetor, que para soluções macroestruturais apresenta uma maior viabilidade segundo o contexto tecnológico. A diferença para

outras soluções de pré-esforço, como sistemas de controlo com cabos ativos, que foram antecedentes, baseia-se no facto de no sistema de pré-esforço orgânico, alguns cabos sejam tensionados ou relaxados consoante a decisão efetuada pelo sistema de controlo. Em algumas soluções de pré-esforço é necessário fazer ajustes, ou até aplicar o pré-esforço de forma gradual, ou seja, no fundo, aplica-se um pré-esforço variável, sendo que estas atuações podem ser consideradas antecedentes do pré-esforço orgânico. A aplicação do pré-esforço orgânico surge da necessidade de fornecer à estrutura uma capacidade de resposta face às ações a que está sujeita.

Ao efetuar-se um dimensionamento convencional relativamente ao comportamento da estrutura para diferentes solicitações a que está sujeita, mas no final recairá para uma única solução, ou seja, o dimensionamento da estrutura poderá estar otimizado para alguns cenários, mas para outros não. Este problema surge de forma mais pronunciada em soluções de pré-esforço, pois este é dimensionado para uma parte ou para a totalidade da sobrecarga variável, ou seja, a estrutura fica sujeita ao estado de tensão imposto pelo pré-esforço que por vezes pode ter um resultado desfavorável. Muitas vezes para resolver estes problemas, os projetistas têm a necessidade de aumentar as dimensões estruturais, de forma a resolver as ações que os próprios dimensionaram. Posto isto, o pré-esforço orgânico tem a capacidade de amenizar o problema anteriormente mencionado, o que às vezes conduz as melhores soluções estruturais do que as que se fazem pelo dimensionamento convencional[15].

3.5.1. DESCRIÇÃO GERAL DE UM OPS

Um elemento em que seja aplicado o pré-esforço orgânico é muito semelhante a um elemento onde é utilizado um sistema de pré-esforço convencional não aderente. Tendo como principal diferença de no caso do sistema de pré-esforço orgânico, o pré-esforço não ser utilizado na sua totalidade, deixando assim, uma reserva, que é acionada por um sistema de controlo, para os momentos em que os limites de tensão definidos sejam transpostos. Esta reserva de pré-esforço é utilizada por contrações do sistema orgânico, face às leituras efetuadas do estado de tensão do elemento nas secções de controlo. “Essas contrações são efetivadas pela ação de macacos hidráulicos que afastam as ancoragens da estrutura base, aumentando assim a tração nos cabos, ou seja, ampliando o efeito de pré-esforço”[15].

Este sistema de pré-esforço orgânico, Fig. 3.22, apresenta apenas duas alterações relativamente a sistemas de pré-esforço convencional, por um lado, está provido de sensores, que por sua vez, estão eletronicamente conectados a um controlador e por outro, o sistema de tensionamento apresenta algumas diferenças relativamente ao usado convencionalmente.

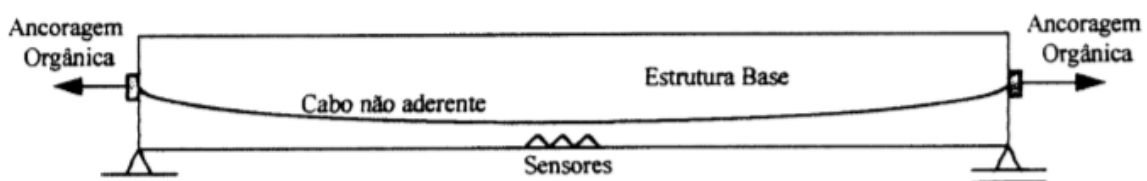


Fig. 3.22- Esquema de uma viga simplesmente apoiada provida de um sistema de pré-esforço orgânico interior[15].

Relativamente ao circuito de controlo de um sistema de pré-esforço orgânico, Fig. 3.23, este é um sistema efetor que se caracteriza por não necessitar de um controlador, portanto, ao ser possível dispensar o controlador, as estratégias de controlo são bastante mais simples, pois só recorrem a leis de

atividade, ou de controlo, binárias. No entanto, existem casos em que é necessário utilizar controladores, mesmo que este controlo seja feito no domínio estático. Desta forma, mantêm-se os princípios concetuais e basta adaptar as diretrizes metodológicas. Os sensores fazendo parte do circuito de controlo, deverão ser capazes de fazer a análise tensional, normalmente de forma indireta através de extensómetros. No caso do atuador, ancoragem orgânica e cabos orgânicos, este é considerado um elemento estrutural, pois tem influência na rigidez e na capacidade resistente da estrutura, independentemente do sistema estar numa fase ativa ou inativa[15].

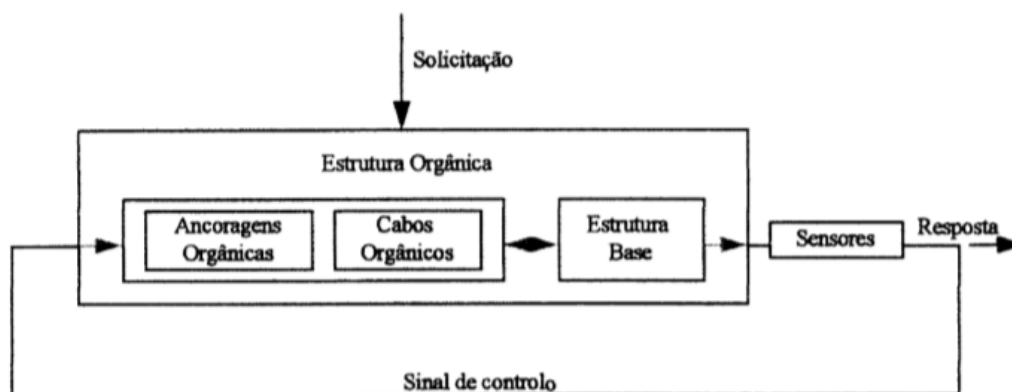


Fig. 3.23- Circuito de controlo do sistema de pré-esforço orgânico[15].

3.5.2. DESCRIÇÃO DOS ELEMENTOS CONSTITUINTES DO CIRCUITO DE CONTROLO

Segundo o circuito de controlo anteriormente representado, Fig. 3.23, este é composto por quatro elementos principais. O elemento mais importante na constituição do circuito de controlo é a estrutura base, que se caracteriza por ser um elemento de elevada rigidez com capacidade para absorver esforços de compressão quando sujeito às principais solicitações, mas também por ser o elemento capaz de garantir a coerência global da estrutura[15].

Relativamente aos sensores, Fig. 3.24, estes devem garantir uma análise tensional continua nas secções de controlo. Estes tanto medem diretamente as tensões, se forem usados tensómetros, ou de uma forma indireta, usando extensómetros, que permitem assegurar o estado tensional do elemento ao longo do tempo. No caso de se aplicar uma estratégia de controlo simples, que até são mais fiáveis e exequíveis, o circuito eletrónico interligado aos sensores só tem de emitir um sinal binário, caso tenha ou não, sido atingido o estado tensional desejado. Os sensores funcionam como fusíveis de tensão, sendo a informação tratada e enviada pelo circuito eletrónico localizado exteriormente à estrutura base, mas deve estar bem protegido. A localização deste deve ser escolhida de forma cuidada, sendo que o dimensionamento está inserido na fase da estratégia de controlo a adotar.

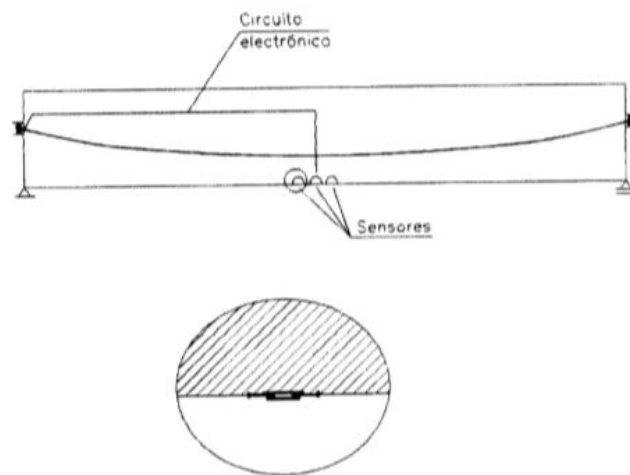


Fig. 3.24- Sensores e circuito eletrônico[15].

As ancoragens orgânicas, Fig. 3.25, têm a função de “músculo”, podendo contrair, embora funcione por extensão dos cabos. Nestas ancoragens, assim como, nas ancoragens de pré-esforço convencional é injetado óleo por um motor no cilindro de esticamento, de forma a pressionar este. No entanto, no caso do sistema de pré-esforço orgânico, estes aparelhos ficam acoplados à estrutura na sua vida útil, tendo como principais diferenças dos convencionais, a velocidade dos cilindros e, por sua vez, as potências das bombas deverão ser de uma ordem de grandeza superior, pois a capacidade mecânica depende da resposta da estrutura. “Por outro lado, o processo de esticamento de cabos, em vez de ser efetivado por esticamento direto, resulta do afastamento das cabeças das ancoragens em relação à estrutura base, o que exige uma configuração diferente das cabeças de ancoragem”[15].

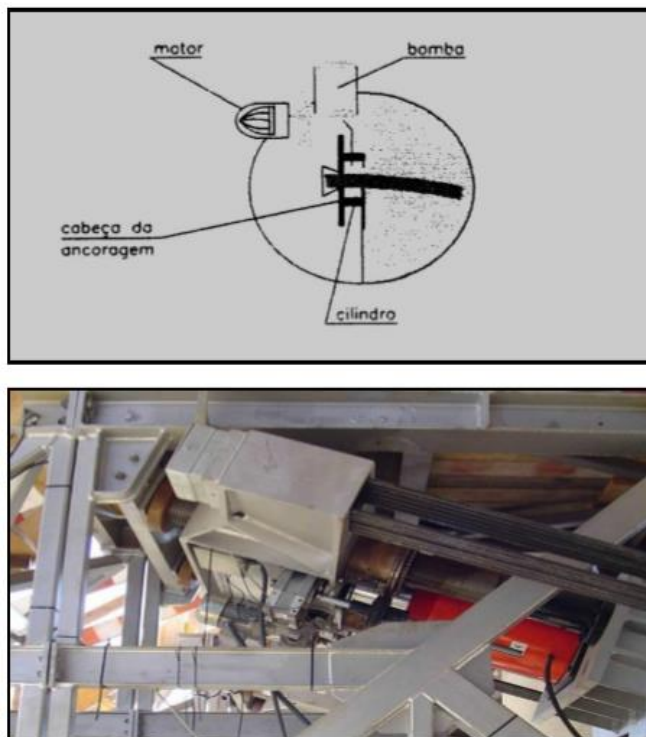


Fig. 3.25 – Ancoragem orgânica[14].

Relativamente aos cabos do sistema orgânico, estes apresentam cordões ou fios tradicionais. No entanto, algumas das propriedades dos cabos normalmente utilizados nas aplicações de pré-esforço, podem “potenciar significativamente as virtudes do sistema proposto”[15], como é o caso da resistência à fadiga. Esta apresenta um estado limite importante nos sistemas de pré-esforço convencional, mas em sistemas de pré-esforço orgânico representa um estado limite condicionante.

3.5.3. METODOLOGIA E FORMULAÇÃO

O sistema de pré-esforço orgânico tem como principal objetivo o controlo das tensões nas secções críticas, garantindo que estas estão dentro dos limites pré-estabelecidos, de forma a garantir a segurança da estrutura.

Embora o carregamento estático se aplique na realidade a carregamentos evolutivos, como estes apresentam uma evolução previsível, é possível relacionar de forma pouco complexa a ação de controlo com o estado de tensão da estrutura. Desta forma, a ação de controlo pode ser determinada diretamente, não sendo necessário a utilização de um controlador. Como o atuador está inserido na estrutura, torna-se necessário fazer a verificação de segurança da estrutura, em relação a limites impostos, devido ao aumento de esforços que este provoca[17].

Tal como já foi referido anteriormente, a estratégia de controlo de um sistema OPS pode ser muito simples. O primeiro algoritmo desenvolvido para a estratégia de controlo foi baseado nos modelos “on/off”, que se traduz na leitura do sensor, que dependendo se o valor lido fica fora do limite superior ou inferior estabelecido, este envia um sinal de controlo ao atuador, para que este entre em funcionamento, relaxando ou contraindo os cabos[17]. A formulação matemática (Eq. 3.2) que expressa o algoritmo de controlo é enunciada da seguinte forma[15].

$$\begin{cases} \Delta_{ai} < \sigma_{Sc,i}(G) + \sigma_{Sc,i}^t(Q) + nc(t) \times \bar{\sigma}_{Sc,i}^{OPS} < \Delta_{ci} \Rightarrow nc(t + \Delta t) = nc(t) \\ \sigma_{Sc,i}(G) + \sigma_{Sc,i}^t(Q) + nc(t) \times \bar{\sigma}_{Sc,i}^{OPS} > \Delta_{ci} \Rightarrow nc(t + \Delta t) = nc(t) + 1 \\ \sigma_{Sc,i}(G) + \sigma_{Sc,i}^t(Q) + nc(t) \times \bar{\sigma}_{Sc,i}^{OPS} < \Delta_{ai} \Rightarrow nc(t + \Delta t) = nc(t) - 1 \end{cases} \quad (3.2)$$

com:

- $\sigma_{Sc,i}(G)$ – tensão na fibra relevante da secção de controlo i devido às cargas permanentes;
- $\sigma_{Sc,i}^t(Q)$ – tensão na fibra relevante da secção de controlo i devido às cargas variáveis no instante t;
- $\bar{\sigma}_{Sc,i}^{OPS}$ – incremento de tensão na fibra relevante da secção de controlo i produzido por uma contração;
- $nc(t)$ e $nc(t + \Delta t)$ – número de contrações ativas no instante t e t + Δt, respetivamente;
- $nc(t) \times \bar{\sigma}_{Sc,i}^{OPS}$ – tensão na fibra relevante da secção de controlo i devido à ação do sistema OPS no instante t;
- Δ_{ci} e Δ_{ai} – margens de compressão e de atividade do sistema orgânico, respetivamente (são os níveis de tensão para os quais os sensores são programados para emitirem sinais de atividade).

Relativamente à estratégia de controlo OPS, podem ocorrer dois fenómenos indesejáveis, a instabilidade e hiperatividade. A instabilidade, Fig. 3.26, faz-se notar quando o sistema OPS entra em ciclos de

atividade alternada, com contrações seguidas de descontrações. Esta pode surgir, no caso do incremento de tensão devido à atuação do sistema ($\bar{\sigma}_{Sc,i}^{OPS}$) seja elevada, comparando com o módulo da diferença de valores admissíveis ($|\Delta_{ci} - \Delta_{ai}|$). Este fenómeno pode ser controlado através da imposição da condição em seguida apresentada[17].

$$|\bar{\sigma}_{Sc,i}^{OPS}| < |\Delta_{ci} - \Delta_{ai}| - \Sigma|\delta_i| \tag{3.3}$$

Com δ_i correspondendo ao valor da incerteza i .

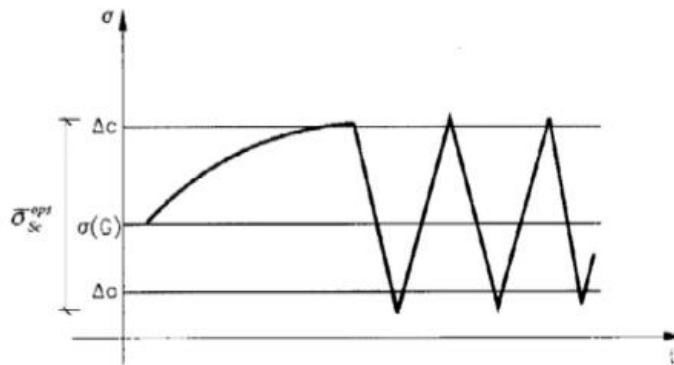


Fig. 3.26- Instabilidade no sistema OPS[15].

Relativamente à hiperatividade, Fig. 3.27, este fenómeno só acontece quando existe mais do que um conjunto de ancoragem e cabo orgânico, no qual um dos sistemas entra em atividade e, por consequência, outros sistemas também podem ser ativados sucessivamente. Em resultado, “os sistemas orgânicos envolvidos entram em processos de evolução monótona dos respetivos estados de atividade, sem que tal implique uma correspondente evolução do estado de tensão da estrutura” [14].

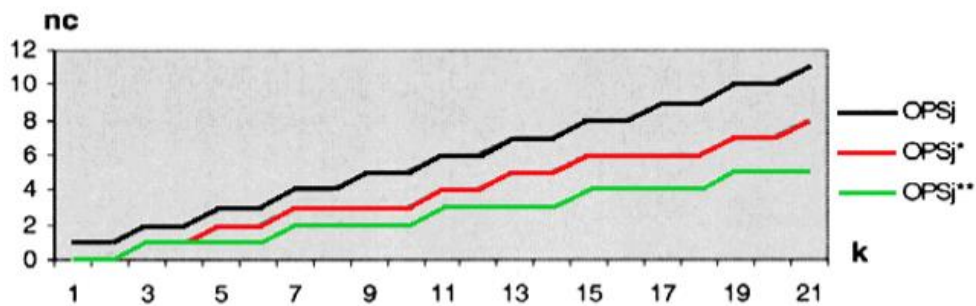


Fig. 3.27- Evolução de estados de atividade de três sistemas orgânicos em hiperatividade.

Na aplicação do sistema OPS as deformações também podem ser usadas como balizas para o funcionamento deste. Traduzindo-se segundo na seguinte expressão[17]:

$$\begin{cases} \bar{\Delta}(t_i) > \Delta c \Rightarrow nc(t_i + \Delta t) = nc(t_i) + 1 \times \xi(t_i) \\ \bar{\Delta}(t_i) \leq \Delta c \Rightarrow nc(t_i + \Delta t) = nc(t_i) \end{cases} \quad (3.4)$$

Em que:

- $\bar{\Delta}(t_i)$ – é a flecha na secção de controlo no instante t_i ;
- Δc – valor limite para a flecha;
- Δt – “time step” do algoritmo;
- $nc(t_i)$ e $nc(t_i + \Delta t)$ – número de contrações ativas nos instantes t_i e $t_i + \Delta t$;
- $\xi(t_i)$ – função de validação no instante t_i (pode assumir o valor de 0 ou 1).

Ao se introduzir a função de validação ($\xi(t_i)$) no algoritmo, garante-se uma validação contínua da integridade dos elementos que constituem o sistema. Se por motivo algum for detetada uma anomalia, o atuador é bloqueado e um sinal de alarme é ativado. Este é assegurado fazendo a “multiplicação de qualquer contração pela função de validação que estabelece, no instante t_i , se todos os subsistemas cumprem os requisitos de integridade e operacionalidade ($\xi(t_i)=1$) ou não ($\xi(t_i)=0$)”[17]. No entanto, embora se utilize um *software* para o controlo, também são utilizados elementos físicos, de forma a garantir toda a segurança da estrutura orgânica, caso haja algum problema com o sistema.

3.5.4. CABOS

Os cabos são muito utilizados na construção de pontes, nomeadamente nas suspensas e nas atirantadas têm características muito especiais, tendo em conta que são fundamentais para a estabilidade da estrutura e por estarem sujeitos a esforços elevados. Os cabos em questão são constituídos por um aço bastante resistente, em que o diâmetro do arame varia entre os 3 e os 13,5mm (5mm em pontes suspensas e 7mm em pontes atirantadas). Algumas características que os cabos possuem que fazem deles elementos cada vez mais utilizados são uma elevada capacidade de carga, o módulo de elasticidade elevado, uma elevada resistência à fadiga, a facilidade de proteção contra a corrosão, a facilidade de colocação e manuseamento, e um custo reduzido[18].

Existem vários tipos de cabos, que resultam da necessidade de aumentar a resistência. Os cabos de grande resistência pressupõem a utilização de cabos com múltiplos arames, podendo adotar várias tipologias de organização. De seguida serão apresentadas várias tipologias de cordões, tais com cordões helicoidais (“*spiral strands*”), cordões “*locked-coil*”, cordões arames paralelos (“*parallel-wire strands*”).

- Cordões helicoidais (“*spiral strands*”)[19]:
 - Existe um núcleo e as várias camadas de arames estão dispostas em hélice;
 - Camadas dispostas em sentidos opostos;
 - Resistências muito elevadas (1700-1800 kN/m²);
 - O valor nominal do módulo de elasticidade é, por norma, menor 15-25 % que o dos fios individuais não torcidos. A torção dos cabos conduz também a uma redução em cerca de 10 % no valor da sua resistência (relativamente ao fio individual não torcido).

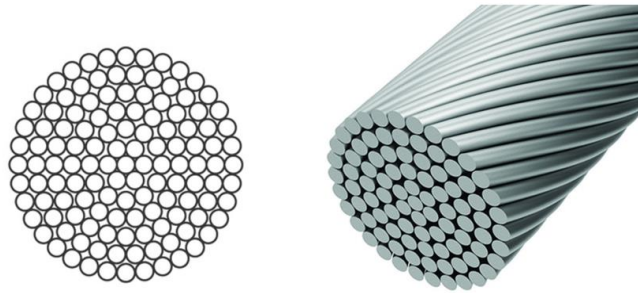


Fig. 3.28- Cabo tipo "espiral/helicoidal", (fonte: Redaelli).

- Cordões "locked-coil"[19]:
 - Constituídos por um núcleo com camadas de arames galvanizados entrançados de grande diâmetro (fios circulares torcidos, tipo "espiral") e por várias camadas de arames com uma configuração em "Z";
 - Os arames em "Z", permitem uma maior rigidez axial, assim sendo uma maior rigidez à deformação;
 - A redução de vazios no interior do fio (devido à maior compactação da sua secção transversal) permite que este tipo de cordões apenas necessite, para além da galvanização dos seus fios de arame, de uma pintura protetora exterior como proteção contra a corrosão. No entanto, por vezes é ainda aplicada uma capa protetora do tipo HDPE.

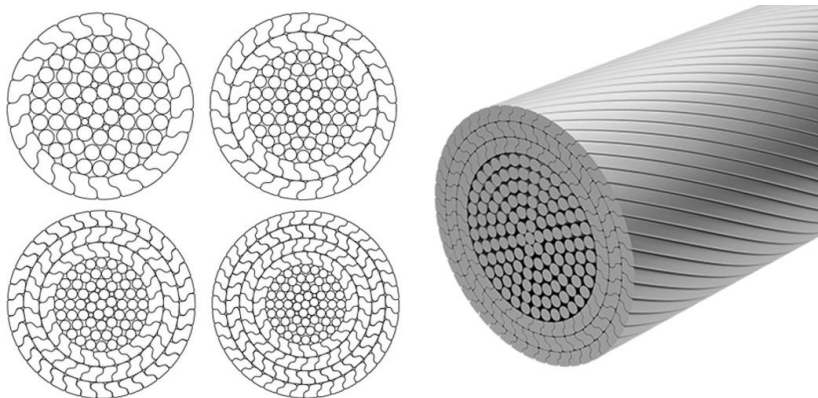


Fig. 3.29- Secção transversal de um cabo tipo "locked-coil", (fonte: Redaelli).

- Cordões arames paralelos ("parallel-wire strands")[19]:
 - Configurações com uma disposição do tipo "paralela" foram desenvolvidas com o intuito de solucionar os problemas inerentes à configuração do tipo "espiral/helicoidais" (redução das suas características mecânicas devido à sua torção). Por esse motivo, os fios utilizados nestes cordões são colocados de forma reta, sem torção.
 - Dificuldades na definição de curvatura, tendo em conta que o raio exterior é maior que o interior, o que pressupõe comprimentos de cabos diferentes;

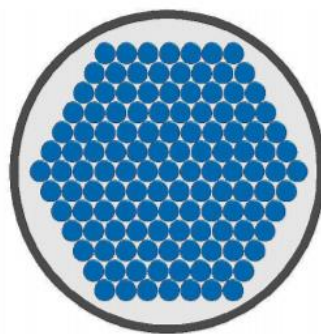


Fig. 3.30- Esquema representativo de um cordão de arames paralelos[19].

Mais recentemente foram desenvolvidos cabos do tipo “paralelo” nos quais os seus fios são torcidos num ângulo de até 3°-4° (valores para os quais se comprovou não afetarem as características mecânicas dos cabos) e protegidos da corrosão através de uma capa denominada HDPE[18].

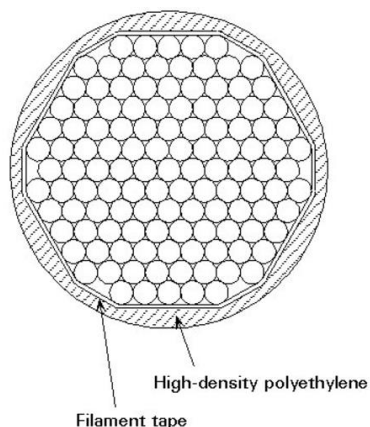


Fig. 3.31- Cabo com capa protetora “HDPE”.

Relativamente à análise do comportamento estático de um cabo, este apresenta uma elevada complexidade inerente à sua natureza não linear, promovida pelo efeito P- δ , pelo efeito P- Δ e pelo efeito catenária. Contudo, os dois últimos são os efeitos com maior peso na não linearidade. No estudo de pontes, estes efeitos têm uma maior relevância, relativamente à não linearidade dos materiais associados à estrutura.

Na análise do comportamento estático de um cabo é imperativa a consideração do efeito catenária elástica. Mas também, é necessário considerar os vários aspetos, tais como:

- Deformação axial e de flexão (Rigidez axial EA_0 e de flexão EI_0);
- Tensão axial instalada;
- Peso próprio do cabo;
- Condições de apoio;
- Ações de solicitação exteriores;
- Eventuais efeitos de 2º ordem.

No entanto, se fossem considerados todos estes parâmetros, e pelas razões inerentes à não linearidade, a análise estática não era viável. Posto isto, torna-se impossível não recorrer a simplificações, que tenham erros associados perfeitamente desprezáveis em análise[19].

Uma das principais características dos cabos é a reduzida rigidez à flexão em comparação com outros elementos estruturais, e é por essa mesma razão que estes possuem grandes deslocamentos, deforma-se facilmente quando solicitado pelo peso próprio, obedecendo a leis não lineares. Desta forma não é possível a utilização da lei de Hooke, que se enquadra no princípio dos pequenos deslocamentos. No entanto, a reduzida rigidez tem alguma contribuição, podendo ou não, ser considerada a simplificação em certos casos. Uma outra característica importante e por vezes condicionante, é a curvatura do cabo nas zonas de ancoragem, tendo em conta que pode não ser possível a sua execução/realização, dadas as restrições rotacionais inerentes a este tipo de ancoragens[19].

3.5.4.1. CATENÁRIA ELÁSTICA

Na Fig. 3.32, está representado um cabo suspenso, em que apenas atua a seu peso próprio, apoiado nas extremidades, onde se podem ver as reações. O estudo do comportamento do cabo segundo uma catenária elástica pressupõe um comportamento de um elemento perfeitamente elástico e considera algumas simplificações na dedução das expressões:

- Rigidez à flexão desprezada;
- Cabo resiste apenas a esforços de tração
- Peso próprio aplicado transversalmente ao desenvolvimento do cabo, considerando a secção transversal constante.

Estas três simplificações foram efetuadas pois, como já foi referido anteriormente, a rigidez à flexão dos cabos é muito reduzida, por esta razão, estes apresentam grandes deslocamentos verticais, seguindo leis não lineares. Só será considerado que resistem a esforços de tração pois não aparecerão esforços contrários, de compressão. A variação da secção transversal, para tensões normalmente aplicadas, é muito pequena, sendo que a carga linear do peso próprio não costuma variar mais que 0.5% [19].

Considerando um equilíbrio de forças num segmento com um comprimento indeformado s , medido a partir do apoio A, obtêm-se as seguintes fórmulas dadas por Irvine, através de[20]:

$$x(s) = \frac{H_A s}{EA_0} + \frac{H_A L_0}{W} \cdot \left[\sinh^{-1} \left(\frac{V_A}{H_A} \right) - \sinh^{-1} \left(\frac{V_A - Ws/L_0}{H_A} \right) \right] \quad (3.5)$$

$$z(s) = \frac{Ws}{EA_0} \left(\frac{V_A}{W} - \frac{s}{2L_0} \right) + \frac{H_A L_0}{W} \left\{ \left[1 + \left(\frac{V_A}{H_A} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - \left[1 + \left(\frac{V_A - Ws/L_0}{H_A} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}} \right\} \quad (3.6)$$

$$T(s) = \left[H_A^2 + \left(V_A - \frac{Ws}{L_0} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}} \quad (3.7)$$

Em que:

s – Comprimento em análise do cabo sem tensão instalada;

L_0 – Comprimento total do cabo sem tensão instalada;

V_A, H_A – Reação vertical e horizontal do apoio A;

- W – Peso do cabo ($W = mgL_0$);
- m – Massa do cabo por unidade de comprimento;
- g – Aceleração da gravidade;
- E – Módulo de elasticidade;
- A_0 – Área da secção transversal do cabo indeformado.

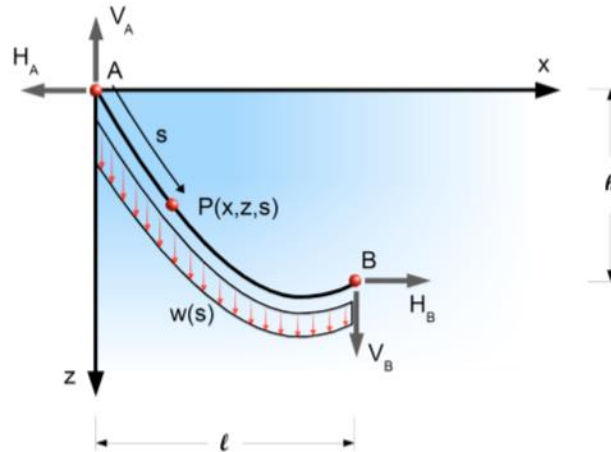


Fig. 3.32- Catenária elástica[19].

Através destas equações cartesianas é possível definir a geometria da deformada do cabo, quando sujeito ao peso próprio e a uma tensão inicial, relativamente aos eixos x e z.

A resolução destas equações pressupõe o conhecimento das reações no ponto A, que pode ser obtida através resolução numérica de:

$$l = \frac{H_A L_0}{EA_0} + \frac{H_A L_0}{W} \cdot \left[\sinh^{-1} \left(\frac{V_A}{H_A} \right) - \sinh^{-1} \left(\frac{V_A - W}{H_A} \right) \right] \quad (3.8)$$

$$h = \frac{W L_0}{EA_0} \cdot \left(\frac{V_A}{W} - \frac{1}{2} \right) + \frac{H_A L_0}{W} \cdot \left\{ \left[1 + \left(\frac{V_A}{H_A} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - \left[1 + \left(\frac{V_A - W}{H_A} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}} \right\} \quad (3.9)$$

Em que:

l – Distância horizontal entre os dois apoios do cabo;

h – Distância vertical entre os dois apoios do cabo.

A solução do sistema composto pelas equações (3.8) e (3.9), é de difícil resolução, necessitando de métodos numéricos muito complexos para o resolver. Contudo, com as capacidades que os computadores têm e utilizando o *software* adequado, é possível realizar várias iterações e chegar a resultados de forma rápida e eficaz.

Partindo do conhecimento das expressões anteriores é possível calcular tensão máxima no ponto A e os ângulos de curvatura nas ancoragens[20].

$$T_A = [H_A^2 + V_A^2]^{\frac{1}{2}} \quad (3.10)$$

$$\omega_a = a \cdot \tan\left(\frac{V_A}{H_A}\right) - \alpha \quad (3.11)$$

$$\omega_B = \alpha - a \tan\left(\frac{V_B}{H_B}\right) = \alpha - a \tan\left(\frac{V_A - W}{H_A}\right) \quad (3.12)$$

O valor do *sag* do cabo (d) representa o desvio vertical máximo entre o cabo na sua posição inicial e após ser solicitado. A localização para o qual o desvio é máximo (s_{sag}) é dado por[20]:

$$s_{sag} = \frac{L_0}{W} \left(V_A - h \frac{H_A}{l} \right) \quad (3.13)$$

O valor do *sag* é obtido através de[20]:

$$d = z(s_{sag}) - \frac{h}{l} x(s_{sag}) \quad (3.14)$$

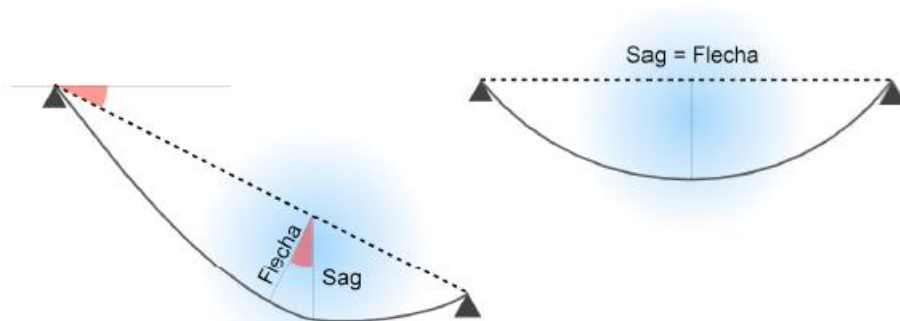


Fig. 3.33- Diferença entre Sag e Flecha[19].

A *sag* é uma característica geométrica muito importante e algumas vezes condicionante nestes elementos. Esta representa a distância, na vertical, entre a corda (linha que une os apoios) e o cabo deformado, sendo que é igual à flecha no caso de os apoios estarem ao mesmo nível[19]. Esta característica é muito importante, pois o deslocamento vertical influencia a variação dos esforços horizontais e vertical do cabo.

O valor do comprimento final do cabo deformado é calculado através de[20]:

$$L_f = L_0 + \frac{H^2 L_0}{2WEA_0} \left[\frac{V_A}{H_A} \sqrt{1 + \left(\frac{V_A}{H_A}\right)^2} + \ln \left(\frac{V_A}{H_A} + \sqrt{1 + \left(\frac{V_A}{H_A}\right)^2} \right) - \frac{V_A - W}{H_A} \sqrt{1 + \left(\frac{V_A - W}{H_A}\right)^2} - \ln \left(\frac{V_A - W}{H_A} + \sqrt{1 + \left(\frac{V_A - W}{H_A}\right)^2} \right) \right] \quad (3.15)$$

3.5.4.2. PARÁBOLA ELÁSTICA

A abordagem no estudo de cabos através da parábola elástica é utilizada devido ao seu cálculo mais simplificado e à boa aproximação de resultados obtidos (dentro de certos limites). Esta abordagem revela-se eficaz em situações de cabos tensos, ou seja, com relações baixas de *sag/corda* do cabo (usualmente não superior a 1/8), enquadrando-se neste intervalo as pontes atirantadas e a maioria das pontes suspensas[20].

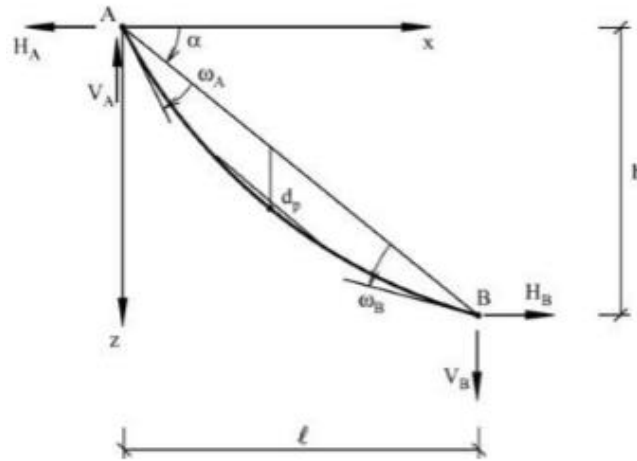


Fig. 3.34- Parábola Elástica[20].

Considerando que o comprimento do cabo original se mantém após a deformação, a equação da parábola é dada por[20]:

$$z(x) = \frac{1}{2} \frac{mg}{H} \cdot \sec(\alpha) \cdot x \cdot (l - x) \cdot \left[1 + \frac{\varepsilon}{6} \cdot \left(1 - 2 \frac{x}{l} \right) \right] + \frac{h}{l} \cdot x \quad (3.16)$$

em que o parâmetro ε é obtido por:

$$\varepsilon = mgl \cdot \sin \left(\frac{\alpha}{H} \right) \quad (3.17)$$

Em situações de cabos tensos, o valor de ε é baixo, sendo possível desprezar o seu valor sem perda de precisão. Nesta situação, a equação (3.16) é reescrita:

$$z(x) = \frac{1}{2} \frac{mg}{H} \cdot \sec(\alpha) \cdot x \cdot (l - x) + \frac{h}{l} \cdot x \quad (3.18)$$

A força T de tração do cabo no ponto onde este é paralelo à sua corda é obtida através da expressão:

$$T = \frac{H}{\cos(\alpha)} \quad (3.19)$$

O *sag* do cabo, segundo a parábola elástica, ocorre a meio vão. O seu valor é obtido através de:

$$d_p = \frac{mgL^2}{8T} \quad (3.20)$$

No caso da parábola elástica, o ângulo de desvio do cabo nas ancoragens é igual nos dois apoios. O seu valor é dado por:

$$\omega_A = \omega_B = \text{atan}\left(\frac{mgL}{2H} + \frac{h}{l}\right) - \alpha \quad (3.21)$$

O comprimento do cabo deformado é calculado através de[20]:

$$L_f = L \cdot \left[1 + \frac{8}{3} \cdot \left(\frac{d_p}{L}\right)^2 - \frac{32}{5} \cdot \left(\frac{d_p}{L}\right)^4 \right] \quad (3.22)$$

As maiores diferenças entre estas duas metodologias analíticas (catenária elástica e parábola elástica) são notadas quando as tensões nos cabos são baixas, e o rácio *sag*/L se aproxima de 1/8.

No decorrer da dissertação o programa de cálculo utilizado foi o SAP2000, assim, teria de ser verificada se a abordagem de cálculo do programa era próxima da metodologia analítica. Assim, segundo Botelho (2008), os desvios entre a análise numérica e a análise analítica de uma catenária elástica são muito inferiores a 1%, logo, os resultados obtidos apresentam bastante segurança. No entanto, quando os apoios estão desnivelados já existem algumas divergências, o que pode ser condicionante em casos práticos, sendo que, quando a corda tem pouca inclinação estas divergências já não acontecem.

3.5.5. ESQUEMA DO SISTEMA OPS A EMPREGAR NA MEGA PONTE ROLANTE

Neste subcapítulo, será proposto um esquema de um sistema de pré-esforço orgânico a aplicar nas mega pontes rolantes. Neste tipo de pontes, a deformação é uma grande condicionante, sendo que com este sistema procura-se usar mais energia, mas por sua vez, utilizar menos massa para solucionar o problema. Assim, consoante a posição da carga e o peso associado a esta, a intenção será aplicar uma força de sentido contrário, de forma a compensar parte ou a totalidade dos esforços gerados pela carga. Na figura que se segue, Fig. 3.35, está representado o esquema do sistema OPS, no qual estão identificados os principais elementos.

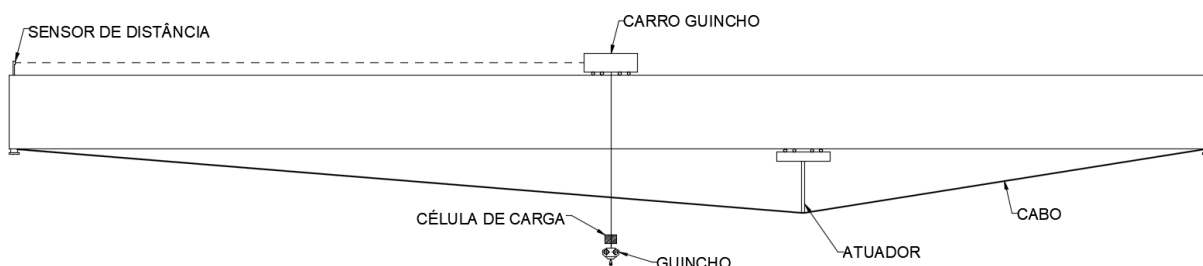


Fig. 3.35- Esquema OPS, principais elementos constituintes.

Como se pode ver na Fig. 3.35, o sistema será composto por um atuador, um cabo e dois sensores principais. O cabo terá um comprimento fixo, estando fixado nas extremidades. O atuador pode realizar movimentos longitudinais e verticais, Fig. 3.36, de forma a tensionar o cabo, e assim aplicar uma força ascendente. Com o movimento longitudinal, que será efetuado através de um carro semelhante ao carro guincho, o atuador fica com a capacidade de aplicar essa força no ponto mais favorável, de forma a compensar mais eficientemente a carga vertical que será introduzida pelo transporte de cargas. O movimento vertical será imposto pela implementação de um atuador hidráulico, que terá capacidade de extensão e retração, consoante a necessidade de deformação do cabo para responder face à carga a transportar.

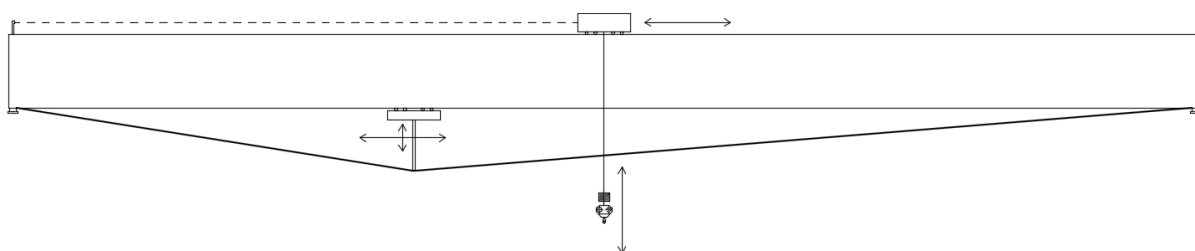


Fig. 3.36- Direção e sentido dos deslocamentos possíveis de realizar pelos mecanismos.

Na extremidade dos cabos de içamento, próximos dos ganchos, será colocado uma célula de carga. Esta célula servirá para medir o peso da carga que se irá elevar e assim, transmitir a informação a um controlador.

Na extremidade da viga, como se pode verificar na Fig. 3.35, existirá um sensor de distância. Este terá como função o cálculo da distância a que está o carrinho da extremidade.

Tomando como exemplo que só existe um carro guincho, o carro do atuador acompanhará sempre, longitudinalmente o anterior, de forma a que a força de controlo seja aplicada na mesma zona que a força da solicitação, assim, o atuador será mais eficiente. A força de controlo dependerá da posição do carro guincho e da carga que este transporta. A posição será calculada a partir do sensor de medição, que por sua vez, envia um sinal para o controlador. O peso da carga que o carro transporta será medido pela célula de carga e enviado, também, para o controlador. Por outro lado, o controlador, dotado de um algoritmo de controlo, calculará a extensão que o atuador hidráulico terá de dar ao cabo de forma a aplicar a força de controlo necessária.

4

DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

4.1. REGULAMENTAÇÃO

A realização de um projeto de estruturas visa garantir um certo grau de fiabilidade e economia, durante o período de vida previsto, sendo capaz de suportar todas as ações durante as diferentes fases da sua vida útil.

Existem três aspetos fundamentais a ter em conta no desenvolvimento do projeto da estrutura:

- Resistência estrutural;
- Critérios de utilização;
- Durabilidade

Neste sentido foi desenvolvido pela Federation Europeenne de la Manutention (FEM), um regulamento que visa estabelecer as diretivas principais para a determinação dos esforços atuantes, que serviram para o dimensionamento de mega pontes rolantes, em que a 3ª edição foi lançada em 1998. Em 2006, o CEN aprovou a nível Europeu a norma, EN 1991 Parte 3, que à semelhança da norma FEM, estabelece as ações a aplicar em vigas de rolamento de pontes rolantes e em pontes rolante. Será realizada uma comparação da amplificação das cargas dinâmicas verticais em função do prescrito por diversas normas.

A verificação da segurança da estrutura metálica foi realizada de acordo com a regulamentação europeia de cálculo e dimensionamento de estruturas metálicas, o Eurocódigo 3. A Parte 1-1 da norma inclui as regras e as disposições gerais e regras para edifícios, complementarmente a Parte 1-5 será essencial na análise pela sua aplicação à análise e dimensionamento de elementos laminares.

Existem outras normas, que estão referenciadas para o projeto de estruturas de suporte de pontes rolantes, mais conhecidas como vigas de rolamentos, caso da EN 1993-6 e da norma brasileira ABNT NBR 8800:2008.

De uma forma complementar será feita uma comparação entre a norma europeia (NP EN 1991-1-4) e a norma FEM, na definição e caracterização da ação do vento.

4.2. AÇÕES SEGUNDO A NORMA F.E.M. E COMPARAÇÃO COM OUTRAS NORMAS

As ações a aplicar na mega ponte rolante foram definidas segundo a norma da *Federation Europeene de la Manutention* (F.E.M. 1.001 3rd Editon - 1998 “*Rules for the design of hoisting appliances*”). Esta norma, para além de definir as ações, também define todas as regras para os elementos mecânicos no que diz respeito à movimentação do pórtico e da carga, estando dividido em oito capítulos. Sendo que neste caso só se irão utilizar os capítulos 1,2 e 3.

No capítulo 1 está inserida a organização da norma. Neste, estão também explicitadas algumas explicações de forma a facilitar o uso da mesma, em que o objetivo passa por determinar as ações e as combinações que devem ser tidas em consideração ao dimensionar estas estruturas de elevação de cargas, mas também, estabelece as condições de resistência e estabilidade para várias combinações.

No capítulo 2, são apresentados critérios de classificação para as estruturas de elevação e a definição das ações a introduzir.

As verificações de segurança, como por exemplo limites de elasticidade, ligações e elementos sujeitos a condições de encurvadura (“*buckling case*”) encontram-se no capítulo 3 da FEM.

Para o dimensionamento da ponte rolante, as ações a que a esta está sujeita são fundamentais para a determinação dos esforços. As ações para a determinação destes esforços estão abaixo indicadas[21]:

- Ações principais exercidas sobre a estrutura metálica, assumindo que esta se encontra imóvel e no estado de carregamento mais desfavorável;
- Ações devido a movimentos verticais;
- Ações devido a movimentos horizontais;
- Ações devido a efeitos climáticos.

4.2.1. AÇÕES PRINCIPAIS E AÇÕES DEVIDO A MOVIMENTOS VERTICAIS

As ações principais dizem respeito à ação do peso próprio associado aos elementos (S_G) e à ação devido à carga de serviço/sobrecarga (S_L). As cargas associadas aos mecanismos moveis devem localizar-se na posição mais desfavorável, para assim, maximizar os esforços a que a estrutura estará sujeita em serviço.

Relativamente às ações devido a movimentos verticais, estas resultam das acelerações ou desacelerações resultantes do içamento da carga, mas também devido a choques verticais associados à movimentação do aparelho sobre o caminho de rolamento. Na estrutura em estudo esta ação dinâmica será tida em conta de uma forma estática equivalente, tendo em conta os critérios estabelecidos pela norma FEM.

Nas ações associadas à elevação da carga de serviço, devem ser consideradas as oscilações causadas por esta. De forma a contabilizar as mesmas, a carga de serviço deverá ser majorada de um coeficiente, ψ , designado de “coeficiente dinâmico”. Este coeficiente dinâmico é determinado através da seguinte expressão:

$$\psi = 1 + \xi \times V_L \geq 1.15 \quad (4.1)$$

Em que,

ξ – Coeficiente experimental;

V_L – Velocidade de elevação [m/s];

Para a ponte rolante em estudo o coeficiente experimental assume um valor de 0.6, e a velocidade de elevação será considerada de 8 [m/min]. Para estes valores, segundo (4.1), o coeficiente dinâmico vem:

$$\psi = 1 + 0.6 \times \frac{8}{60} = 1,08$$

Segunda as normas F.E.M., o coeficiente dinâmico a aplicar à carga de serviço nunca deverá ser inferior a 1,15, logo, o valor do coeficiente dinâmico considerado no cálculo das ações será $\psi = 1,15$. Relativamente às ações devido a movimentos verticais, só será considerado este coeficiente dinâmico relativos às oscilações associadas ao içamento da carga. Os outros fenómenos são muito condicionantes, tanto para a estrutura da ponte como para os elementos mecânicos constituintes da mesma, assim, torna-se imperativo considerar que o caminho de rolamentos e as suas juntas estão em perfeito estado.

A norma ASCE/SEI 7-10 estabelece que a força vertical máxima para seja majorada em 25% para pontes rolantes comandadas por cabine. A norma brasileira ABNT NBR 8800:2008 à semelhança da anterior estabelece os mesmos critérios. A norma europeia EN 1991-3 de 2006 apresenta uma classificação bastante mais abrangente, distinguindo quatro coeficientes de majoração para as forças verticais. Dependendo das características de operação da ponte e do tipo de elemento. A figura seguinte, Fig. 4.1, apresenta a definição dos coeficientes dinâmicos para as várias aplicações.

Coeficiente e efeito dinâmico ao qual está relacionado	Aplicação em
φ_1 - Excitação da estrutura da ponte devido ao içamento da carga do solo	Peso próprio da ponte
φ_2 - Içamento da carga do solo	Carga içada
φ_3 - Liberação repentina da carga içada (aplicável a pontes com garras ou dispositivos magnéticos)	Carga içada
φ_4 - Deslocamento da ponte rolante sobre o trilho ou viga de rolamento	Peso próprio da ponte e carga içada

Fig. 4.1- Definição dos coeficientes dinâmicos[22].

A determinação dos valores dos coeficientes dinâmicos é feita em função dos quadros seguintes apresentados na Fig. 4.2 e 4.3:

Coeficiente	Valores e especificações
φ_1	$0,9 \leq \varphi_1 \leq 1,1$ sendo 0,9 e 1,1 , respectivamente, os valores limites inferior e superior para o pulso vibracional.
φ_2	$\varphi_2 = \varphi_{2,\min} + \beta_2 v_h$ v_h é a velocidade constante de içamento da carga (m/s); $\varphi_{2,\min}$ e β_2 são tabelados e dados na tabela 2.5;
φ_3	$\varphi_3 = 1 - \frac{\Delta m}{m} (1 + \beta_3)$ Δm é parcela da massa içada que é liberada de maneira repentina; m é massa total içada; $\beta_3 = 0,5$ para pontes com garra ou mecanismo similar de liberação lenta; $\beta_3 = 1,0$ para pontes com dispositivo magnético ou mecanismo similar de liberação rápida;
φ_4	$\varphi_4 = 1,0$ desde que as tolerâncias para o alinhamento do caminho de rolamento sejam respeitadas como especificado em EN 1993-6. Caso contrário, o valor de deverá ser determinado com base em EN 13001-2.

Fig. 4.2- Valores e especificações para os diferentes coeficientes dinâmicos[22].

Classe da ponte Rolante	β_2	$\varphi_{2,\min}$
HC1	0,17	1,05
HC2	0,34	1,10
HC3	0,51	1,15
HC4	0,68	1,20

Fig. 4.3- Coeficientes em função da Classe da ponte rolante[22].

A classe da ponte rolante é definida em função da classe de elevação, tendo em conta o mecanismo e a utilidade da ponte, anexo B da EN 1991-3.

A tabela seguinte, Tabela 4.1, mostra os valores da majoração da carga vertical para ter em conta os efeitos de elevação em função da norma aplicada.

Tabela 4.1- Valores de majoração da carga vertical para as diferentes normas.

Norma	Coefficiente de Majoração Dinâmica	Comparação
FEM	1.15	Referência
ASCE/SEI 7-10	1.25	9%
ABNT NBR 8800:2008	1.25	9%
EN 1991-3	1.08	-6%

Dado que a norma FEM é uma referência no dimensionamento deste tipo de estruturas, a análise recairá sobre esta mesma norma, apesar de não ser a norma mais condicionante. Por outro lado, é importante salientar que as combinações condicionam também a majoração da carga estática, sendo que a norma europeia aplica uma majoração de 1.35 para qualquer tipo de combinação.

4.2.2. AÇÕES DEVIDO A MOVIMENTOS HORIZONTAIS

As ações devidas aos movimentos horizontais resultam de quatro efeitos. O primeiro efeito deve-se às forças de inércia resultantes das acelerações ou desacelerações dos movimentos de translação horizontais. Um outro efeito surge das reações horizontais e transversais provocadas pelo rolamento. No entanto os outros dois efeitos não serão considerados, pois a força centrífuga não se aplica a este tipo de pontes e o efeito de choque contra fins de curso é facilmente controlado. Visto que será aplicado um sensor de distância que dá a posição do carro guincho para qualquer instante, considerar-se-á que a ponte rolante será equipada com equipamentos que detetam os batentes de fim de curso, assim é evitado o risco de a ponte colidir contra os mesmos.

Os efeitos horizontais originados pelas acelerações e desacelerações na direção longitudinal da viga resistente estão associados ao movimento de arranque e paragem do carro guincho. Estas forças são aplicadas nas rodas do carro guincho paralelamente aos carris, e devem ser calculadas de acordo com as condições de serviço e as velocidades que o carro guincho atinge.

Para o cálculo destes efeitos foi assumido que a velocidade de movimentação do carro guincho na direção longitudinal à viga seria de $V_H = 30 \text{ m/min} = 0,5 \text{ m/s}$, com base na informação recolhida para este tipo de mecanismos, ver Tabela 2.2. A partir da velocidade atingida pelo carro guincho, é possível determinar, segundo as normas F.E.M., a aceleração segundo a tabela representada na Fig.4.4.

Velocidade a ser alcançada <i>m/s</i>	a) Velocidade moderada e grande extensão de		b) Velocidade moderada e alta para aplicações		c) Elevada velocidade com e elevada aceleração	
	Tempo de aceleração <i>s</i>	Aceleração <i>m/s²</i>	Tempo de aceleração <i>s</i>	Aceleração <i>m/s²</i>	Tempo de aceleração <i>s</i>	Aceleração <i>m/s²</i>
4,00			8,0	0,50	6,0	0,67
3,15			7,1	0,44	5,4	0,58
2,5			6,3	0,39	4,8	0,52
2	9,1	0,22	5,6	0,35	4,2	0,47
1,60	8,3	0,19	5,0	0,32	3,7	0,43
1,00	6,6	0,15	4,0	0,25	3,0	0,33
0,63	5,2	0,12	3,2	0,19		
0,40	4,1	0,098	2,5	0,16		
0,25	3,2	0,078				
0,16	2,5	0,064				

Fig. 4.4- Valores de acelerações e tempos de aceleração, normas F.E.M.[7].

Sendo a velocidade do carrinho de 0.5 m/s e assumindo que este tem as características do tipo “a)”, pela tabela representada acima, a aceleração assume um valor de $a_m = 0,1075 \text{ m/s}^2$ e um tempo de aceleração de $T_m = \frac{V_H}{a_m} = 4.65 \text{ s}$.

Tendo já definidos os valores para a aceleração e para o tempo de aceleração, determina-se a força de inércia. Para tal, é apenas necessário determinar a massa equivalente e os coeficientes μ e ψ_h .

A massa equivalente, m_{eq} , é a massa total de todos os elementos, exceto a massa associada à carga, que têm o mesmo movimento linear que o ponto de suspensão, ou seja, neste caso a massa equivalente é igual à massa do carro guincho pois não existem movimentos rotacionais de outros elementos. Foi assumido para a massa do carro guincho um valor 559 t, valor corrente para este tipo de estruturas.

O cálculo do μ resulta da seguinte expressão:

$$\mu = \frac{m_1}{m_{eq}} \tag{4.2}$$

Em que,

m_1 – Massa da carga nominal

m_{eq} – Massa equivalente

Tendo a carga nominal uma massa de 1000 t, da expressão (4.2) resulta um valor do μ igual a 1,789.

Como o coeficiente μ é superior a 1, segundo as normas F.E.M. o valor do coeficiente ψ_h é dado pela seguinte expressão:

$$\psi_h = [2 + \mu + (1/\mu)]^{0.5} \quad (4.3)$$

A partir da expressão (4.3), o coeficiente ψ_h é igual a 2,085.

Tendo o valor do coeficiente ψ_h é possível determinar a força de inércia, F_T , que resulta da expressão em seguida representada:

$$F_T = \psi_h \times \frac{1}{2} m_{eq+carga\ nominal} \times a_m \quad (4.4)$$

O valor desta força resulta do produto da massa pela aceleração provocada pelo arranque ou pela paragem do carro guincho com a carga de serviço. O valor que resulta da expressão (4.4) para a força de inércia F_T é de 174 kN, mas segundo a norma, este valor tem de estar compreendido entre o intervalo de valores não inferior a 1/30 e superior a 1/4 da carga sobre as rodas. Como o valor resultante da expressão (4.4) é inferior a 1/30 da carga sobre as rodas, o valor será de 509,8 kN.

As reações transversais nos trilhos provocadas pelo rolamento do carro não serão contabilizadas no estudo, visto que não têm influência sob a deformação vertical da viga, uma vez que a deformação será o especto mais condicionante no dimensionamento. Mas também porque será assumido que todas as elevações serão feitas na direção vertical e que não existirão irregularidades nas rodas e trilhos pelo qual o carro guincho circula.

4.2.3. AÇÕES DO VENTO

A ação do vento deve incluir o somatório das forças horizontais aplicadas aos elementos estruturais, na direção do vento e das forças resultantes aplicadas sobre os equipamentos que integram o sistema de elevação. Neste subcapítulo apresentam-se as disposições normativas relativas à norma europeia EN 1991-1-4 e à norma FEM na caracterização da ação do vento.

A FEM trata-se de uma norma integralmente direcionada para este tipo de estruturas, em que são definidos os princípios e regras que fundamentam a definição da ação do vento. Para a definição da velocidade base da ação do vento, não interessa a sua localização, são estabelecidos em função da classe de importância e do vão as velocidades de serviço e de estado limite ultimo, como pode ser observado nas seguintes figuras, Fig. 4.5 e 4.6.

Tipo de aparelho	Pressão do vento N/m^2	Velocidade do vento m/s
Gruas sujeitas a ventos fracos	125	14
Gruas normais instaladas no exterior	250	20
Gruas que trabalham sobre ventos fortes	500	28

Fig. 4.5- Valores para a velocidade e coeficiente de pressão em serviço.[7].

Height above ground lever m	Out of service design wind pressure N/m ²	Approximate equivalent out of service design wind speed m/s
0 to 20	800	36
20 to 100	1 100	42
More than 100	1 300	46

Fig. 4.6- Valores para a velocidade e coeficiente de pressão para uma situação de estado limite ultimo.[7].

A força do vento de projeto é aplicada a cada seção da estrutura e pode ser determinada recorrendo à equação seguinte:

$$F = A \times q \times Cf \tag{4.5}$$

Em que:

A – Área Exposta para a direção definida;

q – Coeficiente de pressão

Cf – Coeficiente de forma ou de força, dependendo se tratar de um elemento ou uma superfície;

Segundo a norma FEM, os coeficientes de força podem ser dados pela figura seguinte:

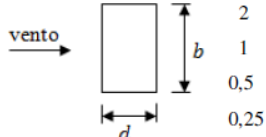
Descrição	Esbeltes Aerodinâmica l/b						
	≤ 5	10	20	30	40	50	>50
Secções rectangulares ocas b/d 							
2	1,55	1,75	1,95	2,10	2,20		
1	1,40	1,55	1,75	1,85	1,90		
0,5	1,0	1,20	1,30	1,35	1,40		
0,25	0,8	0,90	0,90	1,0	1,0		

Fig. 4.7- Coeficientes de força.[7].

Considerando, o caso de estudo exemplo, em que temos um comprimento da ponte de 200m, uma altura de viga de 16m e uma largura de 9.6 temos:

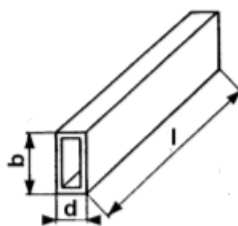


Fig. 4.8- Secção em caixão[7].

$$\frac{L}{B} = 12,5 \text{ e } \frac{B}{d} = 1,67$$

Assim o coeficiente de força de acordo com a Fig. 4.7 é 1,73. Admitindo que se trata de uma grua que trabalha sobre a ação de ventos fortes e a uma altura de 100m, sendo a área de exposição de 3200 m², temos assim uma força de:

- Estado Limite de Serviço – 1384 kN ou 0.44 kN/m² ou 6.92 kN/m;
- Estado Limite Ultimo – 6090 kN ou 1.92 kN/m² ou 30 kN/m;

As condições assumidas devem ser estabelecidas pelo Cliente, pois condicionam o dimensionamento. O projetista deve esclarecer com detalhe estes critérios, de forma a não seja da sua responsabilidade.

Quanto à ação sobre a carga, para cargas sólidas considera-se uma área mínima de 0,5 m²/ton. A norma estabelece uma formula para a determinação da ação sobre estes elementos dada por:

$$F = 2,5 \times A \times q \tag{4.6}$$

Assim temos para uma carga de 1000 ton, uma área de 500m², dando uma força de:

- Estado Limite de Serviço – 313 kN;
- Estado Limite Ultimo – 1375 kN.

A norma europeia EN 1991-1-4 trata-se de uma norma abrangente para os mais variados tipos de estruturas. Para a velocidade base estabeleceu-se a velocidade máxima estabelecida para Portugal de 30m/s (regiões do continente situadas numa faixa costeira com 5 km de largura), bastante diferente da filosofia de cálculo anterior, em que esta está relacionada com a localização e não com as condições de operação[23].

Categoria de terreno	z_0	z_{min}
0 Mar ou zona costeira exposta aos ventos do mar	0,003	1
I Lagos ou zona plana e horizontal com vegetação negligenciável e livre de obstáculos	0,01	1
II Zona de vegetação rasteira, tal como erva, e obstáculos isolados (árvores, edifícios) com separação entre si de pelo menos, 20 vezes a sua altura	0,05	2
III Zona com uma cobertura regular de vegetação ou edifícios, ou com obstáculos isolados com separação entre si de no máximo 20 vezes a sua altura (por exemplo: aldeias, zonas suburbanas, florestas permanentes)	0,3	5
IV Zona na qual pelo menos 15 % da superfície está coberta por edifícios com uma altura média superior a 15 m	1	10

Fig. 4.9- Parâmetros em função da Categoria de Terreno[23].

Segundo a norma EN 1991-1-4 obtemos os seguintes resultados para a definição da ação do vento:

- Categoria de Terreno: 0 - $z_0 = 0.003$ e $z_{min} = 1$;
- Velocidade base = 30 m/s
- $H = 90$ m
- Coeficiente de Rugosidade = 1.37;
- Pressão dinâmica de referência = 0.563 kN/m²
- Coeficiente de exposição = 3,15
- Pressão dinâmica de pico = 1.77 KN/m²

O cálculo da força exercida pelo vento numa estrutura depende, não só de uma pressão dinâmica de pico, mas também do coeficiente de força e das características dinâmicas do elemento em análise. A norma estabelece a seguinte expressão para a sua determinação:

$$F_w = c_s c_d \times c_f \times q_p(z) \times A_{ref} \quad (4.7)$$

Em que:

$c_s c_d$ – Coeficiente estrutural;

c_f – Coeficiente de forma ou de força;

$q_p(z)$ – Pressão dinâmica de Pico à cota z ;

A_{ref} – Área de referência

A altura de referência, corresponde à altura máxima do elemento acima do solo. Para a definição do coeficiente de força, pode-se admitir que poderiam ser aplicados os coeficientes de força para tabuleiros de Pontes, ou painéis de sinalização, ou até mesmo de forma conservativa os coeficientes aplicados a elementos estruturais de aresta viva.

Tabela 4.2- Coeficientes de força

Painéis de Sinalização	Elementos com aresta viva	Pontes
1,80	2,00	2.2

Considerando um valor para o coeficiente de força de 1.8, para ser comparável com a outra norma, temos uma força do vento resultante não majorada de 10200 kN. Comparando as duas temos:

Tabela. 4.3- Cargas resultantes das duas Normas

Norma	ELS/ Não Majorada	ELU/ Majorada
FEM	1384	6090
Eurocódigo	10200	15300

As diferenças são relevantes, por isso neste caso também deve ser esclarecido diante do cliente qual a norma a seguir, dado que pode haver diferenças na ordem dos 740% (ELS). A análise será feita para a norma mais condicionante, neste caso o Eurocódigo NP EN 1991-1-4.

4.2.4. COMBINAÇÕES

Após a caracterização de todas as ações que compõem a estrutura, segundo as normas F.EM. são fornecidos três casos para a combinação das ações já calculadas:

- Caso I – Funcionamento da ponte sem considerar a ação do vento;
- Caso II – Funcionamento da ponte a considerar a ação do vento;
- Caso III – Funcionamento da ponte considerando as ações de carácter excepcional.

Sendo o objetivo da tese, a avaliação e o desenvolvimento de soluções de pontes rolantes, em que o dimensionamento interno e os deslocamentos verticais são de elevada importância, foi assumido que não se iria contabilizar a ação do vento, considerando-se apenas o Caso I, pois o Caso III é bastante condicionante. No entanto, a título prático será aplicado o caso II a uma viga de forma a ser feita uma análise transversal.

No Caso I considerou-se a solicitação estática relativa ao peso próprio (S_G), a solicitação devido à carga de serviço (S_L), que é multiplicada pelo coeficiente dinâmico (ψ), e as ações horizontais (S_H). A combinação para este caso vem então:

$$\gamma_c(S_G + \psi S_L + S_H) \quad (4.8)$$

Em que,

γ_c – coeficiente de majoração.

O valor do coeficiente de majoração, γ_c , varia consoante o grupo na qual a ponte rolante está inserida. Neste caso, a ponte rolante está inserida no grupo A4, segunda a tabela (T.2.1.2.5) apresentada nas normas F.E.M.. A partir da classificação é possível determinar o valor do coeficiente de majoração pela tabela representada na figura seguinte, Fig. 4.10. Assim, o valor do coeficiente de majoração, γ_c , é igual a 1,08.

Grupo do aparelho	A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7	A8
γ_c	1,00	1,02	1,05	1,08	1,11	1,14	1,17	1,20

Fig. 4.10- Valores do coeficiente de majoração segundo as normas F.E.M.[7].

O Caso II das F.E.M. é dado pela seguinte combinação, em que S_w é a ação relativa à ação do vento.

$$\gamma_c(S_G + \psi S_L + S_H) + S_w \quad (4.9)$$

Como pode ser visto pelo apresentado anteriormente, a norma não especifica qual a combinação para a qual devem ser garantidas as condições de serviço. Sendo um dos pontos mais importantes na questão da operabilidade e no dimensionamento, a imposição de requisitos de deformação e de combinações era essencial. Não sendo especificado pela norma a combinação para a qual deve ser garantida as condições de serviço, foi assumida a combinação característica, em que o coeficiente de majoração seria 1, tal como pode ser observado na expressão (4.8) e ainda uma combinação na qual são apenas contabilizadas as cargas variáveis e peso próprio do carro guincho.

Em resumo, teremos:

- Combinação Caso 1 - $1.08(S_G + 1.15S_L + S_H)$
- Combinação Caso 2 - $1.08(S_G + 1.15S_L + S_H) + S_w$
- Combinação Serviço 1 - $1.00(S_G + 1.15S_L + S_H)$
- Combinação Serviço 2 - $1.00(1.15S_L + S_H)$

À semelhança de Ribeiro (2011), embora as combinações admitidas tenham seguido as normas F.E.M. por se tratar de uma norma de referência, as verificações estruturais serão feitas segundo o Eurocódigo 3.

4.3. DIMENSIONAMENTO DA VIGA DA PONTE ROLANTE SEM OPS

4.3.1. PRÉ-DIMENSIONAMENTO

Estando as ações que atuam sobre a estrutura já definidas, proceder-se-á ao pré-dimensionamento da viga da mega ponte rolante. Este pré-dimensionamento foi baseado na geometria de uma viga que já foi aplicada num projeto de uma ponte rolante, ver Fig. 4.5. Sendo que também são conhecidas as massas

dos diferentes elementos que constituem a ponte, como por exemplo, a massa da viga e das pernas. O aço estrutural utilizado foi o S460 M/ML.

Nestas pontes rolantes o limite de deformação, ou seja, a flecha máxima que deve ser cumprida resulta da razão entre o comprimento do vão e uma constante ($L/800$). O cumprimento destes requisitos de serviço é muito condicionante no dimensionamento destas pontes dada a grandeza do vão em análise. Com base neste limite de deformação, facilmente se calcula a flecha máxima permitida, assim, a partir desta será feito o pré dimensionamento, em que se calculará a inércia necessária para responder às ações de forma cumprir o limite de deformação.

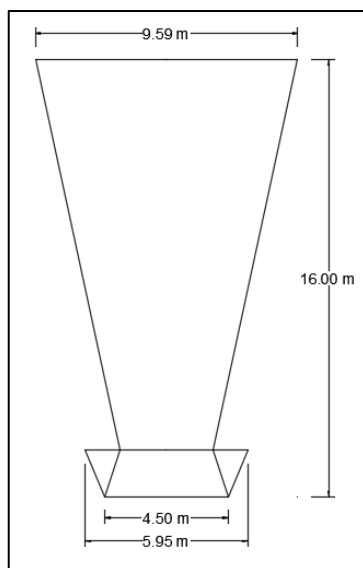


Fig. 4.11- Dimensões gerais da geometria da secção.

A partir deste pré-dimensionamento, pretende-se uma aproximação da espessura das chapas metálicas que serão adotadas para a construção de um modelo de casca que reproduzirá de forma mais realista o comportamento da mega ponte rolante.

No sentido de calcular a inércia necessária para responder aos esforços, foram feitas algumas simplificações. Assim, foi adotado um sistema de viga simplesmente apoiada e assumiu-se que o peso relativo à carga de serviço e ao carro guincho estariam representados por uma única força concentrada. Esta situa-se a meio vão, Fig. 4.12, pois é a posição mais desfavorável para o comportamento da viga.

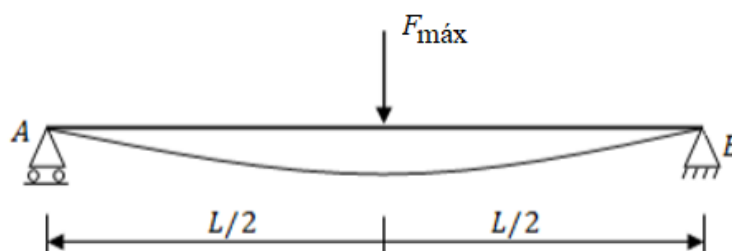


Fig. 4.12- Esquema estático, adaptado de [7].

A força máxima é uma das características principais da ponte rolante, pois está relacionada com a sua capacidade mais o peso dos equipamentos e é igual a 1559 toneladas.

Posto isto, a máxima flecha vertical admitida é:

$$\delta_V = \frac{L}{800} = \frac{200}{800} = 0.25 \text{ m} \quad (4.10)$$

O limite imposto para a verificação aos Estados Limites de Serviço/Utilização é bastante reduzido, quando comparado com outras estruturas. Para uma viga simplesmente apoiada, a flecha é calculada pela seguinte expressão:

$$\delta_V = \frac{P \times L^3}{48 \times E \times I_x} = \frac{15294 \times 1,15 \times 1,08 \times 200^3}{48 \times 210000 \times I_x} = 0,25 \text{ m} \Rightarrow I_x = 6,03 \times 10^{13} \text{ mm}^4 \quad (4.11)$$

A inércia obtida apenas foi calculada para ter em conta a carga a que a viga se encontra sujeita, faltando incluir o peso próprio da mesma. O valor do peso próprio admitido teve por base o conhecimento da massa de uma viga aplicada em mega pontes rolantes. Assim a flecha para uma viga simplesmente apoiada, tendo em conta a carga distribuída relativa ao seu próprio é dada pela expressão:

$$\delta_V = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I_x} = \frac{5 \times 179 \times 200^4}{384 \times 210000 \times I_x} = 0,25 \text{ m} \Rightarrow I_x = 7,1 \times 10^{13} \text{ mm}^4 \quad (4.12)$$

Somando as duas inércias obtidas anteriormente temos, a inércia resultante que a peça deverá ter, igual a $1,34 \times 10^{14} \text{ mm}^4$. Esta inércia em certa medida é bastante conservativa, uma vez que o sistema em causa seria mais uma viga encastrada de um dos lados e simplesmente apoiada do outro.

O momento máximo resultante das ações a considerar, para as condições atrás definidas é igual a 1659700 kN.m. A partir da inércia anteriormente calculada, foi obtida uma secção com as características geométricas descritas abaixo, Tabela 4.4, tendo por base a geometria da secção da Fig. 4.11.

Tabela 4.4- Característica Geométrica da Secção

Características Geométricas da Secção (mm)	
Espessura Alma	50
Espessura do Banzo Inferior	80
Espessura do Banzo Superior	80

Após a obtenção das características geométricas da secção procedeu-se ao pré-dimensionamento dos reforços longitudinais a aplicar nas almas e no banzo superior, mas também os reforços transversais.

Não existindo nenhum critério para pré-dimensionar dimensionar os reforços, como por exemplo, espaçamento entre os mesmos e espessuras a adotar, estes foram arbitrados com base em soluções utilizadas neste tipo de secções. Foi então definida a geometria dos reforços longitudinais, sendo posteriormente verificados. O espaçamento inicialmente admitido entre os reforços transversais foi arbitrado que seria de dois em dois metros e posteriormente também serão verificados, de forma a controlar a encurvadura da alma. Assim, na figura que se segue, Fig. 4.13, está representada a secção e a geometria dos reforços aplicados e espaçamento admitido entre os mesmos.

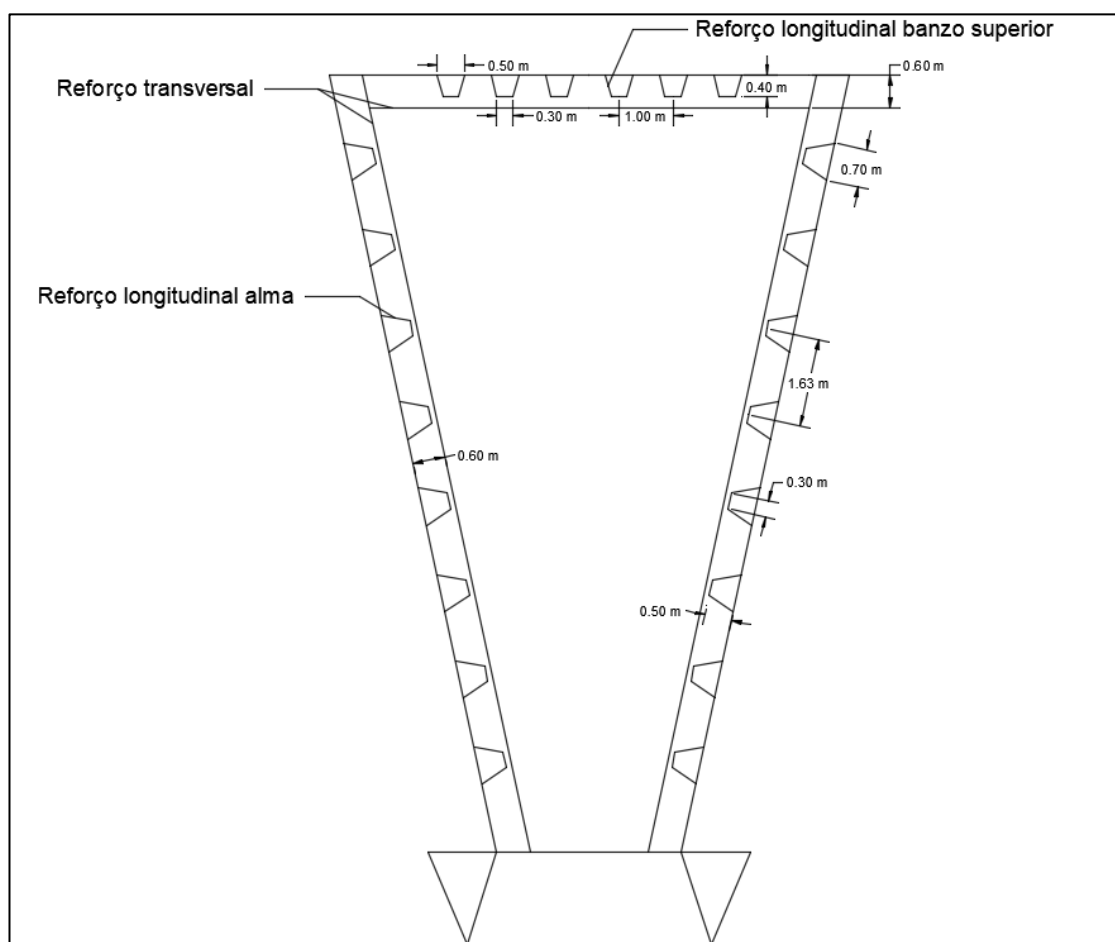


Fig. 4.13- Geometria e disposição dos reforços na secção transversal da viga.

Após a definição das ações que atuam sobre a ponte rolante, geometrias iniciais da secção transversal, das espessuras a utilizar na alma e banzos, e da geometria e disposição dos reforços transversais e longitudinais, procedeu-se à modelação da viga no *software* SAP2000. Realizou-se um modelo de casca de modo a reproduzir um comportamento da viga o mais próximo possível da realidade.

4.3.2. MODELAÇÃO

O contínuo desenvolvimento das ferramentas computacionais permite que se recorra a modelos de cálculo cada vez mais sofisticados, combatendo as insuficiências da teoria de peças lineares. Neste âmbito, tratando-se de elementos metálicos de parede fina é recorrente a análise utilizando o método dos elementos finitos (FEM). A Parte 1-5 do Eurocódigo 3, inclui um anexo dedicado à verificação de estruturas laminares aos estados limites ultimo, de utilização e fadiga recorrendo ao método dos elementos finitos.

A consideração das imperfeições é um dos obstáculos à modelação por elementos finitos, no entanto a norma especifica tolerâncias para a sua consideração. Não existem apenas imperfeições geométricas, havendo por vezes a necessidade de considerar tensões residuais resultantes do processo de fabrico, como é o caso da contra-flecha. Dado que este tema sai fora do âmbito do trabalho, não foi considerado qualquer imperfeição equivalente na análise que será apresentada.

Tendo a secção transversal da viga uma geometria complexa, que se deve em grande parte aos reforços utilizados e aos próprios limites da secção. Esta foi modelada com auxílio de uma secção transversal auxiliar, constituída por elementos de barra e espaçada de dois em dois metros. Esta secção auxiliar permitiu posteriormente dividir os elementos de área em elementos de menor dimensão, sendo que estes teriam de ser elementos de três ou quatro nós, pois o programa só tem capacidade de análise para elementos deste tipo. Foi dada prioridade à formação de quadriláteros, pois entre os dois elementos é a que apresenta maior precisão e os elementos de três nós não devem ser utilizados em zonas de variação brusca de tensões.

Após introduzir a secção transversal auxiliar no programa SAP2000, iniciou-se a modelação dos elementos de área associadas às características da viga já descritas anteriormente. Primeiramente foi dado um espaçamento entre duas secções auxiliares no valor de dois metros de distância, para assim, permitir modelar os elementos longitudinais, ver Fig. 4.14, tais como, banzo superior e inferior, alma e reforços longitudinais de alma e de banzo superior.

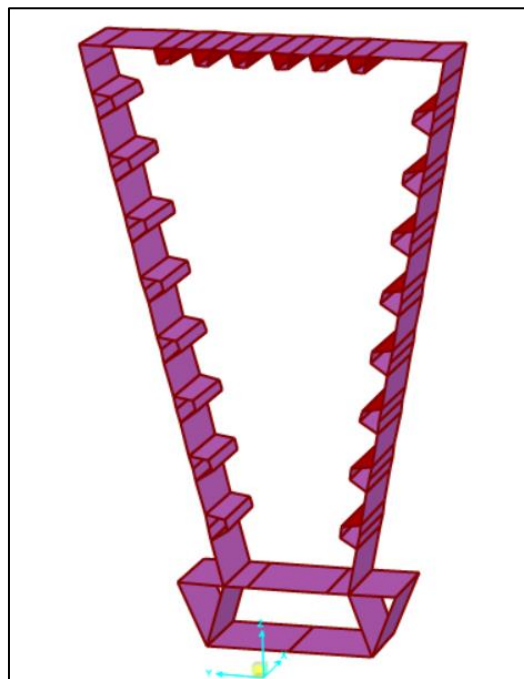


Fig. 4.14- Segmento da viga com comprimento de 2m.

Em seguimento da modelação dos elementos de área longitudinais, a partir da secção transversal auxiliar, foram modelados os elementos de área associados aos reforços transversais, Fig. 4.15.

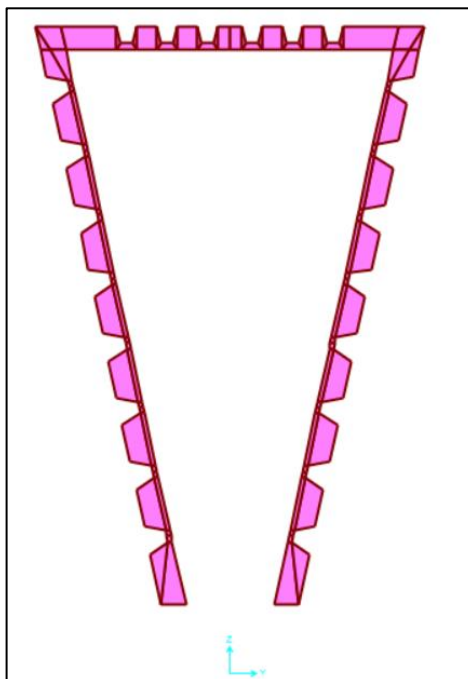


Fig. 4.15- Reforços transversais.

Com a modelação dos reforços transversais ficou então definido um módulo de dois metros de desenvolvimento. A partir deste módulo e tendo a viga um vão de duzentos metros, este foi replicado até perfazer os mesmos. Posto isto, na figura que se segue, Fig. 4.16, está representada a viga já com um com o carro guincho inserido na mesma, este é constituído por elementos de barra que ao nível da direção horizontal têm uma rigidez elevada e por elementos verticais com secção circular de diâmetro equivalente a 10 centímetros e uma altura de um metro, de forma a garantir que cumpria a tensão última e a encurvadura.

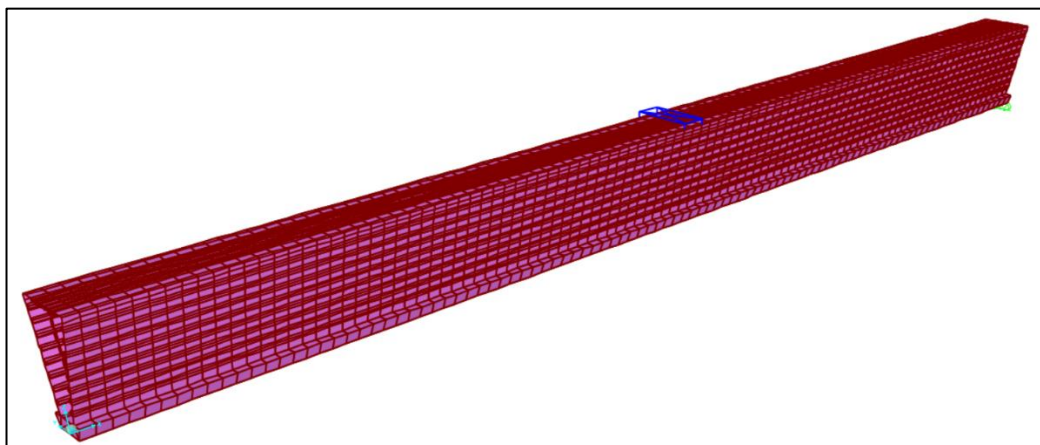


Fig. 4.16- Viga modelada com vão de 200 m e carro guincho na posição de meio vão.

Após a conclusão da modelação da viga foi necessário modelar a perna, que está encastrada na base, e também modelar a ligação rígida à viga, para assim, se obter o efeito pórtico e diminuir a capacidade de rotação da viga nesta extremidade. No extremo oposto pelo motivo de a ligação ser rotulada, foram apenas introduzidos apoios simples, permitindo assim, deslocamentos na direção longitudinal à viga e rotação livre dos nós. Como o dimensionamento da perna da ponte rolante não faz parte do âmbito de estudo deste trabalho, esta foi modelada com base em desenhos de projeto já referidos anteriormente, assim, como também é conhecida a massa da perna, facilmente se calcula as espessuras das chapas a utilizar. Sendo a ligação perna-viga uma zona delicada da estrutura, e não se sabendo o modo como esta é composta, foi admitido que esta seria constituída por um material infinitamente rígido. Na figura que se segue, Fig. 4.17, está representado o modelo final da mega ponte rolante.

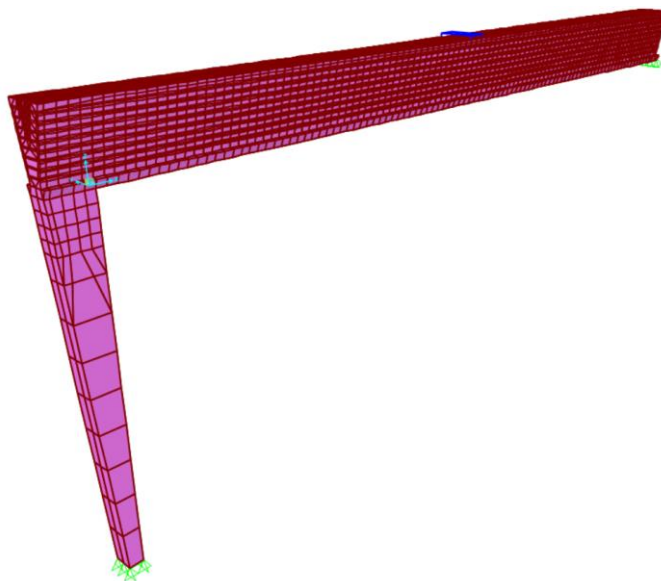


Fig. 4.17- Modelo global da mega ponte rolante.

4.3.3. ASPETOS ESPECÍFICOS DO DIMENSIONAMENTO

4.3.3.1. CRITÉRIOS DE SEGURANÇA E ANÁLISE

Em muitas aplicações, a utilização de seções transversais esbeltas constituem uma alternativa viável, dado que se permite uma otimização da secção, apesar das limitações de tensão máximo no dimensionamento a utilizar.

A classificação das seções transversais traduz a forma como a resistência e a capacidade de rotação de uma seção são influenciados por fenómenos de encurvadura local[12]. Segundo o EC3-1-1, consoante a sua capacidade de rotação e capacidade para formar rótulas plásticas, a secção classifica-se em:

- Classe 1 – capacidade de rotação superior à exigida para a utilização de métodos de análise plástica;
- Classe 2 – pode atingir o momento plástico, mas com uma capacidade de rotação limitada;
- Classe 3- pode atingir a tensão de cedência, mas o momento plástico poderá não ser atingido, tendo em conta a encurvadura local da seção;

- Classe 4 – a encurvadura local impede que a tensão de cedência na zona mais comprimida não seja atingida.

A classificação da secção segundo o Eurocódigo 3 é efetuada com base na relação entre o comprimento, a espessura dos elementos e a classe do aço, de acordo com a tabela representada na figura seguinte, Fig. 4.18.

Componentes internos comprimidos						
						Eixo de flexão
						Eixo de flexão
Classe	Componente solicitado à flexão	Componente solicitado à compressão		Componente solicitado à flexão e à compressão		
Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva)						
1	$c/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$		quando $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{396 \epsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36 \epsilon}{\alpha}$		
2	$c/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 38\epsilon$		quando $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{456 \epsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5 \epsilon}{\alpha}$		
Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva)						
3	$c/t \leq 124\epsilon$	$c/t \leq 42\epsilon$		quando $\psi > -1$: $c/t \leq \frac{42\epsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ quando $\psi \leq -1$: $c/t \leq 62\epsilon(1 - \psi)\sqrt{(-\psi)}$		
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Fig. 4.18- Relações largura-espessura para elementos comprimidos.

De uma forma geral, a classe da secção é dada pela maior classe, neste caso a mais desfavorável, entre os elementos comprimidos que compõem a secção. O dimensionamento de estruturas de classe 4 apresenta alguma complexidade dado que ocorre a encurvadura local da placa ocorre antes que se atinga a tensão de cedência. O Eurocódigo 3 preconiza assim a utilização de secções efetivas como forma de incorporar o efeito da encurvadura local.

Neste contexto de estruturas laminares, o tipo de análise é de extrema importância, dado que condiciona os resultados e a aplicação da mesma. Sendo o objetivo a determinação da resistência elástica e a consideração dos efeitos condicionantes elásticos (“shear lag”), com a limitação da classe da secção, teremos um comportamento geométrico e material linear, onde não será considerado os efeitos das

imperfeições, associado a uma análise elástica. De seguida são apresentados os critérios de segurança estabelecidos pelas normas europeias.

ELU

De acordo com o EC0, para verificações do equilíbrio e da resistência, para um estado limite ultimo deve garantir-se que:

$$E_d \leq R_d \quad (4.13)$$

E_d - Valor de cálculo resultante das ações;

R_d – Valor de cálculo da resistência;

- **Flexão**

A resistência à flexão pode ser condicionada por fenómenos de instabilidade ou pela resistência das secções transversais. Na impossibilidade de ocorrência de fenómenos de instabilidade, o dimensionamento à flexão pode ser efetuado considerando apenas os critérios de resistência das secções transversais através da expressão:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1.0 \quad (4.14)$$

O momento resistente depende da classe da secção, que condiciona a tensão a que a secção deve estar submetida.

- **Esforço transversal**

Segundo a cláusula 6.2.6 do EC3-1-1, o valor de cálculo do esforço transversal atuante V_{Ed} deve verificar a seguinte condição:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1.0 \quad (4.15)$$

ELS

De acordo com o EC0, para verificações do equilíbrio e da resistência, para um estado limite ultimo deve garantir-se que:

$$E_d \leq R_d \quad (4.16)$$

E_d - Valor de cálculo resultante das ações de serviço;

R_d – Valor de cálculo da resistência;

Segundo a norma europeia, a tensão do aço em serviço deve estar limitada a:

$$\sigma_{comp} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,service}} = \frac{f_y}{1.0} \quad (4.17)$$

Em que:

f_y – Tensão de cedência do aço estrutural;

4.3.3.2. SHEAR LAG

O *Shear Lag* é um fenómeno que ocorre nas secções com bantos largos em que as tensões normais máximas acontecem na junção da alma com o banto e são superiores àquelas que se obteria se se utilizasse a teoria elementar de flexão. Devido à deformação por corte, a distribuição de tensões normais num dado banto deixa de ser uniforme e assume um pico de tensão, decrescendo ao longo da sua largura, tal como ilustrado na figura seguinte[24].

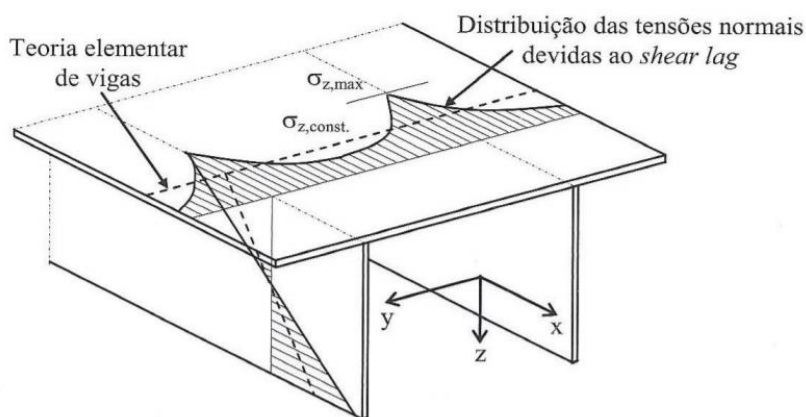


Fig. 4.19- *Shear lag* em viga com banto de grande largura[25].

O *shear lag* é um fenómeno de primeira ordem, puramente elástico, dado que provoca deformações no próprio plano do banto, podendo ocorrer ou não em simultaneidade com a encurvadura da placa devida à compressão. Pelo explicitado anteriormente, as condições geométricas da secção condicionam severamente este efeito.

De forma a ter em conta este efeito é corrente substituí-se a largura dos bantos por uma largura efetiva, em que a força total resultante do diagrama de tensões normais real na largura bruta da barra seja igual à força total resultante de um diagrama de tensões uniformes, como ilustrado na figura seguinte, Fig. 4.20. O parâmetro fundamental que influencia a largura efetiva do banto é a sua relação b/h , o grau de ortotropia, tipo de carregamento e a forma da secção transversal.

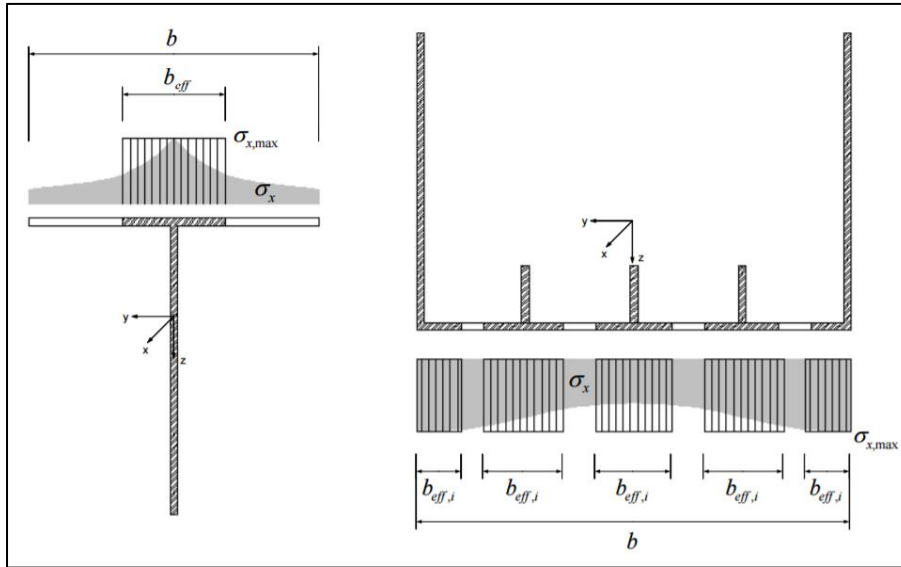


Fig. 4.20- Largura efetiva das secções[25].

O Eurocódigo 3 (NP EN 1993-1-5) apresenta uma formulação semelhante à explicitada anteriormente, em que este efeito pode ser tido em conta através de uma análise rigorosa (modelos FEM) ou através da consideração de uma largura efetiva.

De acordo com a clausula 2.2 (2) da EN 1993-1-5 o efeito global do *shear lag* deve ser tido em conta através da utilização de uma largura efetiva e uniforme ao longo de todo o vão. A norma designa a largura efetiva devida ao *shear lag* pela letra *S* e com a letra *S* a resultante da encurvadura da placa, através da consideração de uma área efetiva.

No dimensionamento o efeito do *shear lag* pode ser desprezado desde que se satisfaça a seguinte condição:

$$b_0 < \frac{L_e}{50} \quad (4.18)$$

Em que:

b_0 – Metade da largura de um banzo interior ou largura de um banzo em consola;

L_e – Comprimento equivalente do vão;

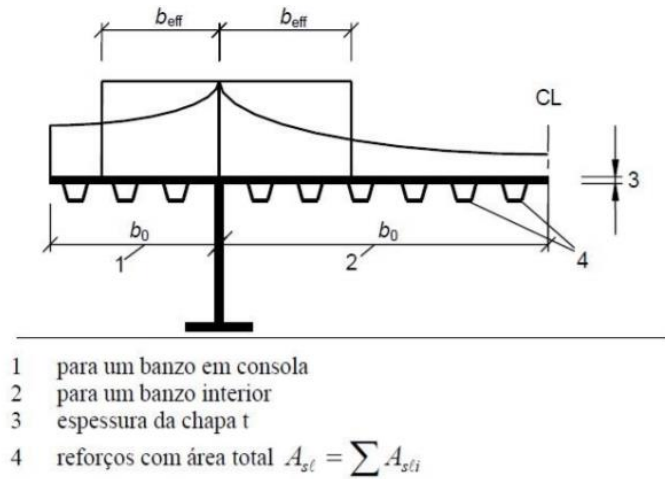


Fig. 4.21- Notações para *shear lag*[26].

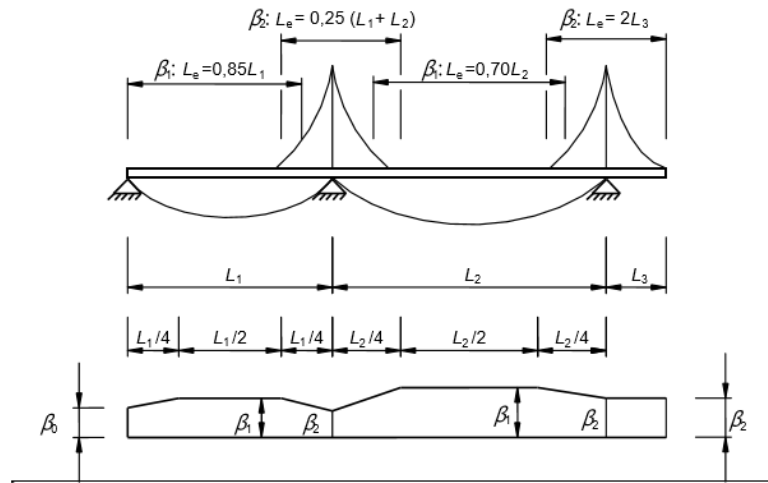


Fig. 4.22- Comprimento efetivo, L_e , de uma viga contínua e distribuição das larguras efetivas[26].

O comprimento equivalente pode ser obtido tendo em conta os critérios estabelecidos na figura anterior, em função das condições de apoio e do vão em análise. Também podemos entender que o comprimento equivalente corresponderá à distancia entre pontos de momentos nulo num vão. Nas vigas em análise será estabelecido o corresponde ao vão 1 da Fig.4.22. Quando o critério anterior é excedido, o efeito de *shear lag* nos banzos devem ser considerados para os estados limites de serviço de acordo com a cláusula 3.2 e de acordo com o ponto 3.3 para o estado limite ultimo da EN 1993-1-5.

Em regime elástico, a largura efetiva segundo a norma é dada por:

$$b_{eff} = \beta b_0 \tag{4.19}$$

Em que o coeficiente de largura efetiva é calculado pela seguinte equação, complementando-se com a tabela:

$$k = \frac{\alpha_0 b_0}{L_e} \quad (4.20)$$

Em que:

$$\alpha_0 = \sqrt{1 + \frac{A_{st}}{b_0 \times t}} \quad (4.21)$$

A definição dos elementos que compõem a expressão anterior pode ser interpretada na Fig. 4.21 e Fig. 4.22. Segue-se na Fig. 4.23, a tabela relativa ao coeficiente de largura efetiva.

κ	Zona de verificação	Valor de β
$\kappa \leq 0,02$		$\beta = 1,0$
$0,02 < \kappa \leq 0,70$	momentos positivos	$\beta = \beta_1 = \frac{1}{1 + 6,4 \kappa^2}$
	momentos negativos	$\beta = \beta_2 = \frac{1}{1 + 6,0 \left(\kappa - \frac{1}{2500 \kappa} \right) + 1,6 \kappa^2}$
$> 0,70$	momentos positivos	$\beta = \beta_1 = \frac{1}{5,9 \kappa}$
	momentos negativos	$\beta = \beta_2 = \frac{1}{8,6 \kappa}$
todos os valores de κ	apoio de extremidade	$\beta_0 = (0,55 + 0,025 / \kappa) \beta_1$, mas $\beta_0 < \beta_1$
todos os valores de κ	consola	$\beta = \beta_2$ no apoio e na extremidade livre

Fig. 4.23- Coeficiente de largura efetiva[26].

O digrama de tensões normais pode ser determinado de acordo com a figura seguinte, Fig. 4.24.

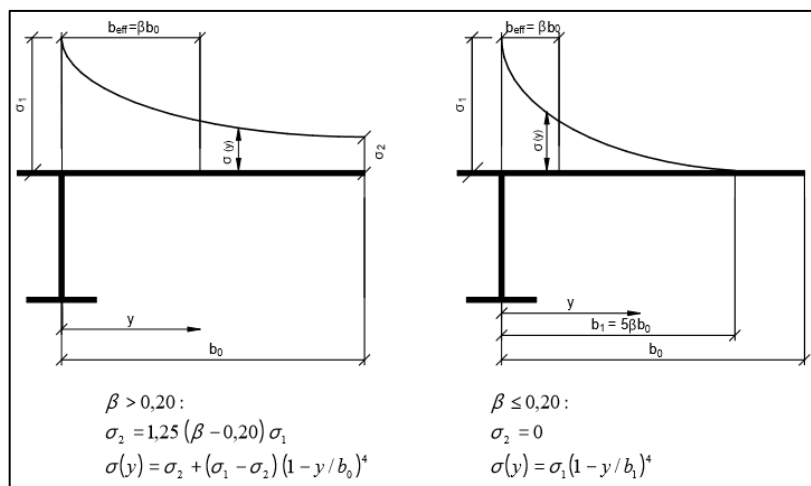


Fig. 4.24- Distribuição de tensões devidas ao shear lag[26].

Já no estado limite último, o shear lag pode ser determinado de acordo com o que foi anteriormente aplicado para o estado limite de serviço (regime elástico), em combinação dos efeitos de shear lag e com o efeito da encurvadura de placa e o shear lag em regime elastoplástico.

4.3.3.3. ENCURVADURA DAS PLACAS REFORÇADAS

Existem zonas ao longo do comprimento da viga em que as placas estão sujeitas a grandes compressões, tanto na zona de momentos máximos negativos, como na zona de momentos máximos positivos. Uma forma de controlar a encurvadura das placas é aplicar um reforço na direção longitudinal.

Os modos de encurvadura à compressão das placas reforçadas podem ocorrer por:

- Encurvadura global da placa reforçada;
- Encurvadura do painel reforçado longitudinalmente entre reforços transversais;
- Encurvadura local da placa não reforçada entre reforços longitudinais;
- Encurvadura dos reforços;

É habitual adotar requisitos geométricos mínimos para os reforços de forma a que não ocorra modos de encurvadura críticos e indesejados. Assim, em termos práticos, a encurvadura de uma placa reforçada é controlada pela encurvadura global da placa, acompanhada ou não de encurvadura local da placa não reforçada entre reforços longitudinais.

Segundo a formulação da norma europeia EN 1993-1-5, a encurvadura deve ser tida em conta nos vários estados de dimensionamento. Existem critérios geométricos que devem ser tidos em conta na utilização de modelos de largura efetiva, tais como:

- Os painéis têm de ser retangulares e os banzos paralelos;
- Reduzidas aberturas nos elementos não reforçados;

O anexo C define orientações para a modelação segunda uma análise pelo Método dos Elementos Finitos (FEM). No entanto será exposto o método das larguras/secção efetivas pela simplicidade de aplicação. A verificação de segurança dos elementos com secção de classe 4 implica a determinação da secção efetiva. Esta verificação é feita placa a placa.

Para o dimensionamento de placas reforçadas longitudinalmente, devem ser tidas em conta as áreas efetivas resultantes da encurvada local dos painéis secundários entre reforços e áreas efetivas resultantes da encurvadura global do painel reforçado.

A área efetiva dos painéis secundários entre reforços, ou seja, para elementos de placa sem reforços, pode ser obtida pela seguinte expressão:

$$A_{c,eff} = \rho A_c \quad (4.22)$$

Em que ρ é o coeficiente de redução e é calculado pelas seguintes expressões:

- Elementos comprimidos internos:

$$\rho=1 \text{ para } \lambda_p \leq 0.673 \quad (4.23)$$

$$\rho = \frac{\lambda_p^{-0.055(3+\psi)}}{\lambda_p^2} \text{ para } \lambda_p > 0.673 \text{ com } (3 + \psi) > 0 \quad (4.24)$$

- Elementos comprimidos em consola:

$$\rho=1 \text{ para } \lambda_p \leq 0.748 \quad (4.25)$$

$$\rho = \frac{\lambda_p^{-0.188}}{\lambda_p^2} \text{ para } \lambda_p > 0.748 \quad (4.26)$$

Em que:

ψ – Razão de tensões

λ_p – Esbelteza normalizada, dada pela seguinte expressão:

$$\lambda_p = \frac{b}{t} \frac{1}{28.4\varepsilon\sqrt{k_\sigma}} \quad (4.27)$$

b – Largura da placa;

t – Espessura da placa;

k_σ – Coeficiente de encurvadura;

ε – Fator que depende da tensão de cedência:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (4.28)$$

Nas figuras que se seguem, Fig. 4.25 e Fig. 4.26, estão representados os quadros referentes ao cálculo de larguras efetivas de acordo com a distribuição de tensões e dependendo se se trata de um elemento interno ou em consola, respetivamente.

Distribuição de tensões (compressão positiva)		Largura efectiva ^p b_{eff}				
		$\psi = 1:$ $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = 0,5 b_{eff} \quad b_{e2} = 0,5 b_{eff}$				
		$1 > \psi \geq 0:$ $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = \frac{2}{5 - \psi} b_{eff} \quad b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$				
		$\psi < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho \bar{b} / (1 - \psi)$ $b_{e1} = 0,4 b_{eff} \quad b_{e2} = 0,6 b_{eff}$				
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$-1 > \psi \geq -3$
Coeficiente de encurvadura k_σ	4,0	$8,2 / (1,05 + \psi)$	7,81	$7,81 - 6,29\psi + 9,78\psi^2$	23,9	$5,98 (1 - \psi)^2$

Fig. 4.25- Elementos comprimidos internos[26].

Distribuição de tensões (compressão positiva)		Largura efectiva ^p b_{eff}				
		$1 > \psi \geq 0:$ $b_{eff} = \rho c$				
		$\psi < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$				
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$0 > \psi > -1$	0	-1	$1 \geq \psi \geq -3$	
Coeficiente de encurvadura k_σ	0,43	$0,578 / (\psi + 0,34)$	1,70	$1,7 - 5\psi + 17,1\psi^2$	23,8	
		$1 > \psi \geq 0:$ $b_{eff} = \rho c$				
		$\psi < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$				
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	
Coeficiente de encurvadura k_σ	0,43	$0,578 / (\psi + 0,34)$	1,70	$1,7 - 5\psi + 17,1\psi^2$	23,8	

Fig. 4.26- Elementos comprimidos em consola[26].

A encurvadura local das seções afeta os resultados da análise global da estrutura, no entanto a clausula 2.2 (5) do NP EN 1993-1-5 indica que a redução da secção só precisa de ser considerada se a secção efetiva de um elemento comprimido foi inferior a 50% da secção bruta. Este aspeto é importante para o desenvolvimento desta tese.

A procura por soluções otimizadas para placas comprimidas conduz muitas vezes à necessidade de as reforçar nas direções longitudinais e transversais.

Numa placa reforçada genérica sujeita a compressão uniforme, segue-se a mesma filosofia anterior, com uma complexidade acrescida fruto da interação entre modos de encurvadura. É conveniente analisar separadamente os banzos e as almas, pelas diferentes condições a que estão sujeitos, quer ao nível da distribuição de tensão, quer pelo método de análise aplicado a cada zona. Normalmente para as almas reforçadas utiliza-se o método da coluna e para os banzos reforçados utiliza-se o método de placa ortotrópica.

Uma placa reforçada, pode ser dividida em vários painéis de acordo com as figuras seguintes.

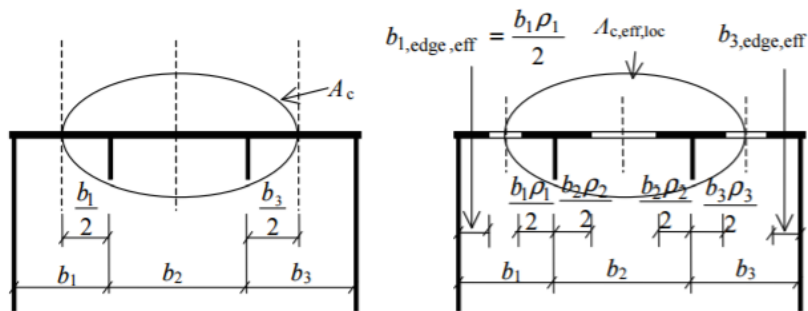


Fig. 4.27- Placa reforçada submetida a compressão uniforme[26].

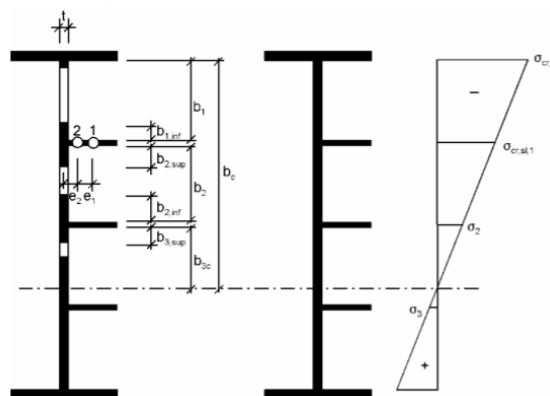


Fig. 4.28- Placa reforçada longitudinalmente[26].

A área efetiva de uma placa reforçada comprimida, é dada por:

$$A_{c,eff} = p_c A_{c,eff,loc} + \sum b_{edge,eff} t \quad (4.29)$$

Em que:

p_c – Coeficiente de redução para a encurvadura global;

t – Espessura da placa;

$b_{edge,eff}$ – Largura efetiva de um painel de acordo com a figura;

$A_{c,eff,loc}$ – Área das secções efetivas de todos os reforços e painéis secundários que se encontram comprimidos e é dada por:

$$A_{c,eff,loc} = A_{sl,eff} + \sum p_{loc} b_{c,loc} t \quad (4.30)$$

$A_{sl,eff}$ – Soma das áreas efetivas de todos os reforços longitudinais;

p_{loc} – Coeficiente de redução de cada painel secundário;

$b_{c,loc}$ – Largura da parte comprimida de cada painel;

Encurvadura tipo - placa

O coeficiente de redução, relativo à encurvadura tipo-placa, é dada por:

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{\beta_{A,c} f_y}{\sigma_{cr,p}}} \quad (4.31)$$

Em que:

$$\beta_{A,c} = \frac{A_{c,eff,loc}}{A_c} \quad (4.32)$$

E,

$$\sigma_{cr,p} = k_{cr,p} \sigma_E \quad (4.33)$$

Sendo,

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 E t^2}{12 (1 - \nu^2) b^2} = 190000 \left(\frac{t}{b}\right)^2$$

Em que t e b são as dimensões geométricas da placa. O coeficiente de encurvadura da placa, é calculado através de abacos para reforços distribuídos ou através de simulações numéricas. O EN 1993-1-5 define dois métodos para o cálculo, mais especificamente no Anexo A.

Encurvadura tipo-coluna

A esbelteza normalizada para o comportamento tipo coluna é dada por:

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{\beta_{A,c} f_y}{\sigma_{cr,p}}} \quad (4.34)$$

Em que:

$$\beta_{A,c} = \frac{A_{sl,1,eff}}{A_{sl,1}} \quad (4.35)$$

$A_{sl,1}$ – Área bruta da secção transversal do reforço;

$A_{sl,1,eff}$ – Área da secção transversal efetiva do reforço e das zonas adjacentes;

A tensão crítica elástica da placa equivalente em modo de coluna, pode ser determinada para o reforço mais próximo do bordo do painel com a tensão de compressão mais elevada, dada por:

$$\sigma_{cr,c} = \frac{\pi^2 EI}{A_{sl,1} a^2} \quad (4.36)$$

Em que:

I – Momento de inércia da secção transversal;

a – Comprimento da placa;

O fator de redução, relativo à encurvadura, deve ser calculado através no EN 1993-1-1, para as esbeltezas e para o fator de imperfeição seguinte:

$$\chi_c = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda_c^2}} > 1.0 \quad (4.37)$$

Em que:

$$\phi = 0.5 [1 + \alpha_e (\lambda_c - 0.2) + \lambda_c^2] \quad (4.38)$$

Onde:

$$\alpha_e = \alpha + \frac{0.09}{\frac{i}{e}} \quad (4.39)$$

α – Valor constante igual a 0.34;

i – Raio de giração do reforço;

e – É o maior valor dos centros de gravidade respectivos da placa e do reforço ao eixo neutro da coluna efetiva, de acordo com a figura anterior.

4.3.3.4. ESTABILIDADE DA ALMA

As almas contribuem fundamentalmente para a resistência ao esforço transversal e para garantir o efeito conjunto da viga. A tensão a que está sujeita corresponde a um estado de tensão de corte, e dada a sua esbelteza muito facilmente ocorrem situações de encurvadura. Após a encurvadura, ela perde a capacidade de resistir às tensões principais de compressão, enquanto que na outra direção as tensões de tração podem aumentar. Estas são responsáveis pelo comportamento pós-encurvadura estável.

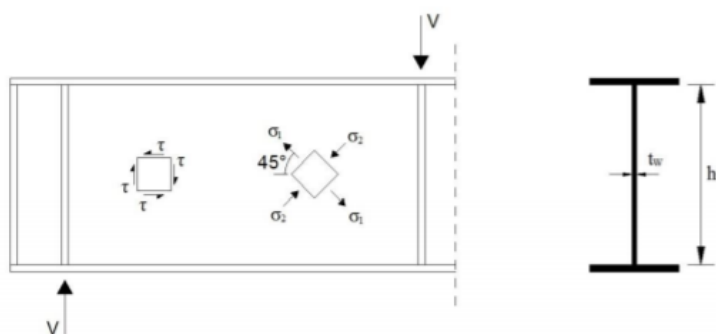


Fig. 29- Estado de tensão instalado na alma quando sujeita a esforço transversal.

Este comportamento pós encurvadura só é possível se os banzos e os reforços transversais, conseguirem ancorar as forças axiais que se geram.

Em termos regulamentares, a resistência ao esforço transversal é especificada no Capítulo 5 da norma EN 1993-1-5, sendo que esta só é válida quando:

- Os painéis têm de ser retangulares cumprindo as tolerâncias apresentadas na norma;
- Todas as aberturas e entalhes têm de ser de pequena dimensão;
- Elementos têm de ser de secção uniforme.

A resistência da alma de uma viga de alma cheia em relação à encurvadura deve ser verificada sempre que não sejam cumpridas as seguintes condições:

- Almas não reforçadas transversalmente

$$\frac{h_w}{t_w} < \frac{72}{\eta} \varepsilon \quad (4.40)$$

- Almas reforçadas transversalmente

$$\frac{h_w}{t_w} < \frac{31}{\eta} \varepsilon \sqrt{k_t} \quad (4.41)$$

Em que:

η – Coeficiente que depende do tipo de aço, igual a 1,20 para aços até S460, inclusive;

h_w – Altura da alma;

t_w – Espessura da alma;

k_t – Coeficiente de encurvadura por esforço transversor;

A segurança das almas reforçadas ou não à encurvadura é assegurada desde que:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{b,Rd}} \leq 1 \quad (4.42)$$

Onde:

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \eta \frac{h_w t_w f_{yw}}{\sqrt{3}} \quad (4.43)$$

Contribuição da alma

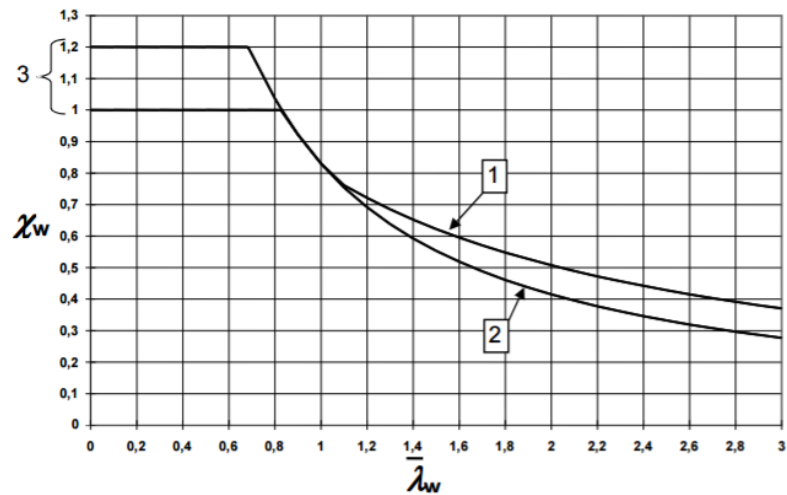
A contribuição da alma para a resistência à encurvadura por esforço transversor é dada por:

$$V_{bw,Rd} = \chi_w \frac{h_w t_w f_{yw}}{\sqrt{3}} \quad (4.43)$$

Onde o fator de redução relativo à contribuição da alma para a resistência à encurvadura por esforço transversor depende dos reforços de extremidade e da esbelteza da alma, tal como apresentado na figura seguinte, Fig.4.30.

	Reforço de extremidade rígido	Reforço de extremidade não rígido
$\bar{\lambda}_w < 0,83 / \eta$	η	η
$0,83 / \eta \leq \bar{\lambda}_w < 1,08$	$0,83 / \bar{\lambda}_w$	$0,83 / \bar{\lambda}_w$
$\bar{\lambda}_w \geq 1,08$	$1,37 / (0,7 + \bar{\lambda}_w)$	$0,83 / \bar{\lambda}_w$

Fig.4.30- Contribuição da alma para a resistência ao esforço transversor[26].



Legenda:

- 1 Reforço de extremidade rígido
- 2 Reforço de extremidade não rígido
- 3 Domínio de η recomendado

Fig. 31- Coeficiente de encurvadura por esforço transversal[26].

A esbelteza normalizada da alma é dada pela relação adimensional entre a tensão de cedência e a tensão crítica de corte da alma:

$$\lambda_w = 0.76 \sqrt{\frac{f_{yw}}{\tau_{cr}}} \quad (4.44)$$

Em que:

$$\tau_{cr} = k_t \sigma_E \quad (4.45)$$

Com:

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 E t^2}{12 (1 - \nu^2) b^2} = 190000 \left(\frac{t}{b}\right)^2 \quad (4.46)$$

- Para almas com reforços transversais sobre os apoios:

$$\lambda_w = \frac{h_w}{86.4 t_w \varepsilon} \quad (4.46)$$

- Para reforços transversais nos apoios e reforços intermédios, transversais ou longitudinais:

$$\lambda_w = \frac{h_w}{37.4 t_w \varepsilon \sqrt{k_t}} \quad (4.47)$$

Em termos genéricos, o coeficiente de encurvadura pode ser obtido numericamente, ou através de abacos ou utilizando as expressões apresentadas de seguida.

- Placas com apenas reforços transversais rígidos:

$$k_t = 4 + 5.34 \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 \quad \text{para } \frac{a}{h_w} < 1 \quad (4.48)$$

$$k_t = 5.34 + 4.00 \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 \quad \text{para } \frac{a}{h_w} \geq 1.0 \quad (4.49)$$

- Placas reforçadas com apenas um ou dois reforços longitudinais e com $\frac{a}{h_w} < 3.0$:

$$k_t = 4.1 + \frac{6.3 + 0.18 \frac{I_{sl}}{t_w^3 h_w}}{\left(\frac{a}{h_w} \right)^2} + 2.2 \sqrt[3]{\frac{I_{sl}}{t_w^3 h_w}} \quad (4.50)$$

- Placas reforçadas com apenas um ou dois reforços longitudinais e com $\frac{a}{h_w} \geq 3.0$:

$$k_t = 4 + 5.34 \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 + k_{sl} \quad \text{para } \frac{a}{h_w} < 1.0 \quad (4.51)$$

$$k_t = 5.34 + 4.00 \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 + k_{sl} \quad \text{para } \frac{a}{h_w} \geq 1.0 \quad (4.52)$$

$$k_{sl} = 9 \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 \sqrt[4]{\left(\frac{I_{sl}}{t_w^3 h_w} \right)^3} \geq \frac{2.1}{t_w} \sqrt[3]{\frac{I_{sl}}{h_w}} \quad (4.53)$$

a – Distância entre reforços transversais;

h_w - Altura da alma;

I_{sl} – Momento de Inércia do reforço longitudinal, incluindo a largura efetiva da alma de $15\varepsilon t_w$ de cada lado do reforço.

Na prática, este tipo de reforços longitudinais tem vindo a ser cada vez menos utilizado dado que o ganho de resistência ao esforço transversal não compensa os custos adicionais de mão de obra e de material, nomeadamente de soldadura.

4.3.3.5. DISTORÇÃO DA SECÇÃO

Quando a viga está sujeita a uma carga excêntrica, a secção transversal movimenta-se de três formas:

- Verticalmente resultante da flexão longitudinal;
- Rotação como um corpo rígido resultante da torção da viga;
- Deformação da secção resultante da distorção por torção

A análise do comportamento da viga sujeito a cargas excêntricas, ou a cargas que provoquem a rotação da mesma não será objeto de análise, sendo proposto para futuros trabalhos.

4.3.4. ANÁLISE DA SECÇÃO

Após uma análise do modelo, verificou-se que as espessuras admitidas em 4.3.1, para as almas, banzo inferior e superior eram demasiado elevadas, uma vez que o peso da viga é muito superior em relação ao do projeto de uma mega ponte rolante que se encontra em anexo. Neste sentido, procurou-se otimizar as espessuras da secção de forma a aproximar o peso próprio da estrutura modelada ao de uma estrutura conhecida, produzida pela Konecranes, anexo A4. Relativamente aos reforços longitudinais e transversais, também a espessura destes foi definida, sendo que, surgiu apenas uma alteração e foram introduzidos mais dois reforços longitudinais no banzo superior de modo a verificar a encurvadura de placas à frente descrita. Posto isto, a solução está representada na figura que se segue, Fig. 4.32. Na Tabela 4.5 estão representados os valores das espessuras referentes a todas os elementos de chapa que compõem a viga.

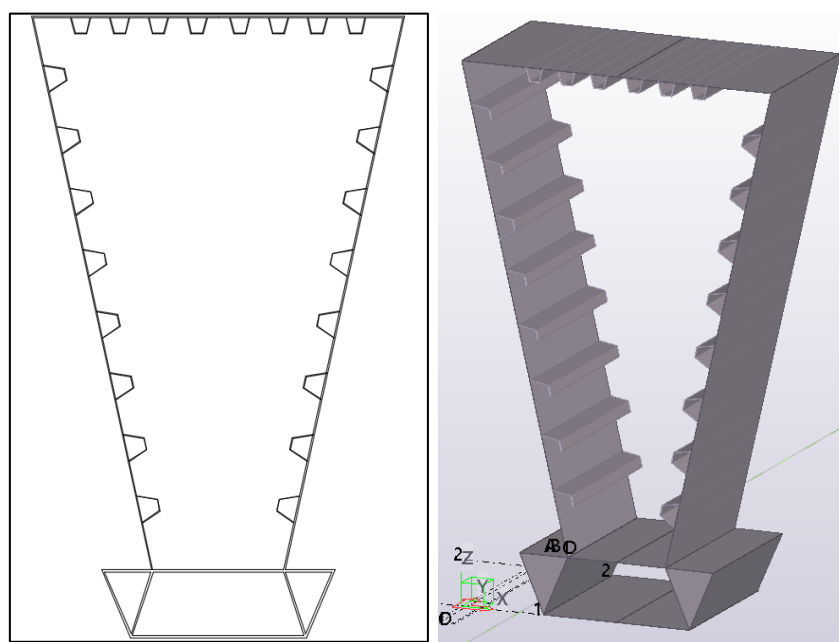


Fig. 4.32- Secção transversal da viga/ Modelo 3D.

Tabela 4.5- Espessura dos elementos constituintes da viga.

Características Geométricas da Secção (mm)	
Espessura do Banzo Inferior	50
Espessura do Banzo Superior	50
Espessura da Alma	30
Espessura dos Reforços Longitudinais Banzo Superior	20
Espessura dos Reforços Longitudinais Alma	15
Espessura dos Reforços Transversais	10

No dimensionamento, dado que teremos de analisar várias situações de projeto. A determinação da rigidez efetiva de flexão da viga principal é essencial, como tal é fundamental definir alguns critérios que condicionam a mesma, tais como, o efeito do *Shear Lag*, a encurvadura de placas e estabilidade da alma.

Efeito do *Shear Lag*

- Secção de meio vão

Por meio de uma folha de cálculo procedeu-se à verificação deste efeito, assim na Fig. 4.33, está representada uma tabela com a verificação do banzo inferior.

Comprimento do vão	200
Largura do Banzo	4,5
Asl	0
Espessura do banzo	0,05

Critério de análise do Shear Lag	
b0	2,25
Le	170
Podemos desprezar o Shear Lag	

Fig. 4.33- Verificação banzo inferior, efeito *shear lag*.

Do mesmo modo foi calculado para o banzo superior, segue abaixo na Fig. 4.34.

Comprimento do vão	200
Largura do Banzo	9,62
Asl	0,075
Espessura do banzo	0,05

Critério de análise do Shear Lag	
b0	4,81
Le	170
Não podemos Desprezar	

Estado Limite de Serviço e de Fadiga	
b0	4,81
Le	170
α_0	1,145360341
k	0,03240696

Momentos positivos	0,99
Momentos negativos	0,88

Fig. 4.34- Verificação do banzo superior, efeito *shear lag*.

Para o caso do banzo superior embora não seja possível desprezar o efeito do *shear lag*, como o $\beta = 0,99$, este efeito pode ser desprezado pois uma redução de 1% na largura do banzo superior não alteraria significativamente a rigidez da viga.

Para confirmação dos resultados obtidos, utilizou-se o Programa Z4, desenvolvido pela CTICM, em que os resultados podem ser consultados na figura seguinte, Fig. 4.35. O Software Z4 destina-se ao cálculo das propriedades efetivas de secções estruturais através da aplicação da norma EN 1993-1-5, tendo sido desenvolvido pelo Centro Técnico Industrial da Construção Metálica (CTICM). Através do programa foi possível fazer a análise da secção onde são apresentados os critérios de resistência relativos ao ELU.


Z4 1.0.1					
<p>I - Section 1</p> <p>I.1 - Calculation results</p> <p>- Shear lag</p> <p>Properties of the effective section</p> <table style="width: 100%; border: none;"> <tr> <td style="width: 50%; vertical-align: top;"> $A = 21517 \text{ cm}^2$ $I_y = 7,601\text{E}+9 \text{ cm}^4$ $W_{y,\text{sup}} = 1,17\text{E}+7 \text{ cm}^3$ $W_{y,\text{inf}} = 7,955\text{E}+6 \text{ cm}^3$ $W_{\text{pl},y} = 0 \text{ cm}^3$ $z_G = 955,51 \text{ cm}$ </td> <td style="width: 50%; vertical-align: top;"> $I_z = 1,861\text{E}+9 \text{ cm}^4$ $W_{z,\text{sup}} = 3,877\text{E}+6 \text{ cm}^3$ $W_{z,\text{inf}} = 3,877\text{E}+6 \text{ cm}^3$ $W_{\text{pl},z} = 0 \text{ cm}^3$ $z_G = 480 \text{ cm}$ </td> </tr> </table> <p>- Design plastic resistant bending moments</p> <table style="width: 100%; border: none;"> <tr> <td style="width: 50%; vertical-align: top;"> $M_{f,Rd} = 526818 \text{ kN.m}$ $M_{\text{pl},Rd}^{(+)} = 2,726\text{E}+6 \text{ kN.m}$ $M_{\text{pl},Rd}^{(-)} = 3,332\text{E}+6 \text{ kN.m}$ </td> <td style="width: 50%;"></td> </tr> </table>		$A = 21517 \text{ cm}^2$ $I_y = 7,601\text{E}+9 \text{ cm}^4$ $W_{y,\text{sup}} = 1,17\text{E}+7 \text{ cm}^3$ $W_{y,\text{inf}} = 7,955\text{E}+6 \text{ cm}^3$ $W_{\text{pl},y} = 0 \text{ cm}^3$ $z_G = 955,51 \text{ cm}$	$I_z = 1,861\text{E}+9 \text{ cm}^4$ $W_{z,\text{sup}} = 3,877\text{E}+6 \text{ cm}^3$ $W_{z,\text{inf}} = 3,877\text{E}+6 \text{ cm}^3$ $W_{\text{pl},z} = 0 \text{ cm}^3$ $z_G = 480 \text{ cm}$	$M_{f,Rd} = 526818 \text{ kN.m}$ $M_{\text{pl},Rd}^{(+)} = 2,726\text{E}+6 \text{ kN.m}$ $M_{\text{pl},Rd}^{(-)} = 3,332\text{E}+6 \text{ kN.m}$	
$A = 21517 \text{ cm}^2$ $I_y = 7,601\text{E}+9 \text{ cm}^4$ $W_{y,\text{sup}} = 1,17\text{E}+7 \text{ cm}^3$ $W_{y,\text{inf}} = 7,955\text{E}+6 \text{ cm}^3$ $W_{\text{pl},y} = 0 \text{ cm}^3$ $z_G = 955,51 \text{ cm}$	$I_z = 1,861\text{E}+9 \text{ cm}^4$ $W_{z,\text{sup}} = 3,877\text{E}+6 \text{ cm}^3$ $W_{z,\text{inf}} = 3,877\text{E}+6 \text{ cm}^3$ $W_{\text{pl},z} = 0 \text{ cm}^3$ $z_G = 480 \text{ cm}$				
$M_{f,Rd} = 526818 \text{ kN.m}$ $M_{\text{pl},Rd}^{(+)} = 2,726\text{E}+6 \text{ kN.m}$ $M_{\text{pl},Rd}^{(-)} = 3,332\text{E}+6 \text{ kN.m}$					

Fig. 4.35- Propriedades da secção efetiva.

Podemos concluir que a secção resultante não apresenta qualquer alteração em termos de área e inércia, sendo a secção efetiva igual à secção bruta.

- Secção de continuidade com o pilar

Decorrente da dificuldade em estabelecer os critérios propostos pela norma para este nó, dado que se trata de um nó de continuidade em um vão de extremidade, não é clara a definição do comprimento efetivo para esta situação e assim sendo não foi objeto de estudo.

Efeito da Encurvadura de Placas

Para a análise elástica é essencial conhecer a área efetiva dos painéis dos banzos devido à encurvadura local de placas. A dimensão dos painéis analisados encontra-se representada nas imagens seguintes, com a respetiva verificação na zona de momentos positivos. É importante referir que como o vão inferior está em tração, os efeitos da encurvadura no banzo inferior são desprezados.

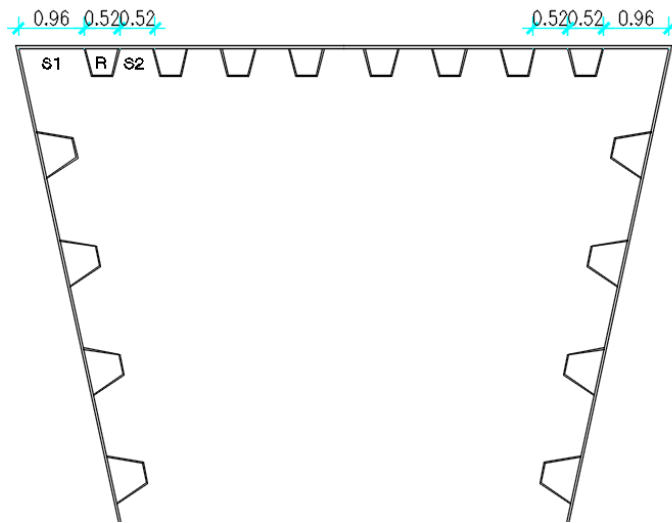


Fig. 4.36- Dimensões dos painéis.

Os painéis encontram-se sujeitos a uma compressão uniforme, e tem um coeficiente de encurvadura igual a 4. A sua esbelteza normalizada é calculada de acordo com as expressões anteriormente apresentadas. Tomando como exemplo a chapa S1, temos:

$$\lambda_p = \frac{\frac{b}{t}}{28.4\epsilon\sqrt{k_\sigma}} = \frac{\frac{960}{50}}{28.4 \times 0.71 \times \sqrt{4}} = 0.47 < 0.673$$

Logo o comprimento efetivo do painel é igual ao comprimento bruto, em que o $p=1$.

	S1	R	S2
b	960	520	520
t	50	50	50
f _{yd}	430	430	430
k _σ	4	4	4
λ _p	0,46	0,25	0,25
p	1	1	1

Fig. 4.37- Esbelteza normalizada dos painéis.

Os reforços são constituídos por duas almas e um banzo entre elas, considerando que estes estão sujeitos a uma compressão pura temos:

$$\frac{c}{t} = \frac{400}{20} = 20 \leq 24 = 33\epsilon$$

$$\frac{c}{t} = \frac{300}{20} = 15 \leq 24 = 33\epsilon$$

As almas e o banzo dos reforços são de classe 1, por isso não há redução da seção bruta.

Comportamento de encurvadura tipo-placa

Para se obter o coeficiente de redução relativo à encurvadura tipo-placa é necessário obter a esbelteza normalizada. A figura seguinte, Fig.4.38, mostra o procedimento necessários à obtenção do coeficiente de redução.

I_{sl} (m ⁴)	0,01236414	
I_p (m ⁴)	0,00007938	
A_{sl}	0,18	
A_p	0,38	
ψ	1,00	
α	3,81	
γ	155,76	3,53
δ	0,47	
$K\sigma_p$	18,35	
$\sigma_{cr,p}$	150,11	
$B_{a,c}$	1	
λ_p	1,75057416	
ρ_c	0,50	

Fig. 4.38- Coeficiente de redução, encurvadura tipo-placa

Tal como descrito anteriormente, a encurvadura local das seções afeta os resultados da análise global da estrutura, no entanto a clausula 2.2 (5) do NP EN 1993-1-5 indica que a redução da seção só precisa de ser considerada se a seção efetiva de um elemento comprimido foi inferior a 50% da seção bruta. Conclui-se que para a análise global, não existem reduções de área devido ao efeito da encurvadura em placa.

Comportamento de encurvadura tipo-coluna

Para se obter o coeficiente de redução relativo à encurvadura tipo-coluna é necessário estabelecer as grandezas geométricas das placas no bordo do painel mais carregado, neste caso comprimido. A figura seguinte, Fig. 4.39, seguinte mostra o procedimento necessários à obtenção do coeficiente de redução.

Isl (m4)	0,0157
Asl (m2)	0,53
e1 (m)	0,22
e2 (m)	0,10
$\sigma_{cr,p}$ (Mpa)	5116,37
Ba,c	1
λ_p	0,299846
α	0,34
i (m)	0,17
α_e	0,46
ϕ	0,56771
χ	0,952585

Fig. 4.39- Coeficiente de redução, encurvadura tipo-coluna.

A redução de 4.8% foi desprezada, dado que não será relevante para a análise a desenvolver.

Instabilidade das Almas

Inicialmente determinou-se a necessidade de verificar a encurvadura da alma reforçada transversalmente, para tal é necessário verificar a condição:

$$\frac{h_w}{t_w} < \frac{31}{\eta} \varepsilon \sqrt{k_t} \quad (4.54)$$

hw (m)	12,1	
a (m)	2	
a/hw	0,165289	
kt	199,4574	
η	1	
tw	0,03	
hw/tw	403,3333	> 437,811

Fig. 4.40- Resolução da condição (4.54).

Sendo apenas função da altura da alma e da distancia entre reforços transversais, o coeficiente de encurvadura foi obtido na tabela anterior. Assim verificou-se a condição para almas reforçadas transversalmente não é necessário verificar a encurvadura delas.

4.3.4.1. ANÁLISE ELÁSTICA DA VIGA SEM OPS

Face à nova secção realizou-se uma verificação aos critérios de dimensionamento exigidos pelo Eurocódigo, tendo em conta que não se obteve nenhuma afetação da secção bruta.

- Estado Limite Último (ELU)

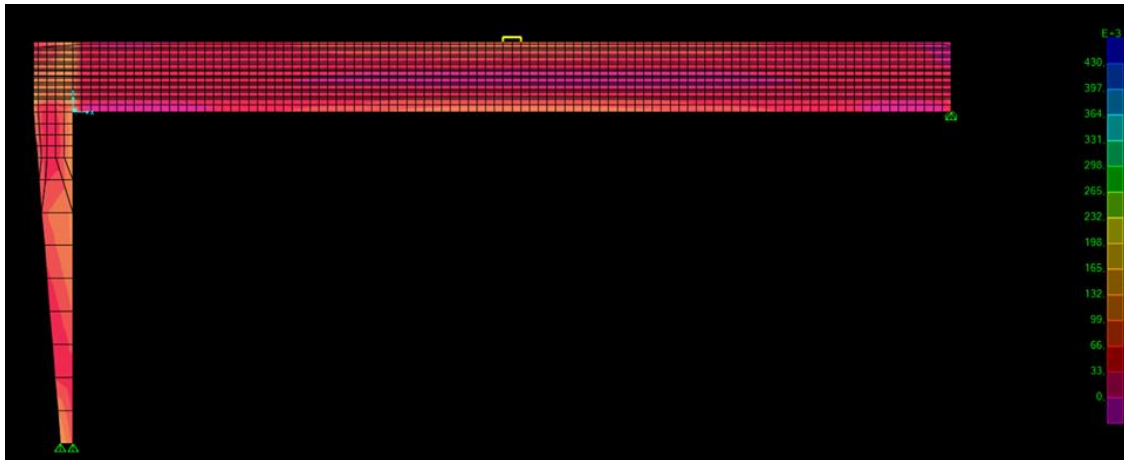


Fig. 4.41- Mapa de tensões combinação Caso I.

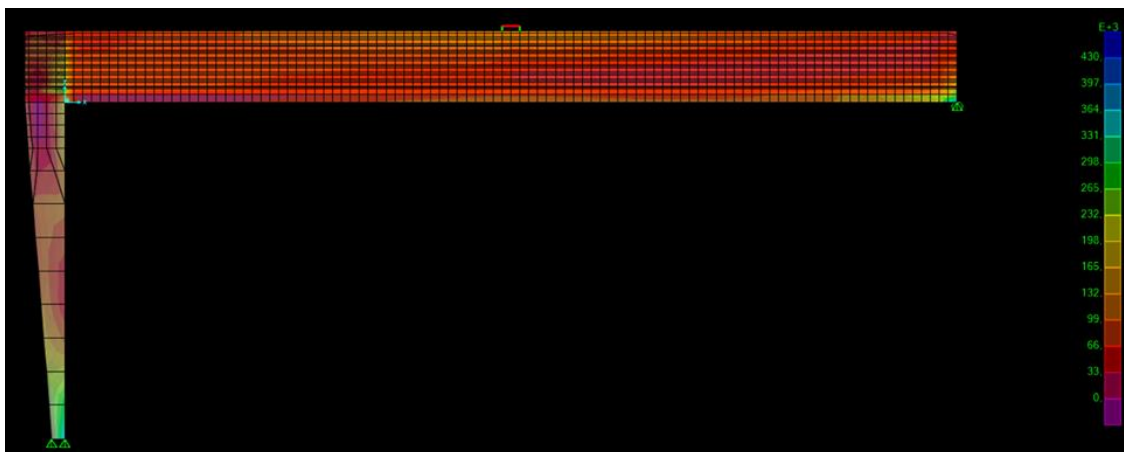


Fig. 4.42- Mapa de Tensões combinação Caso II.

Os resultados apresentados resultam de duas combinações, a primeira figura, Fig. 4.41, está relacionada com a combinação caso I das FEM e a Fig. 4.42 com o caso II. O controle foi realizado de acordo com a norma, garantindo uma tensão máxima de 430 MPa, tendo-se obtido uma tensão máxima de 393 MPa.

- Estado Limite de Serviço (ELS)

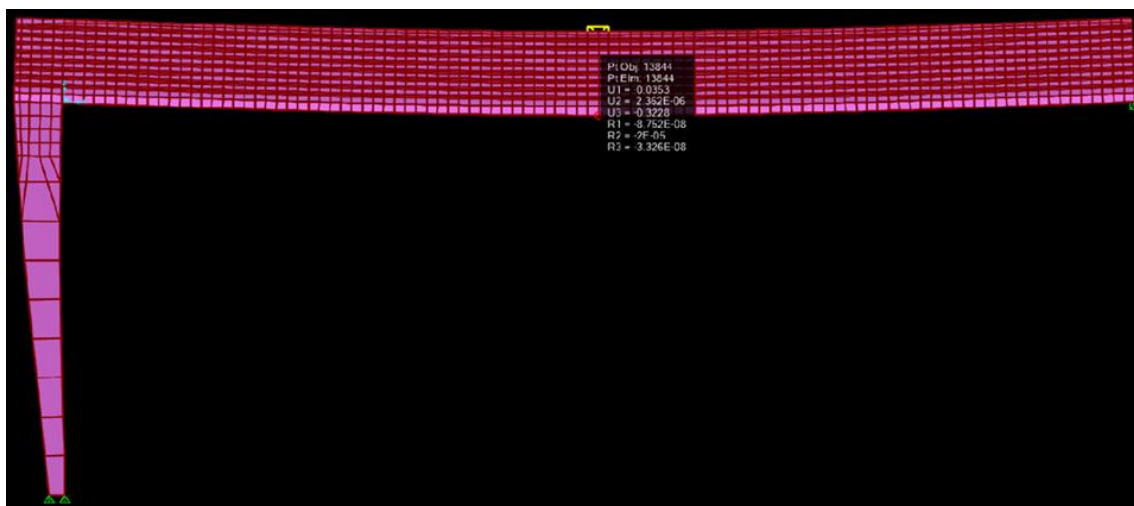


Fig. 4.43- Deformação combinação de serviço 1.

Como se pode ver pela figura anterior, Fig. 4.43, o critério de deformação dos 25 cm não foi garantido para a combinação de serviço 1, tendo-se obtido um deslocamento vertical a meio vão de 32,3 cm. Este deslocamento tem em conta a deformação devido às ações permanentes e à sobrecarga (carrinho + capacidade de elevação), no entanto este tipo de estruturas permite dar uma contra-flecha, capaz de absorver parte das deformações verticais originadas pelo Peso próprio. Neste caso propõe-se a aplicação de uma contra-flecha na ordem dos $L/2500$. No entanto, para a combinação de serviço 2, onde são apenas contabilizadas as ações de sobrecarga, o critério de deformação é cumprido, sendo o valor máximo da flecha igual a 12,3 cm.

4.4. DIMENSIONAMENTO DA VIGA DA PONTE ROLANTE COM OPS

Antes de implementar o OPS na ponte rolante, procedeu-se à reformulação da geometria da mesma. Assim, procurou-se obter uma viga retangular equivalente à anterior, isto é, uma viga de igual inércia com a mesma altura e largura a definir. Posto isto, obteve-se uma viga retangular com 16 m de altura e 10,8 m de largura, mantendo-se a espessura dos banzos e almas com valores de 50 mm e 30 mm, respetivamente.

Com o intuito de diminuir a altura da secção, foi verificada a altura mínima que a mesma tinha de apresentar de modo a verificar o momento máximo na secção de meio vão. No anexo A2, estão apresentados os cálculos referentes a esta verificação, donde resulta uma altura mínima da secção de 7,22 m.

No entanto, foi definido que o sistema OPS seria implementado de forma a compensar o peso da carga de serviço. Assim, a inércia da viga teria de resolver o problema associado ao seu peso próprio, de tal forma que, a flecha máxima da viga não poderia ser superior a 0,25 m ($L/800$). Desta forma, por um processo iterativo e utilizando a expressão (4.12), obteve-se uma altura para a viga no valor de 14 m. Uma vez modelada a viga, e verificada a análise da secção que se segue, foi reduzida a espessura dos banzos para 40 mm.

4.4.1. ANÁLISE DA SECÇÃO

A secção da nova solução está representada na figura que se segue, Fig. 4.44. Na Tabela 4.6 estão representados os valores das espessuras referentes a todas os elementos de chapa que compõem a viga.

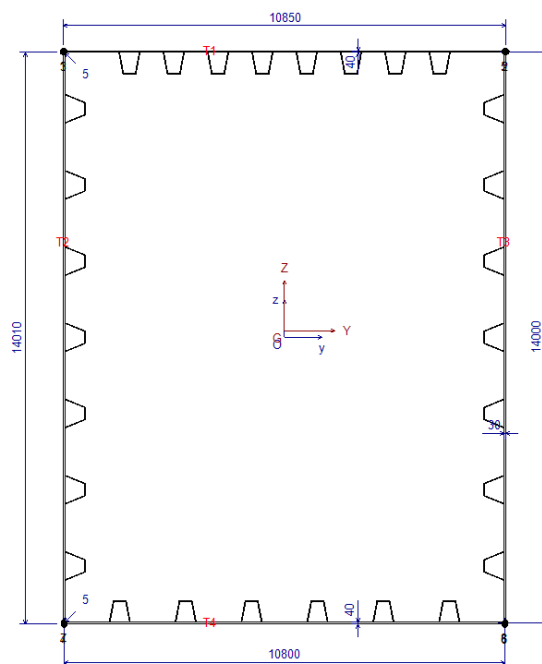


Fig. 4.44- Secção transversal da viga.

Tabela 4.6- Espessura dos elementos constituintes da viga.

Características Geométricas da Secção (mm)	
Espessura do Banzo Inferior	40
Espessura do Banzo Superior	40
Espessura da Alma	30
Espessura dos Reforços Longitudinais Banzo Superior e Inferior	20
Espessura dos Reforços Longitudinais Alma	15
Espessura dos Reforços Transversais	10

No dimensionamento, dado que teremos de analisar várias situações de projeto. A determinação da rigidez efetiva de flexão da viga principal é essencial, como tal é fundamental definir alguns critérios

que condicionam a mesma, tais como, o efeito do *Shear Lag*, a encurvadura de placas e estabilidade da alma.

Efeito do *Shear Lag* e da *Encurvadura de placas*

Uma vez que o Programa Z4, desenvolvido pela CTICM, deu resultados semelhantes na primeira secção quando comparado com os resultados obtidos pelas formulações matemáticas, procedeu-se à verificação desta nova secção, tendo-se obtidos os resultados seguintes:

- Efeito do Shear Lag

Z4 1.0.1	cticm		
<p>I - Section 1</p> <p>1.1 - Calculation results</p> <p>- Shear lag</p> <p>Properties of the effective section</p> <table style="width: 100%; border: none;"> <tr> <td style="width: 50%; vertical-align: top;"> $A = 23637 \text{ cm}^2$ $I_y = 7,655\text{E}+9 \text{ cm}^4$ $W_{y,sup} = 1,116\text{E}+7 \text{ cm}^3$ $W_{y,inf} = 1,065\text{E}+7 \text{ cm}^3$ $W_{pl,y} = 0 \text{ cm}^3$ $z_G = 718,91 \text{ cm}$ </td> <td style="width: 50%; vertical-align: top;"> $I_z = 4,296\text{E}+9 \text{ cm}^4$ $W_{z,sup} = 7,919\text{E}+6 \text{ cm}^3$ $W_{z,inf} = 7,919\text{E}+6 \text{ cm}^3$ $W_{pl,z} = 0 \text{ cm}^3$ $y_G = 542,5 \text{ cm}$ </td> </tr> </table> <p>- Design plastic resistant bending moments</p> $M_{f,Rd} = 197139 \text{ kN.m}$ $M_{pl,Rd}^{(+)} = 1,941\text{E}+6 \text{ kN.m}$ $M_{pl,Rd}^{(-)} = 1,944\text{E}+6 \text{ kN.m}$		$A = 23637 \text{ cm}^2$ $I_y = 7,655\text{E}+9 \text{ cm}^4$ $W_{y,sup} = 1,116\text{E}+7 \text{ cm}^3$ $W_{y,inf} = 1,065\text{E}+7 \text{ cm}^3$ $W_{pl,y} = 0 \text{ cm}^3$ $z_G = 718,91 \text{ cm}$	$I_z = 4,296\text{E}+9 \text{ cm}^4$ $W_{z,sup} = 7,919\text{E}+6 \text{ cm}^3$ $W_{z,inf} = 7,919\text{E}+6 \text{ cm}^3$ $W_{pl,z} = 0 \text{ cm}^3$ $y_G = 542,5 \text{ cm}$
$A = 23637 \text{ cm}^2$ $I_y = 7,655\text{E}+9 \text{ cm}^4$ $W_{y,sup} = 1,116\text{E}+7 \text{ cm}^3$ $W_{y,inf} = 1,065\text{E}+7 \text{ cm}^3$ $W_{pl,y} = 0 \text{ cm}^3$ $z_G = 718,91 \text{ cm}$	$I_z = 4,296\text{E}+9 \text{ cm}^4$ $W_{z,sup} = 7,919\text{E}+6 \text{ cm}^3$ $W_{z,inf} = 7,919\text{E}+6 \text{ cm}^3$ $W_{pl,z} = 0 \text{ cm}^3$ $y_G = 542,5 \text{ cm}$		

Fig. 4.45- Propriedades da secção efetiva (Programa Z4-CTICM).

- Efeito da encurvadura de placas

I - Section 1	
I.1 - Calculation results	
- Properties of the net section	
A = 23753 cm ²	I _z = 4,296E+9 cm ⁴
I _y = 7,71E+9 cm ⁴	W _{z,sup} = 7,919E+6 cm ³
W _{y,sup} = 1,124E+7 cm ³	W _{z,inf} = 7,919E+6 cm ³
W _{y,inf} = 1,072E+7 cm ³	Y _G = 542,5 cm
Z _G = 719,14 cm	
- Pure compression	
Classe of the section :	4
Properties of the effective section	
A _{eff} = 21627 cm ²	I _{z,eff} = 3,847E+9 cm ⁴
I _{y,eff} = 7,207E+9 cm ⁴	W _{z,sup,eff} = 7,091E+6 cm ³
W _{y,sup,eff} = 1,057E+7 cm ³	W _{z,inf,eff} = 7,091E+6 cm ³
W _{y,inf,eff} = 9,963E+6 cm ³	Y _G = 542,5 cm
Z _G = 723,41 cm	e _{Nz} = -4,268 cm
e _{Nz} = -4,268 cm	e _{Ny} = 0 cm
- Pure bending (My > 0)	
Classe of the section :	4
Properties of the effective section	
A _{eff} = 23154 cm ²	I _{z,eff} = 4,296E+9 cm ⁴
I _{y,eff} = 7,523E+9 cm ⁴	W _{z,sup,eff} = 7,919E+6 cm ³
W _{y,sup,eff} = 1,076E+7 cm ³	W _{z,inf,eff} = 7,919E+6 cm ³
W _{y,inf,eff} = 1,066E+7 cm ³	Y _G = 542,5 cm
Z _G = 705,62 cm	e _{Nz} = 13,52 cm
e _{Nz} = 13,52 cm	e _{Ny} = 0 cm

Fig. 4.46- Propriedades da secção efetiva (Programa Z4-CTICM)

Podemos concluir pelas figuras anteriores, Fig 4.45 e 4.46, que a secção resultante não apresenta alterações significativas em termos de área e inércia, sendo a secção efetiva é igual à secção bruta. Num anexo será incluída a análise detalhada realizada pelo programa.

Instabilidade das Almas

Inicialmente determinou-se a necessidade de verifica a encurvadura da alma reforçada transversalmente, para tal é necessário verifica a condição (4.54):

hw (m)	11,21
a (m)	2
a/hw	0,178412
kt	171,7616
η	1
tw	0,03
hw/tw	373,6667

> 406,2793

Fig. 4.47- Resolução da condição (4.54).

Sendo apenas função da altura da alma e da distancia entre reforços transversais, o coeficiente de encurvadura foi obtido da tabela anterior. Assim verificou-se a condição para almas reforçadas

transversalmente não é necessário verificar a encurvadura delas. De referir que a importância do reforço transversal afastado a cada 2m, é importantíssimo na garantia da estabilidade da alma.

Face à nova secção realizou-se uma verificação segundo critérios de dimensionamento exigidos pelo Eurocódigo, tendo em conta que não se obteve nenhuma afetação da secção bruta.

Antes de iniciar uma análise relativa às soluções de pré-esforço orgânico, a viga modelada será primeiramente analisada sem a atuação do OPS. Assim nas figuras que se seguem, Fig. 4.48 e Fig. 4.49, estão representados os mapas de tensões para a combinação do Caso I, na primeira situação maximizando o momento e no segundo caso maximizando o esforço transversal. Tal como se pode verificar, as tensões são relativamente baixas em relação à tensão de cedência de 430 MPa. Na Fig.4.50 está representado o mapa de tensões para o Caso II, demonstrando mais uma vez que a ação do vento provoca um aumento considerável dos esforços na viga.

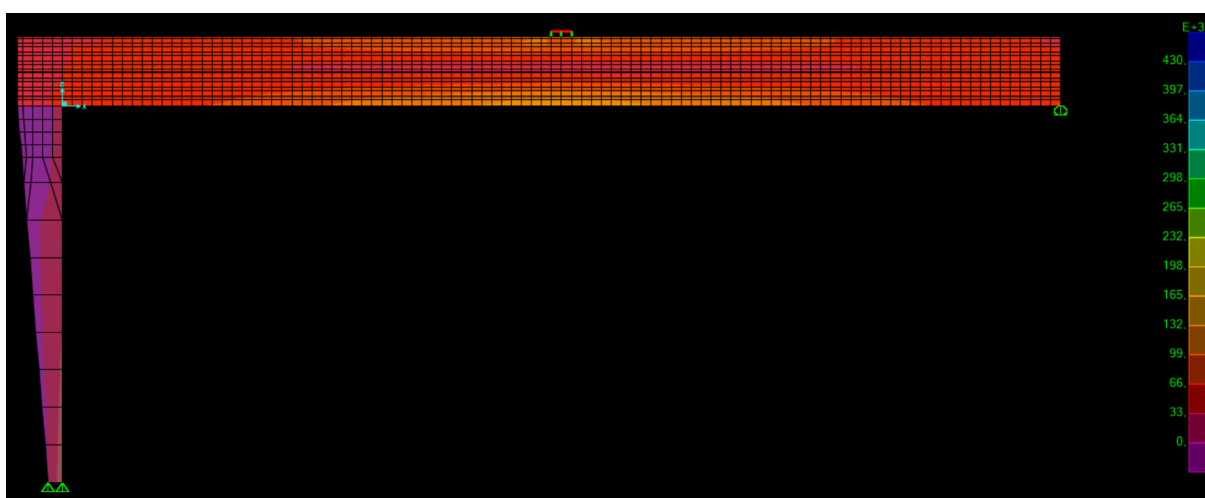


Fig. 4.48- Mapa de tensões combinação Caso I, carro guincho posição meio vão.

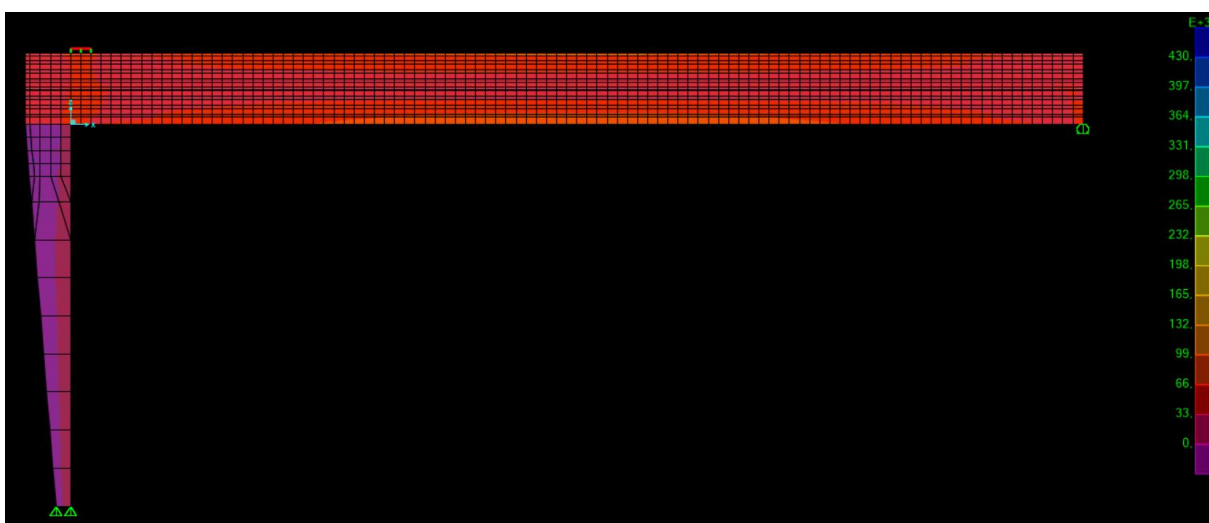


Fig. 4.49- Mapa de tensões combinação Caso I, carro guincho posição extrema da viga.

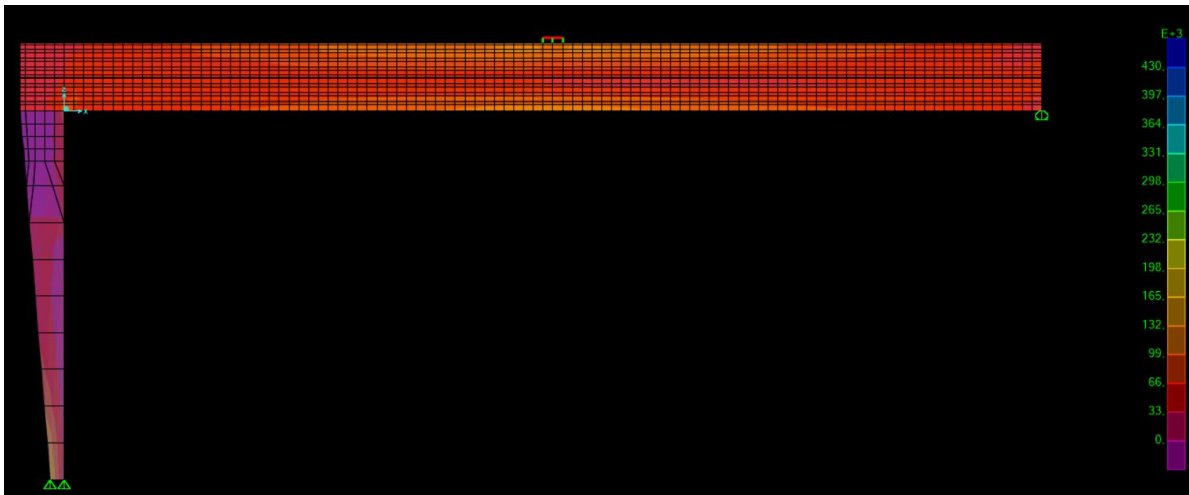


Fig. 4.50- Mapa de Tensões combinação Caso II, carro guincho posição meio vão.

4.4.2. ANÁLISE DA VIGA COM SISTEMA OPS APLICADO

Na análise relativa ao dimensionamento dos cabos de pré-esforço, foram primeiramente utilizadas barras de seção circular com um diâmetro de 10 cm para modelar os cabos de pré-esforço, ver Fig. 4.51. Na secção de meio vão da viga está colocado uma barra rígida, que desempenha a função de atuador, na qual se aplica uma variação de comprimento de forma a tracionar os cabos. É importante explicar que o sistema do cabo é isostático ao nível da viga não gerando grandes esforços adicionais nos restantes elementos do sistema, caso do pilar e dos elementos de fixação aos carris. Os esforços adicionais gerados resultam da excentricidade do cabo face ao eixo neutro da viga.

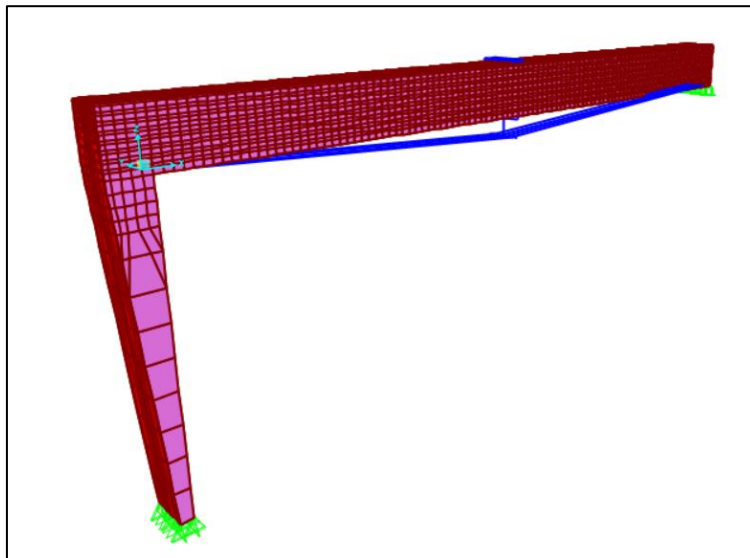


Fig. 4.51- Modelo com cabos modelados como barras de secção circular.

- **Localização da ancoragem dos cabos**

Nesta fase, foi definido que o atuador iria estar colocado a meio vão, podendo aplicar mais ou menos extensão no cabo consoante a posição do carro guincho, sendo que foi utilizada a combinação de serviço 1. Nas análises seguintes o carro guincho e o atuador estão ambos na posição de meio vão, sendo que, a carga que o carro guincho suporta é de 1000 toneladas. De forma a perceber qual seria a melhor opção para ancorar os cabos nas extremidades, foram experimentadas três hipóteses, tais como, ancoragens no banzo inferior, ancoragens no banzo superior e ancoragens ao nível do eixo neutro da secção. Como se pode verificar, na tabela que se segue, Tabela 4.7, tendo o macaco hidráulico o início do seu curso à cota -6 m (sendo cota de referência o banzo inferior, cota 0 m) e o seu curso com 1 metro de desenvolvimento, a ancoragem ao nível do eixo neutro apresenta melhores resultados, pois para um valor muito próximo da flecha máxima obtida no modelo com ancoragem no banzo superior, o esforço axial instalado no cabo é muito inferior. No entanto, da zona de ancoragem do banzo inferior resulta um esforço axial instalado nos cabos muito inferior às outras duas soluções.

Tabela 4.7- Relação entre o esforço axial instalado no cabo e a flecha máxima para um curso de 1m.

Zona de Ancoragem	Esforço Axial no cabo [kN]	Flecha máxima [m]
Banzo inferior	2027	0,46
Banzo superior	6417	0,41
Eixo neutro	4893	0,416

No sentido de obter uma flecha adequada para esta estrutura, que poderá assumir no máximo um valor já anteriormente explicitado (0,25 m), por um processo iterativo verificou-se que, caso o início do curso do macaco se inicie à cota -6 m, é necessário ter um grande curso para que seja obtido a flecha desejada, e por sua vez, os esforços instalados nos cabos são elevados. Posto isto, fixou-se que o curso do macaco iria iniciar à cota -11 m, assim como se pode ver na tabela seguinte, Tabela 4.8, foi verificado novamente a influência da posição das ancoragens. Neste caso, foi imposto um curso para o atuador de valor igual a 5 m.

Tabela 4.8- Relação entre o esforço axial e a flecha máxima para um curso de 5m.

Zona de Ancoragem	Esforço Axial no cabo [kN]	Flecha máxima [m]
Banzo inferior	8790	0,282
Banzo superior	14778	0,27
Eixo neutro	15143	0,206

Pela tabela anterior, não é possível retirar uma conclusão em primeira instância. No entanto, o esforço axial dos cabos, quando este é ancorado no banzo inferior, apresenta um valor muito inferior às restantes configurações. Foi feita uma interpolação no sentido de se perceber qual seria o esforço axial do cabo caso o deslocamento máximo fosse 0,206 m. Posto isto, o valor do esforço axial no cabo seria de 12032

kN, ou seja, a melhor configuração é a ancoragem no banzo inferior. Embora nesta configuração o ângulo que o cabo faz com a horizontal seja menor, e por consequência a componente vertical do esforço axial do cabo também é menor, os momentos concentrados nas extremidades, devido à distância a que as ancoragens estão do eixo neutro, tornam-se muito influentes na deformação da viga.

Sabendo já que a solução passaria por usar os cabos ancorados na zona do banzo inferior, foi feita mais uma iteração impondo uma extensão no macaco de 7,25 m, assim, foi obtido um valor para a flecha máxima de 0,23 metros e um esforço axial nos cabos de 12162 kN.

- **Definição Geométrica do cabo**

Com o intuito de se perceber a escala desta estrutura e do sistema OPS a implementar na viga, na figura seguinte, Fig. 4.52, podem ser observadas algumas dimensões relativas à ponte rolante. Como já foi referido anteriormente, o atuador quando se encontra na posição de meio vão, inicia o seu curso à cota -11m.

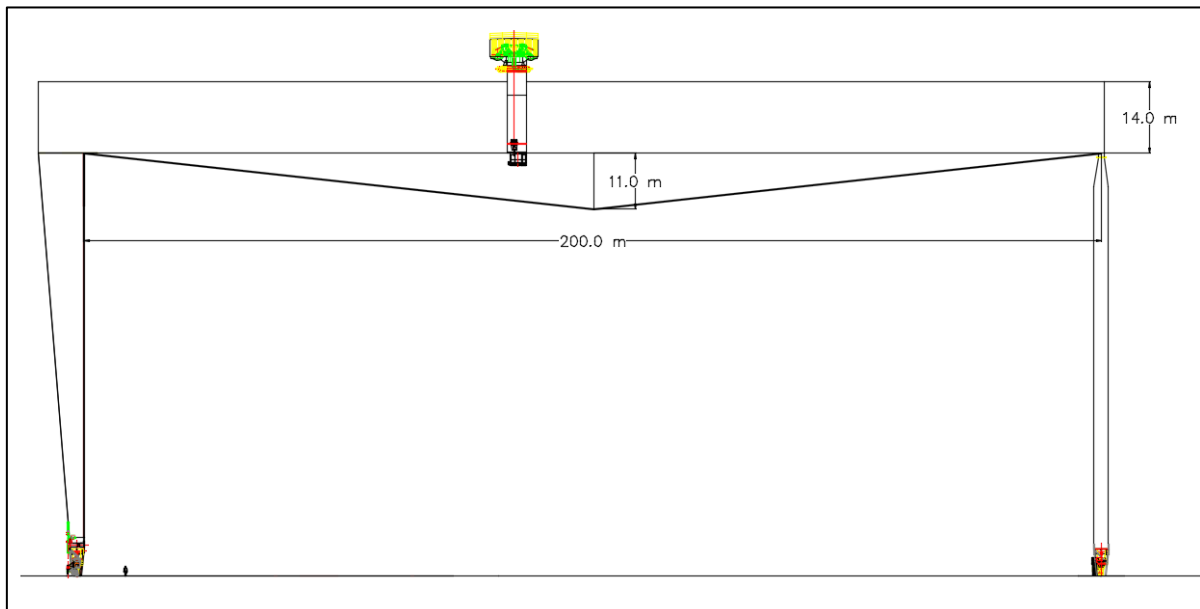


Fig. 4.52- Dimensões gerais da ponte rolante dotada do sistema OPS.

A partir do esforço axial obtido para a última iteração, foi utilizado o catálogo de cabos da Redaelli, para dimensionamento do cabo a utilizar, assim, foram utilizados quatro cabos FLC 144, que apresentam uma força máxima resistente de 21425 kN e uma força de cálculo de 12985 kN, Tabela 4.9. As propriedades dos cabos foram introduzidas no modelo de cálculo e por um processo iterativo, Tabela 4.10, foi atingida a solução ótima. Assim, a solução que verifica a flecha máxima admitida com um menor esforço axial do cabo é a solução na qual se aplica uma extensão no macaco hidráulico de 3,7 m. A diferença em quase 40% da força máxima resistente do cabo para a força de cálculo está relacionada com o efeito da fadiga sobre o mesmo, de tal forma que tem influência no dimensionamento do cabo.

Tabela 4.9- Características geométricas dos cabos

Tipo de Cabo	D (mm)	Esforço Axial máximo [kN]	Esforço Axial cálculo [kN]	Área [mm ²]	EA (MN)	Massa (kg/m)
FLC 144	144	21425	12985	14786	2366	123

Tabela 4.10- Ajuste do curso do macaco hidráulico de forma a verificar a flexa.

Curso do macaco hidráulico [m]	Esforço Axial no cabo [kN]	Flecha máxima [m]
3,65	10681	0,251
3,70	10799	0,249
3,75	10917	0,247

Como estes resultados foram obtidos por modelação dos cabos como barras e não com as propriedades de cabos, surgiu a necessidade de validar os mesmos. Este aspeto é bastante importante tendo em conta as propriedades de não linearidade geométrica verificada nos cabos. Assim foi efetuado um modelo, ver Fig. 4.53, com as propriedades de cabos para o sistema de pré-esforço, tendo em conta a não linearidade dos mesmos. Neste modelo, como os cabos apresentam propriedades diferentes já não é possível proceder do mesmo modo na análise. Para tal, o atuador foi colocado já com a extensão de 3,7 m e foi imposto um esforço axial alvo com o valor do esforço axial do modelo que apresenta cabos como barras de secção circular.

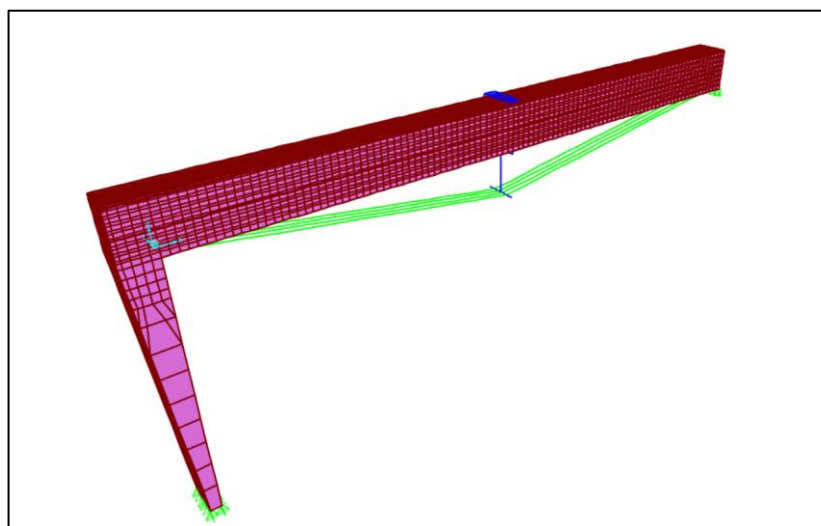


Fig. 4.53- Modelo com propriedades de cabo

Na tabela que se segue, Tabela 4.11, é feita a comparação entre o modelo em que os cabos são modelados com barras de secção circular e o modelo em que os cabos assumem as propriedades de não linearidade associadas a estes.

Tabela 4.11- Comparação entre a modelação de diferentes características para os cabos.

Tipo de cabo	Esforço Axial no cabo [kN]	Flecha máxima [m]
Barra secção circular	10799	0,249
Cabo com propriedades não lineares	11555	0,229

Como se pode verificar na Tabela 4.11, ao modelar os cabos com características de barras de secção circular é conservativo, pois na análise do cabo com as propriedades não lineares verificou-se que o esforço axial real no cabo é superior e por consequência, a flecha máxima obtida é inferior, assim, fica garantido que dos resultados obtidos em seguida, a deformação da viga é inferior a $L/800$. Do aumento verificado do esforço axial dos cabos não advém qualquer problema, pois como se poderá verificar mais adiante, com o carro guincho e com o atuador na posição central da viga atinge-se o máximo esforço axial nos cabos, sendo que este não é superior à força de cálculo dos cabos FLC 144.

- **Análise da viga – posição do atuador fixa a meio vão**

Antes de testar o atuador a acompanhar o carro guincho, como foi explicitado no ponto 3.5.5, foi mantido o atuador na posição de meio vão e fez-se movimentar o carrinho por diversas posições, criando assim um sistema mais simples. O referencial está colocado no início do vão livre, como se pode ver na Fig. 4.52. Na tabela que se segue, Tabela 4.12, está representado o curso necessário do atuador hidráulico para que seja cumprida a flecha máxima de 0,25 m, e o esforço axial por cabo associado a este deslocamento do curso. Lembra-se que o curso do macaco se inicia à cota -11m, as ancoragens estão fixas na zona do banzo inferior e que o carro guincho transporta uma carga de 1000 toneladas.

Tabela 4.12- Curso do atuador em função da posição do carro guincho, atuador fixo a meio vão, carga 1000 toneladas.

Posição do carro guincho (x) [m]	Curso do atuador [m]	Esforço Axial no cabo [kN]	Flecha máxima [m]
30	1,75	5780	0,242
50	2,75	8330	0,24
80	3,5	10286	0,249
100	3,7	10799	0,249
120	3,5	10286	0,248
150	2,75	8327	0,237
170	1,75	5770	0,2376

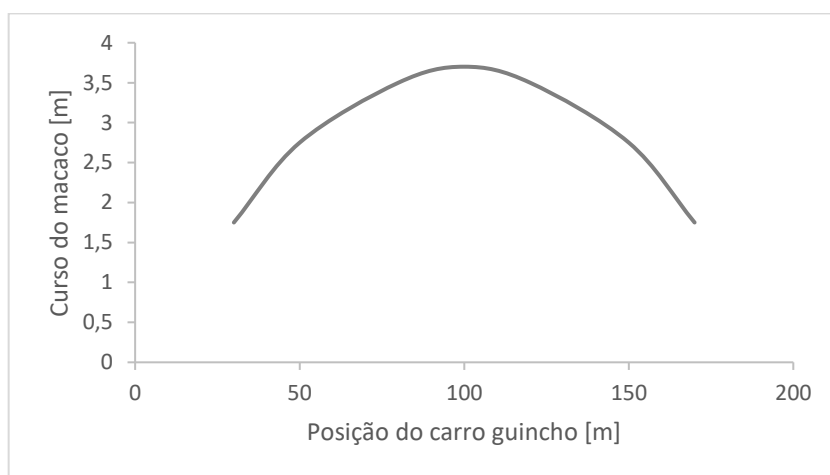


Fig. 4.54- Curso do macaco em função da posição da carga de serviço de 1000 toneladas.

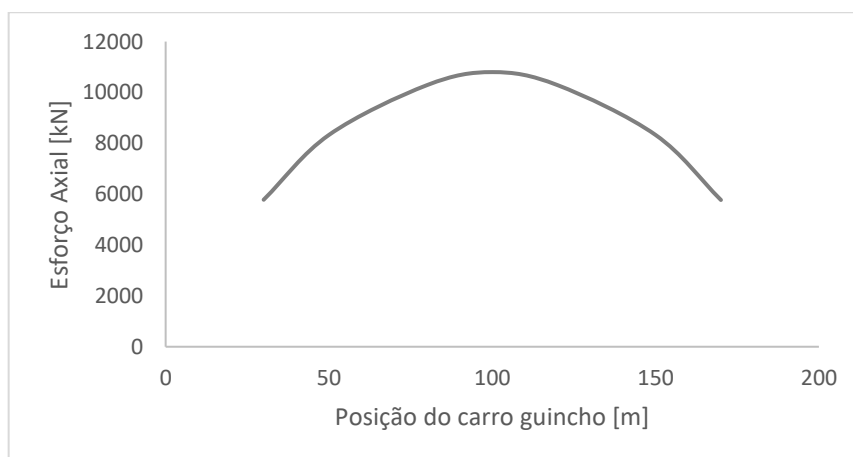


Fig.4.55- Esforço axial por cabo em função da posição para carga de serviço de 1000 toneladas.

Como se pode verificar pela tabela anterior, Tabela 4.12, o curso do macaco diminui à medida que o carro guincho se afasta da zona central da viga, posição $x=100$ m, e por consequência o esforço axial nos cabos também é inferior. Nas figuras anteriores, Fig. 4.54 e 4.55, pode-se verificar que o esforço axial instalado nos cabos é proporcional à extensão do curso do macaco, sendo que as duas curvas são muito semelhantes.

- **Análise da viga- posição do atuador variável**

Foi definido que o cabo teria sempre o mesmo comprimento, e para que tal se suceda, em cada posição, o nível em que o curso do atuador inicia é diferente. Como comprimento base, foi definido o comprimento linear quando atuador e o carro guincho se encontram na posição me meio vão ($x= 100$ m), que resulta num comprimento de 201,2064 m. Na tabela que se segue, Tabela 4.13, estão definidas as cotas a que se inicia o curso do atuador para as diferentes posições. O nível de referência é o banzo inferior (cota 0 m).

Tabela 4.13- Cota de início do curso do atuador em função da posição do mesmo.

Posição do Atuador (x) [m]	Cota de Início do Curso [m]
30	-7,900
50	-9,545
80	-10,780
100	-11,000
120	-10,780
150	-9,545
170	-7,900

Tendo as cotas de início do curso do atuador definidas, procedeu-se à verificação do curso necessário de modo a que fosse cumprido o limite de deformação imposto. Na tabela que se segue, Tabela 4.14, está representado o curso do atuador necessário para cada posição, esforço axial instalado nos cabos e flecha máxima associada.

Tabela 4.14- Curso do atuador em função da posição do carro guincho, atuador acompanha o carro guincho, carga 1000 toneladas.

Posição do carro guincho (x) [m]	Curso do atuador [m]	Esforço Axial no cabo [kN]	Flecha máxima [m]
30	1,58	6591	0,2495
50	2,54	8660	0,2496
80	3,5	10457	0,2497
100	3,7	10799	0,2492
120	3,46	10323	0,2499
150	2,46	8436	0,2495
170	1,48	6257	0,2496

Assim, verificamos que quanto mais afastado da secção de meio vão está o carro guincho e o atuador, menor é esforço axial instalado nos cabos. Desta forma, o curso que o atuador necessita de realizar também é menor. De salientar que neste sistema se obtêm cursos inferiores para o atuador em relação ao primeiro sistema com o atuador fixo a meio vão, no entanto só com uma análise mais detalhada a nível de custos é que se poderia verificar qual seria a melhor opção.

No sentido de avaliar o comportamento do sistema OPS (com o atuador a acompanhar o carro guincho) para cargas de serviço menores, neste caso de 500 toneladas, procedeu-se do mesmo modo à verificação do curso do macaco hidráulico necessário para que o limite de deformação em serviço seja verificado. Obteve-se então, os seguintes resultados para o curso do macaco hidráulico, Tabela 4.15.

Tabela 4.15- Curso do atuador em função da posição do carro guincho, atuador acompanha o carro guincho, carga 500 toneladas.

Posição do carro guincho (x) [m]	Curso do atuador [m]	Esforço Axial no cabo [kN]	Flecha máxima [m]
30	1,03	4692	0,2492
50	1,65	6060	0,2489
80	2,26	7218	0,2493
100	2,38	7413	0,2493
120	2,22	7121	0,2500
150	1,58	5868	0,2497
170	0,95	4429	0,2498

No sentido de se perceber melhor os valores presentes nas tabelas anteriores, Tabela 4.14 e Tabela 4.15, na figura em seguida apresentada, Fig 4.56, está representado graficamente o curso do macaco hidráulico em função da sua posição para a carga de serviço de 500 e 1000 toneladas.

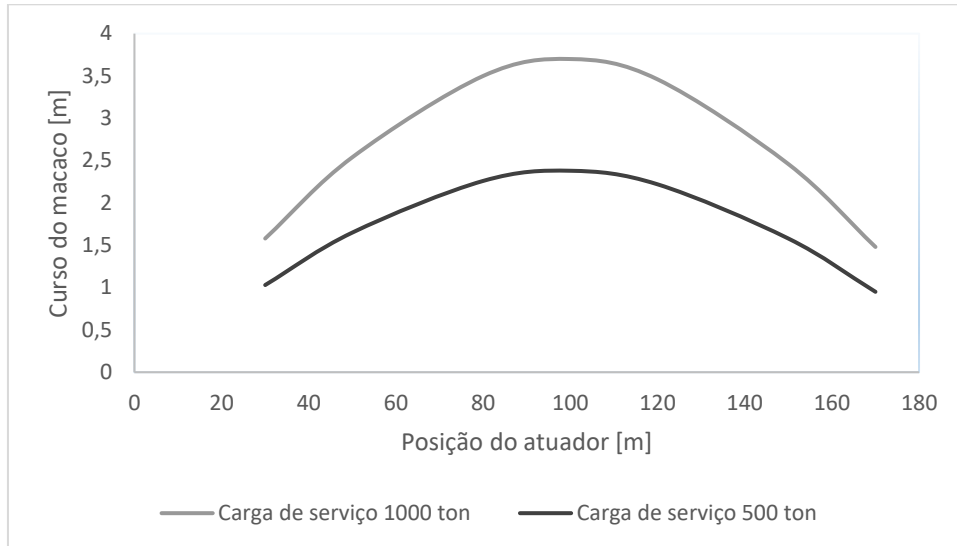


Fig. 4.56- Curso do macaco em função da posição para carga de serviço de 500 e 1000 toneladas.

A partir do gráfico representado na Fig. 4.56, é possível verificar que para a carga de serviço de 1000 toneladas, o curso do macaco apresenta uma gama de valores superiores, isto é, a diferença entre o curso máximo e mínimo é superior ao caso em que a carga de serviço é 500 toneladas, assim, a curva referente à carga de serviço de 1000 toneladas apresenta uma maior inclinação, ou seja, o curso do macaco tem de aumentar/diminuir de forma mais rápida. A partir desta curva é possível interpolar o curso necessário que atuador terá de realizar para qualquer posição e para cargas compreendidas entre as duas referidas acima, sendo que, apenas poderá ser utilizado para obter uma estimativa.

Na figura que se segue, Fig. 4.57, está representado um gráfico que estabelece a relação entre o esforço axial por cabo em função da posição do atuador. Como era de esperar as curvas desta relação são muito semelhantes às apresentadas anteriormente pois o esforço axial depende do curso efetuado pelo atuador.

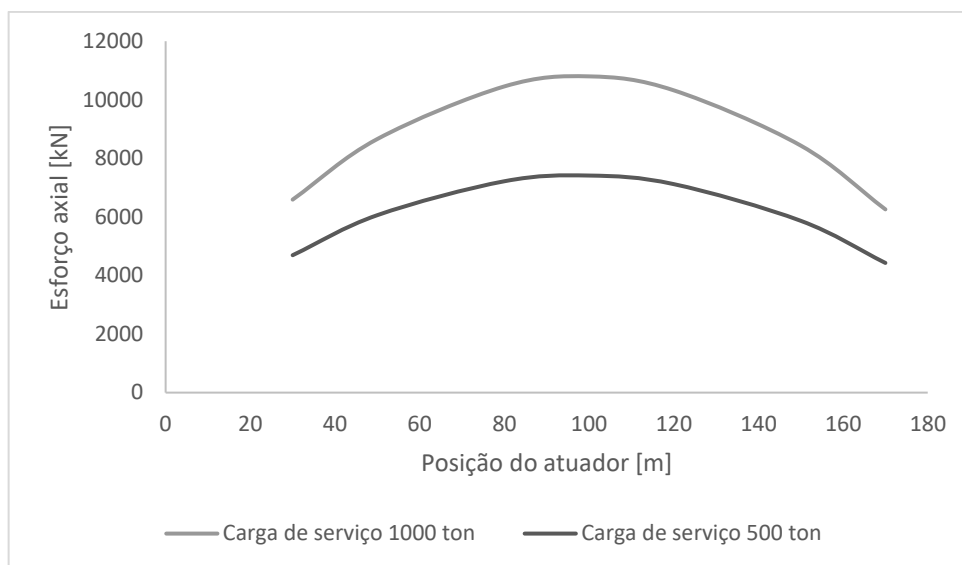


Fig. 4.57- Esforço axial por cabo em função da posição para carga de serviço de 500 e 1000 toneladas.

Nas figuras que se seguem estão representados os mapas de tensões para a viga com a aplicação do sistema OPS. Na primeira figura, Fig. 4.58, está representado o mapa de tensões relativo à combinação Caso I, quando o carro guincho se encontra na posição de meio vão em simultâneo com o atuador. Na figura seguinte, Fig. 4.59, é apresentado o mapa de tensões para a combinação Caso I na qual o carro guincho e o atuador se encontram na posição mais próxima da perna ($x=30$ m). Neste caso, junto dos apoios simples ($x=200$ m) existe uma concentração de tensões, onde ocorre a tensão mais elevada no valor de 455 MPa, devido ao facto dos cabos estarem ancorados pontualmente, o que na realidade não acontece, a área relativa às cabeças de ancoragem permite que a carga seja aplicada de uma forma distribuída. No entanto, teria de ser realizado um modelo de pormenor para análise desta zona.

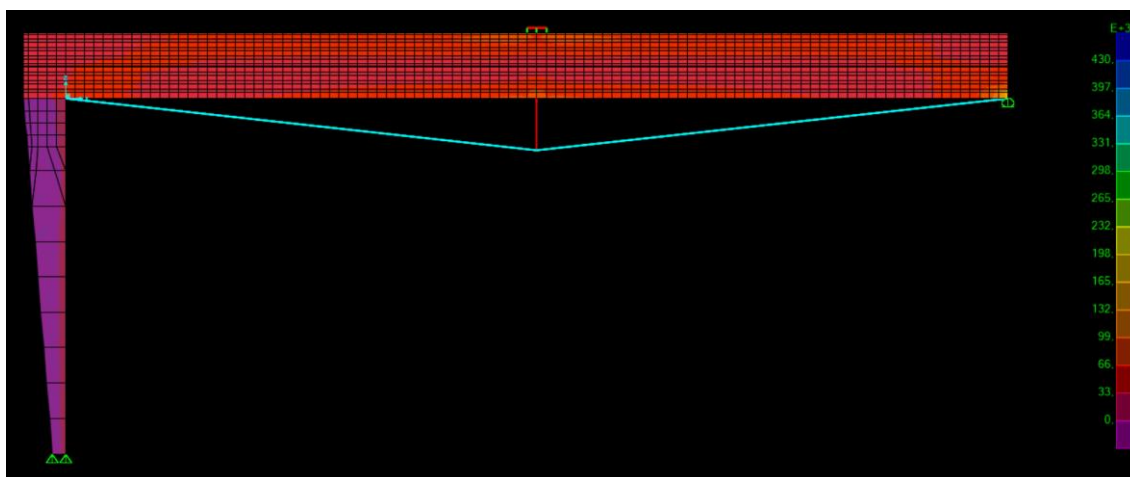


Fig. 4.58- Mapa de tensões combinação Caso I, atuador e carga na posição central ($x=100$ m).

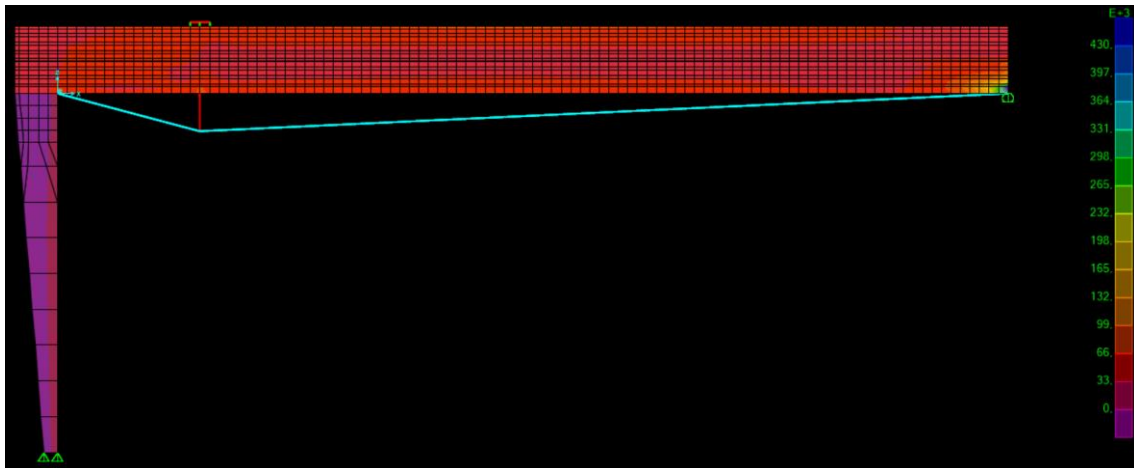


Fig. 4.59- Mapa de tensões combinação Caso I, atuador e carga na posição $x=30$ m.

Após realizar o estudo para o controlo de deformação para a combinação de serviço 1, foi efetuado um estudo relativo à combinação de serviço 2 de forma a poder comparar a viga sem e com OPS.

Para a combinação de serviço 2, de forma a igualar o deslocamento máximo vertical obtido para a viga sem OPS, foi apenas necessário utilizar 4 cabos FLC 76. Esta classe de cabos apresenta um esforço axial máximo de cálculo de 3509 kN e uma massa de 32,7 Kg/m. Na tabela, Tabela 4.16, estão representados os valores relativos ao curso do macaco e esforço axial em cada cabo para a posição em que o carro guincho e o atuador se encontram a meio vão, pois como se pôde verificar anteriormente esta é a posição mais condicionante.

Tabela 4.16- Curso do atuador para a posição de meio vão, carga 1000 toneladas.

Curso do macaco hidráulico [m]	Esforço Axial no cabo [kN]	Flecha máxima [m]
3,95	3209	0,123

4.5. ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE AS DUAS SOLUÇÕES

A implementação do sistema de pré-esforço orgânico nas mega pontes rolantes foi pensada com o intuito de diminuir o peso da estrutura e as deformações da viga. Neste sentido será realizada uma comparação entre a viga dimensionada sem OPS e a viga dotada deste sistema.

Na solução da viga sem o sistema de pré-esforço orgânico, não foi possível cumprir o limite de deformação para a combinação de serviço 1, sendo que a flecha máxima foi de 32,3 cm, logo a comparação será feita para a combinação de serviço 2. Já na viga com o sistema OPS implementado o limite de deformação é verificado.

No decorrer deste estudo foi dada particular atenção à viga, posto isto, só se fará a comparação entre as massas das vigas das duas soluções. Como os reforços transversais utilizados têm a mesma espessura e estão igualmente dispostos de 2 em 2 metros nas duas soluções, a comparação entre as massas das vigas

será feita com base nas áreas referentes às respectivas secções transversais, no entanto terá um erro associado por as vigas apresentarem secções com diferente geometria.

Na mega ponte rolante sem OPS a área da secção transversal viga, contabilizando todas as chapas, tal como os reforços longitudinais, é igual a $2,746 \text{ m}^2$. A viga da mega ponte rolante em que atua o sistema OPS tem como área de secção transversal um valor de $2,3737 \text{ m}^2$. Desta forma, a diferença de área resulta num valor de $0,3823 \text{ m}^2$, o que significa uma redução de 600 toneladas na massa da viga. Esta redução de 13,5% da massa da viga resultará numa poupança da massa global da estrutura.

Relativamente aos cabos que constituem o sistema de pré-esforço orgânico, estes apresentam uma massa global de cerca de 26 toneladas para a combinação de serviço 2. Posto isto, o balanço sobre a massa total relativa aos elementos que constituem a viga com OPS e em relação à viga sem OPS resulta numa diminuição de cerca de 574 toneladas.

5

CONCLUSÃO

No presente capítulo serão elaboradas várias conclusões referentes à viabilidade da aplicação do sistema de pré-esforço orgânico nas mega pontes rolante (*Goliath Gantry Crane*).

Com base nas análises efetuadas é importante referir que com a implementação do sistema OPS é possível reduzir as deformações da viga. Este aspeto é de extrema relevância, pois quando os carros guincho transportam cargas muito pesadas, quanto maior for deformação da viga maior é o esforço que o carro guincho tem de efetuar para se movimentar.

Como se pôde verificar, obteve-se uma poupança considerável (cerca de 13,5%) relativamente ao volume de aço utilizado na solução da viga dotada do sistema OPS. No entanto, a secção definida para esta viga poderá ser otimizada, alterando a sua geometria para um modelo mais próximo da viga utilizada na mega ponte rolante definida sem o sistema OPS, assim, com a diminuição do peso associado à viga ocorre uma redução na massa global da estrutura, e por sua vez, os esforços sobre os mecanismos de rolamento da ponte rolante são menores, ou seja, poderá reduzir-se os custos relativos a estes equipamentos. Assim, da implementação do sistema OPS resulta uma redução de custos estruturais da mega ponte rolante.

Embora se tenha dado mais ênfase ao sistema OPS em que o atuador acompanha o carro guincho, o sistema em que o atuador fica fixo a meio vão também apresentou resultados favoráveis. Nesse sentido, para se poder escolher o mais viável teria de se fazer uma análise de custos mais exigente, como por exemplo comparar a energia que cada sistema iria necessitar.

No seguimento desta dissertação, os trabalhos futuros a ser desenvolvidos sobre este tema são fundamentalmente os seguintes:

- Tal como já foi referido, estudar da otimização da secção da viga da ponte rolante, visto que é muito relevante na economia global da estrutura.
- Estudar o efeito de ações excêntricas à viga que criam ações de torção na mesma.
- Estudar os efeitos de fadiga sobre a estrutura, associados aos constantes ciclos de funcionamento do sistema de pré-esforço orgânico.
- Estudar os efeitos de atraso da resposta do sistema de pré-esforço orgânico no comportamento estrutural das mega pontes rolantes.
- Desenvolver um algoritmo de controlo para o funcionamento autónomo do sistema de pré-esforço orgânico nesta aplicação.
- Estudar a viabilidade do sistema de pré-esforço orgânico nas mega pontes rolantes do ponto de vista dos elementos mecânicos do sistema.

BIBLIOGRAFIA

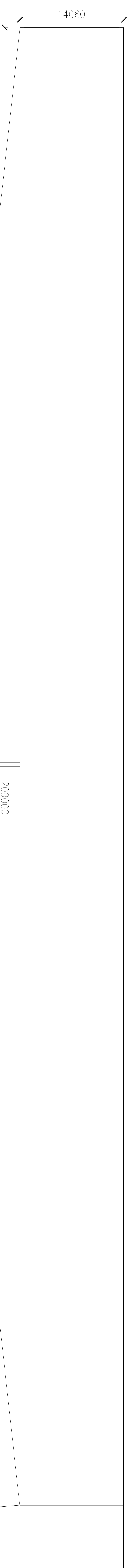
1. Kurrer, D.-I.K.-E., *The History of the theory of Structures* 2008, Germany: Ernst & Sohn.
2. Greneirer, H.G., *Whiting Crane Handbook*. Third ed. 1967: Copyright.
3. Soares, J.O., *Projecto e optimização de pontes rolantes*. 2011, Universidade do Minho.
4. Jewell, R.O.G.a.P.R., *A 1200-Ton Goliath Shipyard Crane* Marine Technology, 1977. **14**(3 July).
5. Portugal, B.P., *Análise do Desempenho Económico-Operacional do Transporte Marítimo de Contêiners no Brasil: Integração dos Tráfegos de Longo Curso e Cabotagem*. 2014, Universidade Federal do Rio de Janeiro.
6. Lerga, J.I., *MODELLING AND SIMULATION RESEARCH ON THE METAL STRUCTURE OF BRIDGE CRANES* in *ENGLISH LANGUAGE FACULTY OF ENGINEERING*. 2011, TECHNICAL UNIVERSITY - SOFIA
7. Ribeiro, F.J.G., *Dimensionamento de um Pórtico Rolante*, in *Engenharia Mecânica*. 2011, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
8. *GOLIATH 300/450/600/900/1200/1500/2000*. [cited 2017 15/04/2017]; Available from: http://www.kranunion.de/fileadmin/Downloads/Kocks/brochures/PB_Kocks_Goliath_E.pdf.
9. *SMARTER WHERE IT MATTERS* [cited 2017 24/05/2017]; Available from: <http://pdf.nauticexpo.com/pdf/terex/shipyard-book/30642-98170.html>.
10. *LIFTING THE SHIP-BUILDING PROGRESS FOR OVER 50 YEARS*. [cited 2017 24/05/2017]; Available from: <https://www.konecranes.com/sites/default/files/download/shipyardbooklet.pdf>.
11. [cited 2017 24/05/2017]; Available from: <http://www.konecranes.com/equipment/shipyard-cranes/goliath-gantry-cranes>.
12. Simões, R.A.D., *Manual de Dimensionamento de Estruturas Metálicas*. 2005.
13. Cid, E.J.M., *Projecto do tabuleiro de uma ponte mista com 115m de vão*. 2013.
14. Cunha, J.A.A., *CONSTRUÇÃO DE PONTES EM ARCO COM TIRANTES PROVISÓRIOS COM CONTROLO ATIVO*. 2014, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto: Porto.
15. Pacheco, P.Á.R.d.C., *Pré-esforço orgânico : Um exemplo de sistema efector*. 1998, Faculdade de Engenharia da Univerddidade do Porto.
16. Faria, A.M.M.P., *Avaliação do desempenho de sistemas de monitorização de estruturas*. 2012.
17. Bezerra, D.G., *Estudo da interacção cimbra/tabuleiro durante a betonagem em pontes construídas tramo a tramo*. 2013.
18. Caetano, E.d.S., *Dynamics of Cable-stayed Bridges: Experimental Assessment of Cable-Structure Interaction*. 2000, Faculdade den Engenharia da Universidade do Porto.
19. Botelho, J.D.R., *Utilização de cabos em pontes: Estudos paramétricos*. 2013.

20. Caetano, E.d.S., *Cable Vibrations in Cable-Stayed Bridges*. 2007.
21. *Rules for Design of Hoisting Appliances, F.E.d.l. Manutention*, Editor. 1998, 3^o Edition.
22. *EN 1991-3* 2006
23. *NP EN 1991-1-4* Ação do vento 2010.
24. Brandão, M.M.T.d.A.N., *Estudo de Pontes com Tabuleiro Misto Aço-Betão em Caixão*, in *Engenharia Civil*. 2015, Técnico Lisboa.
25. Gervásio, L.S.d.S.e.H., *Dimensioanamento de Estruturas Metálicas: Métodos Avançados* 2007.
26. *Eurocódigo 3 – Projecto de estruturas de aço - Parte 1-5: Elementos estruturais constituídos por placas* , EN 1993-1-5:2006 + AC:2009.

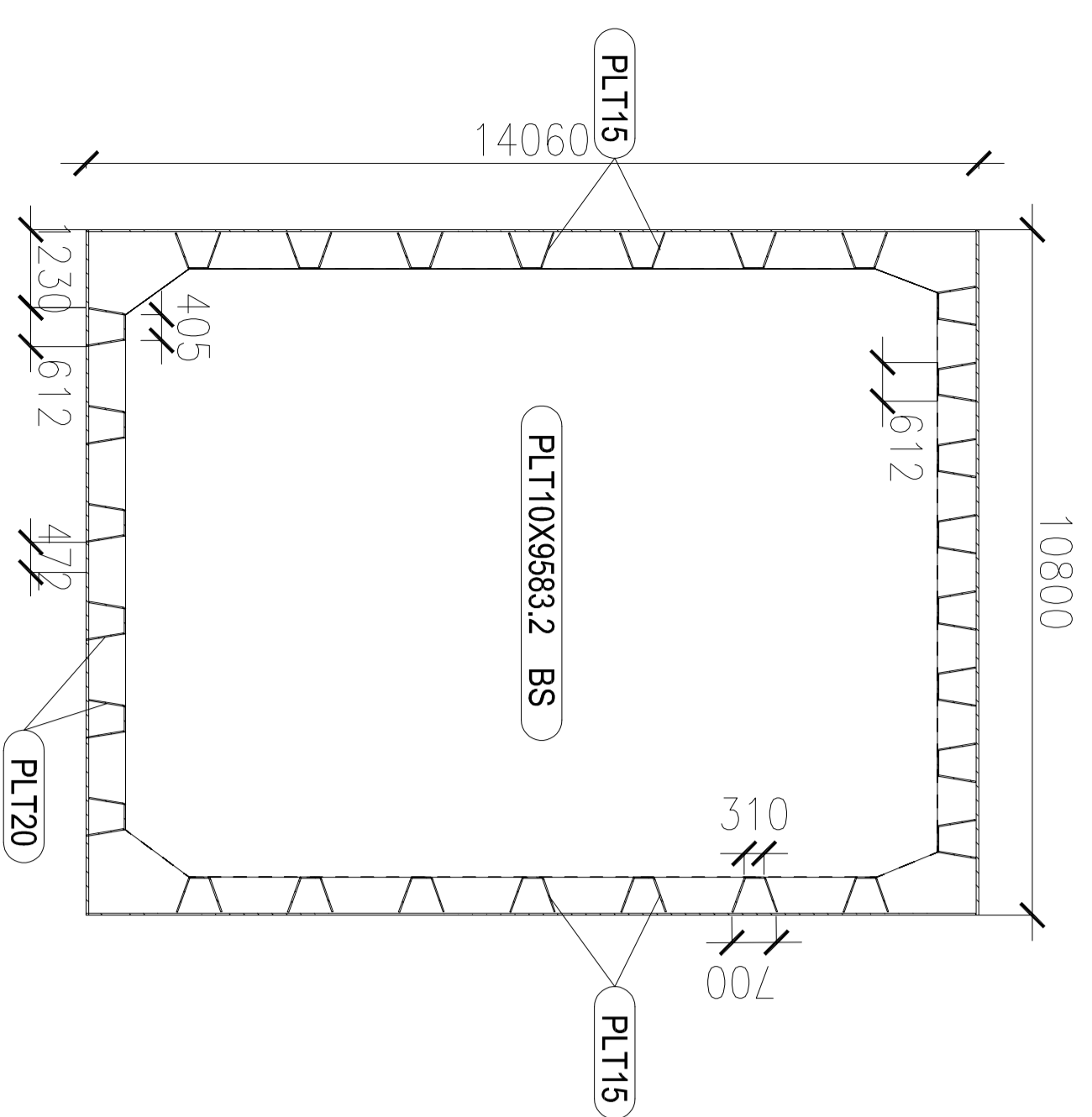
ANEXOS

ANEXO A1- DESENHOS DA SOLUÇÃO DA VIGA COM OPS

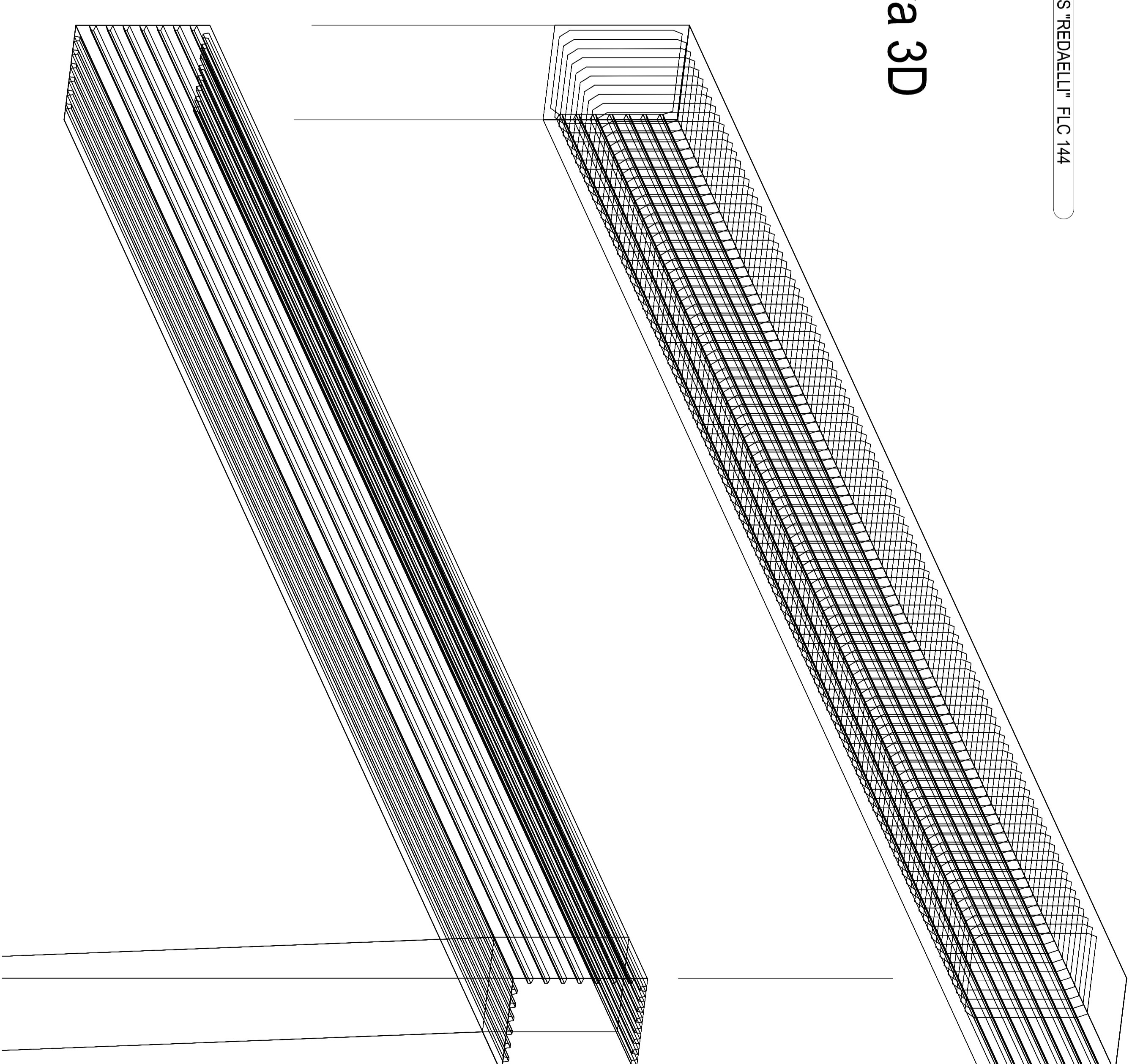
CORTE B - B
Esc.: 1:200



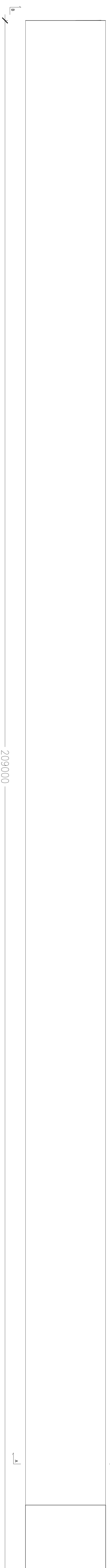
CORTE A-A
Esc.: 1:100



Perspetiva 3D



---A



PLANTA
Esc.: 1:200

Rui Pedro Sobral Almeida

Engenheiro de Engenharia

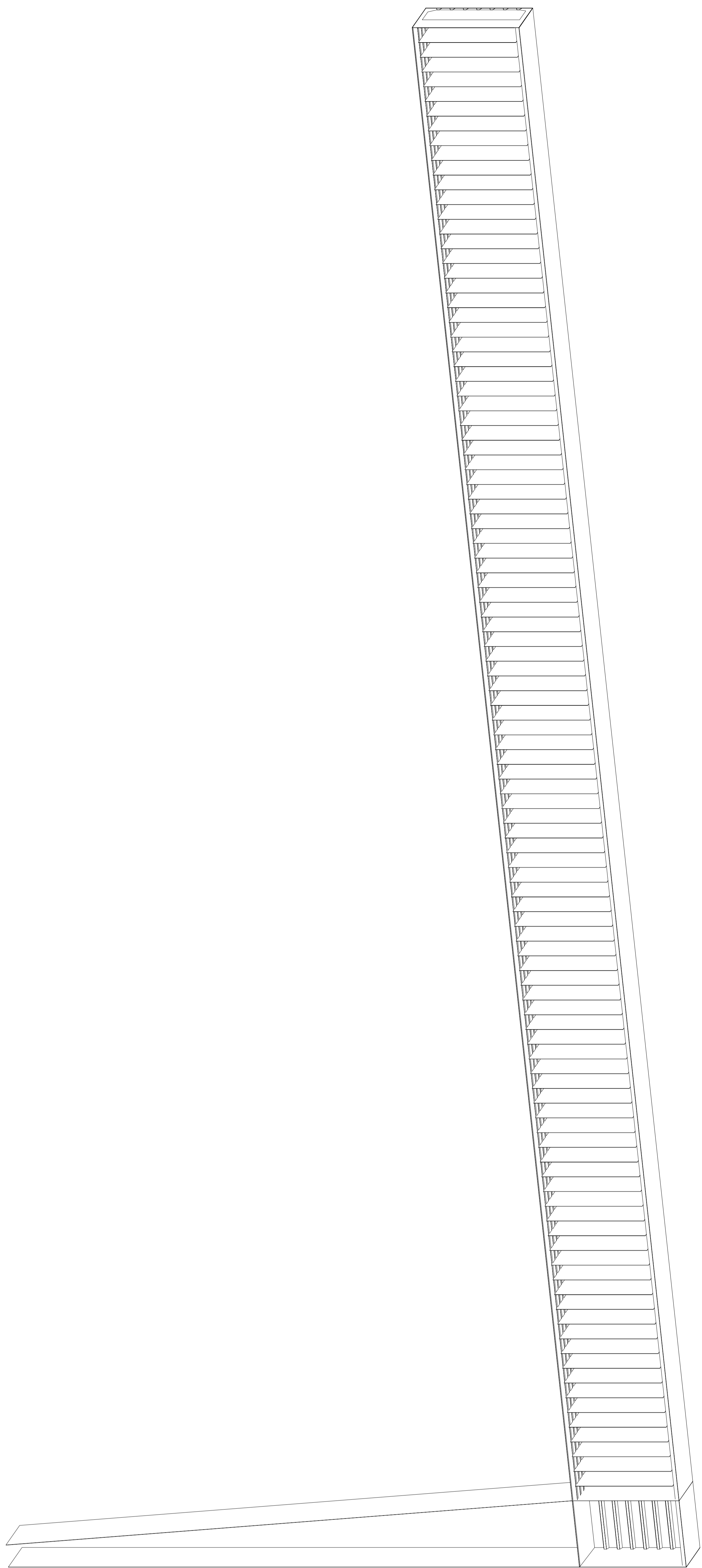
PROJETO DE ESTRUTURAS
PLANTA ALÇADO E CORTE - TUBA

Junho/2017

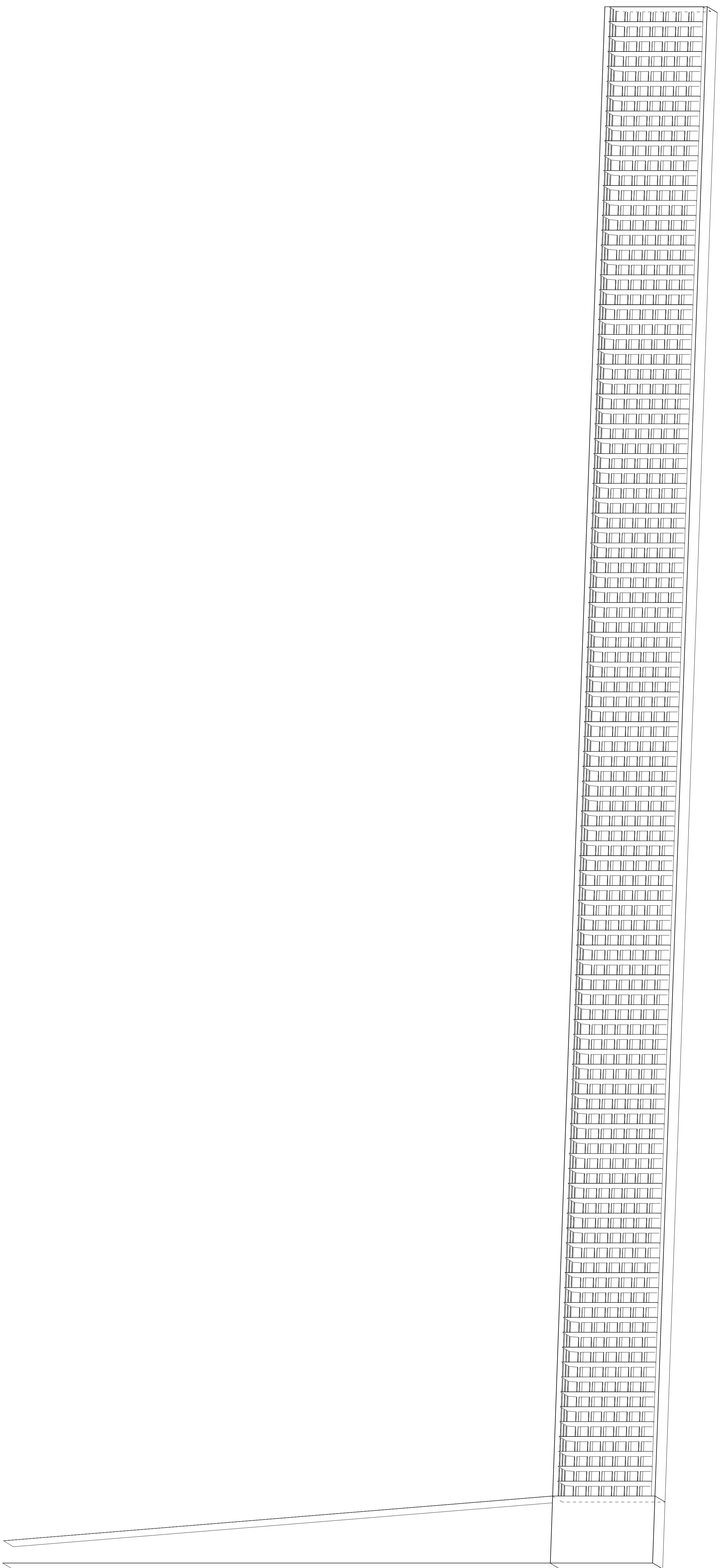
1:100/1:200

01 / 02

PERSPETIVA 3D



PERSPETIVA 3D



Rui Pedro Sobral Almeida

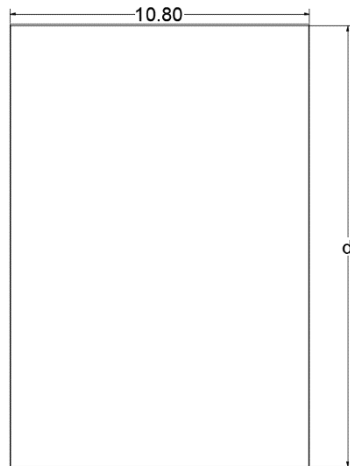
Estudo da proposta estrutural de uma residência de rede
para a zona urbana de Vila Rica, SP
PROJETO DE ESTRUTURAS
Perspetiva 3D - TPOA

Junho/2017

ANEXO A2

Cálculo da altura mínima da secção para resistir ao estado limite último:

Momento máximo positivo= 1676035,61 kN.m



Espessura banzo superior e inferior: 50 mm

Espessura alma: 30 mm

Considerar secção classe 4

Fy=430 Mpa

Secção efetiva banzo superior:

$$\lambda_p = \frac{\frac{b}{t}}{28.4\epsilon\sqrt{k_\sigma}} = 5,12 > 0,673$$

$$\frac{b}{t} = 214,8$$

$$\psi = 1$$

$$k_\sigma = 4$$

$$\epsilon = 0,73$$

$$\rho = \frac{\lambda_p - 0.055(3 + \psi)}{\lambda_p^2} = 0,18$$

$$b_{eff} = \rho \cdot b = 1,94 \text{ m}$$

$$b_{e1} = b_{e2} = 0.5 \times b_{eff} = 0,972 \text{ m}$$

$$A_{total} = 1,08 + 0,03 \cdot d \text{ m}^2$$

$$A_{eff} = 0,03 \cdot d + 0,6366561 \text{ m}^2$$

$$X_{geff} = 0,5 \cdot (d^2 + 6,5437 \cdot d + 1,3832805) / (d + 21,22187) \text{ m}$$

$$I_\Delta = 0,02 \cdot d^3 + 0,543 \cdot d^2 + 0,0811 \cdot d + 0,0036$$

Sendo Δ o eixo na base da secção.

$$I_{geff} = I_{\Delta} - A \cdot x_{geff}$$

$$I_{geff} = (-69,35683 / (d + 21,22187)) + 0,02 \cdot d^3 + 0,528 \cdot d^2 - 0,238678 \cdot d + 3,23658$$

$$I_{areareduzida} = (444,44 \cdot (d + 45,699) / (d + 21,22187)^2) + 0,1110836 \cdot d^2 + 3,2276739 \cdot d - 45,08739$$

$$I_{final} = (-513,7973 \cdot (d + 42,386734) / (d + 21,22187)^2) + 0,02 \cdot d^3 + 0,04169164 \cdot d^2 - 3,533 \cdot d + 48,323971$$

$$M = f_y \cdot (I_{final} / y)$$

$$d = 7,173 \text{ m, logo } h = 7,223 \text{ m}$$

ANEXO A3- VERIFICAÇÃO DA SECÇÃO DA VIGA COM OPS

Software **Z4**

1.0.1

CALCULATION SHEET

I - Section 1

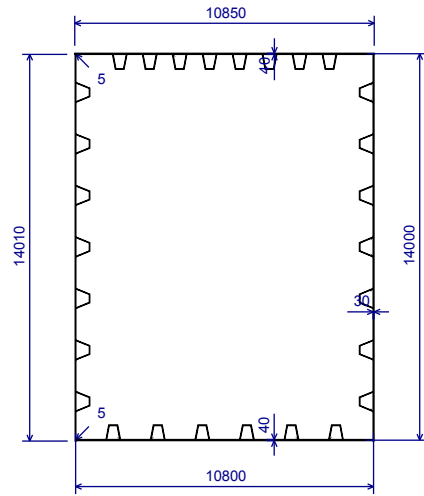


Figure 1 : Section 1 (in mm)

Description :
 Steel grade : S460
 Reduction curve for yield strength : EN 10025
 Young's modulus : E = 210000 MPa

I.1 - Points of the section 1

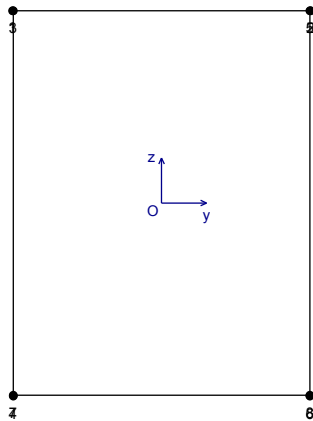


Figure 2 : Points of the section 1

Table 1 : Points of the section 1.

No	y (cm)	z (cm)
1	-542,5	700
2	542,5	700
3	-540	700
4	-540	-703
5	540	700
6	540	-703
7	-540	-700
8	540	-700

I.2 - Plates of the section 1

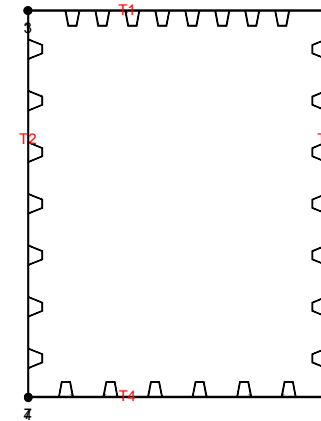


Figure 3 : Plates of the section 1

Table 2 : Plates of the section 1.

No	Left end	Right end	Thickness (mm)	Length (mm)	Yield strength (MPa)	ϵ
T1	Point 1	Point 2	40	10850	440	0,7308
T2	Point 3	Point 4	30	14030	440	0,7308
T3	Point 5	Point 6	30	14030	440	0,7308
T4	Point 7	Point 8	40	10800	440	0,7308

I.3 - Panels of the section

Table 3 : Panels of the section 1.

Plate	Panel	Left end	Right end	Sub-panel	$e_1^{(1)}$ (cm)	$e_2^{(2)}$ (cm)	$d_{nr,1}^{(3)}$ (cm)	$d_{nr,2}^{(4)}$ (cm)	$L_c^{(5)}$ (cm)
T1	1	Point 1	Point 3	1	0	0	0	1,5	1
				2	Point 3	Point 5	1	0	945,38
	2	Point 3	Point 5	2	134,62	894,62	1,395	1,395	47,96
				3	185,38	836,81	0,6403	0,6403	56,54
				4	243,19	786,05	1,395	1,395	47,96
				5	293,95	728,23	0,6403	0,6403	56,54
				6	351,77	677,48	1,395	1,395	47,96
				7	402,52	619,66	0,6403	0,6403	56,54
				8	460,34	568,91	1,395	1,395	47,96
				9	511,09	511,09	0,6403	0,6403	56,54
				10	568,91	460,34	1,395	1,395	47,96
				11	619,66	402,52	0,6403	0,6403	56,54
				12	677,48	351,77	1,395	1,395	47,96
				13	728,23	293,95	0,6403	0,6403	56,54
				14	786,05	243,19	1,395	1,395	47,96
				15	836,81	185,38	0,6403	0,6403	56,54
				16	894,62	134,62	1,395	1,395	47,96
				17	945,38	0	0,6403	1,5	132,48
T2	3	Point 5	Point 2	1	0	0	1,5	0	1
				T2	1	Point 3	Point 7	1	0
2	104,39	1224,4	1,419	1,419				68,38	
3	175,61	1108,9	0,2003	0,2003				115,05	
4	291,06	1037,7	1,419	1,419				68,38	
5	362,28	922,28	0,2003	0,2003				115,05	
6	477,72	851,06	1,419	1,419				68,38	
7	548,94	735,61	0,2003	0,2003				115,05	
8	664,39	664,39	1,419	1,419				68,38	

Table 4 : Panels of the section 1 (next).

Plate	Panel	Left end	Right end	Sub-panel	$e_1^{(1)}$ (cm)	$e_2^{(2)}$ (cm)	$d_{nr,1}^{(3)}$ (cm)	$d_{nr,2}^{(4)}$ (cm)	$L_c^{(5)}$ (cm)				
T2	1	Point 3	Point 7	9	735,61	548,94	0,2003	0,2003	115,05				
				10	851,06	477,72	1,419	1,419	68,38				
				11	922,28	362,28	0,2003	0,2003	115,05				
				12	1037,7	291,06	1,419	1,419	68,38				
				13	1108,9	175,61	0,2003	0,2003	115,05				
				14	1224,4	104,39	1,419	1,419	68,38				
				15	1295,6	0	0,2003	2	102,19				
				T3	2	Point 7	Point 4	1	0	0	2	0	1
								T3	1	Point 5	Point 8	1	0
				2	104,39	1224,4	1,419	1,419				68,38	
				3	175,61	1108,9	0,2003	0,2003				115,05	
				4	291,06	1037,7	1,419	1,419				68,38	
				5	362,28	922,28	0,2003	0,2003				115,05	
				6	477,72	851,06	1,419	1,419				68,38	
				7	548,94	735,61	0,2003	0,2003				115,05	
8	664,39	664,39	1,419	1,419	68,38								
9	735,61	548,94	0,2003	0,2003	115,05								
10	851,06	477,72	1,419	1,419	68,38								
11	922,28	362,28	0,2003	0,2003	115,05								
12	1037,7	291,06	1,419	1,419	68,38								
13	1108,9	175,61	0,2003	0,2003	115,05								
14	1224,4	104,39	1,419	1,419	68,38								
15	1295,6	0	0,2003	2	102,19								
T4	2	Point 8	Point 6	1	0	0	2	0	1				
				T4	1	Point 7	Point 8	1	0	968,96	0	0,6337	108,91
2	111,04	918,19	1,403	1,403				47,96					
3	161,81	807,53	0,6337	0,6337				109,39					

Table 5 : Panels of the section 1 (next).

Plate	Panel	Left end	Right end	Sub-panel	$e_1^{(1)}$ (cm)	$e_2^{(2)}$ (cm)	$d_{nr,1}^{(3)}$ (cm)	$d_{nr,2}^{(4)}$ (cm)	$L_c^{(5)}$ (cm)
T4	1	Point 7	Point 8	4	272,47	756,76	1,403	1,403	47,96
				5	323,24	646,1	0,6337	0,6337	109,39
				6	433,9	595,33	1,403	1,403	47,96
				7	484,67	484,67	0,6337	0,6337	109,39
				8	595,33	433,9	1,403	1,403	47,96
				9	646,1	323,24	0,6337	0,6337	109,39
				10	756,76	272,47	1,403	1,403	47,96
				11	807,53	161,81	0,6337	0,6337	109,39
				12	918,19	111,04	1,403	1,403	47,96
				13	968,96	0	0,6337	0	108,91

Note:

- (1) Distance from the left end of the panel
- (2) Distance from the right end of the panel
- (3) Non-reductive width from the left end
- (4) Non-reductive width from the right end
- (5) Calculation length of the panel

I.4 - Stiffners of the section 1

Table 6 : Stiffners of the section 1.

Plate	Panel	nb ⁽¹⁾	Continuous ⁽²⁾	Side ⁽³⁾	a ⁽⁴⁾ (mm)	b1 ⁽⁵⁾ (mm)	b2 ⁽⁶⁾ (mm)	Stiffner	γ
T1	1	0	-	-	-	-	-	-	-
	2	8	Yes	Right	5	1600	1600	AU540x20x20x300x500 (AUGET)	45,17
	3	0	-	-	-	-	-	-	-
T2	1	7	Yes	Left	5	1400	1400	AU500x15x15x300x700 (AUGET)	52,52
	2	0	-	-	-	-	-	-	-
T3	1	7	Yes	Right	5	1400	1400	AU500x15x15x300x700 (AUGET)	52,52
	2	0	-	-	-	-	-	-	-
T4	1	6	Yes	Left	5	1364,3	1364,3	AU530x20x20x300x500 (AUGET)	44,21

Note:

- (1) Number of stiffners
- (2) Stiffners are continuous
- (3) From the left end to the right one
- (4) Welding thickness

- (5) From the left end
- (6) From the right end

Stiffner AU540x20x20x300x500 (AUGET)

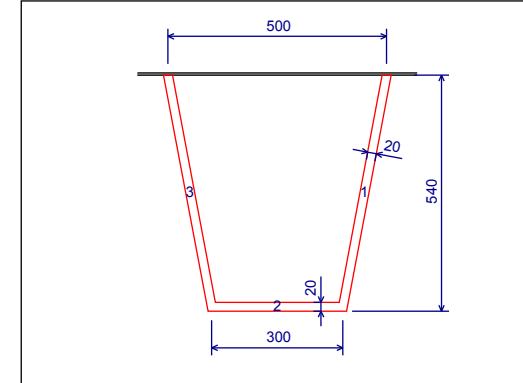


Figure 4 : Stiffner AU540x20x20x300x500 (AUGET)

Stiffner AU500x15x15x300x700 (AUGET)

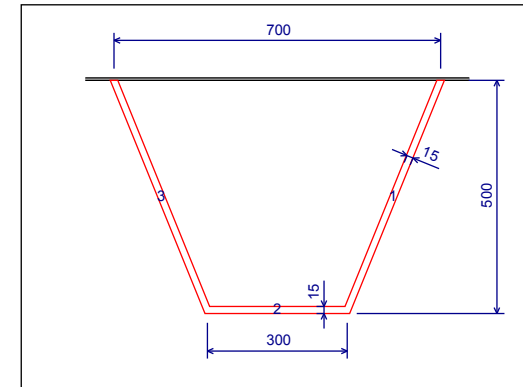


Figure 5 : Stiffner AU500x15x15x300x700 (AUGET)

Stiffner AU530x20x20x300x500 (AUGET)

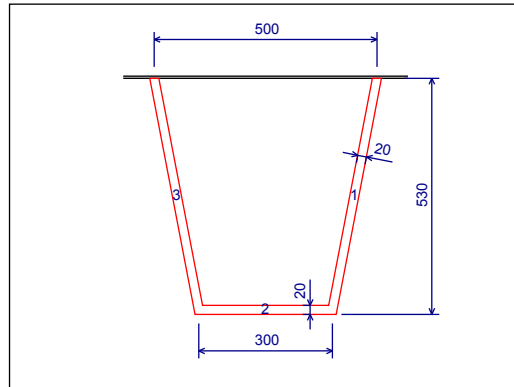


Figure 6 : Stiffner AU530x20x20x300x500 (AUGET)

I.5 - Slabs of the section 1

No slab has been defined

I.6 - Sollicitations

No sollicitation has been defined

I.7 - Calculation parameters

Calculation coordinates system : Main
 Stiffeners taken into account in properties calculation of the net section : No
 Tolerance for the transfert angle between coordinates : $\epsilon_\phi = 5^\circ$
 Partial factor for steel profiles : $\gamma_{M0} = 1$
 Calculation type : Shear lag
 Calculation of MfRd and MplRd according to EN 1993-1-5 $\diamond 7$. Yes

Parameters for shear lag calculation

Calculation method : EN 1993-1-5 $\diamond 3.2$
 Plates taken into account in shear lag calculation : T1 T4
 Effective length : $L_e = 170$ m
 Verification zone : Sagging bending

I.8 - Calculation results**- Reduction factors due to shear lag effects****Calculation parameters**

Calculation method : EN 1993-1-5 $\S 3.2$
 Effective calculation length : $L_e = 17000$ cm
 Verification zone : Sagging bending

Effective width factor : $\Rightarrow b_0 < L_e/50 = 340$ cm
 $\beta = 1,0$
 Reduction factor : $k_{red} = \beta = 1$
Panel 2
 Calculation width : $b_0 = 540$ cm
 $\Rightarrow b_0 > L_e/50 = 340$ cm
 Area of all stiffeners inside the width : $A_{sl} = 1119,2$ cm²
 Effective width factor :
 $\alpha_0 = 1,232$
 $\kappa_0 = 0,0391$
 $\Rightarrow 0,02 < \kappa_0 < 0,7$
 $\beta = \beta_1 = 0,9903$
 $k_{red} = \beta = 0,9903$
Panel 3
 Calculation width : $b_0 = 2,5$ cm
 $\Rightarrow b_0 < L_e/50 = 340$ cm
 Effective width factor :
 $\beta = 1,0$
 Reduction factor : $k_{red} = \beta = 1$
Plate T2
 Not considered
Plate T3
 Not considered
Plate T4
Panel 1
 Calculation width : $b_0 = 540$ cm
 $\Rightarrow b_0 > L_e/50 = 340$ cm
 Area of all stiffeners inside the width : $A_{sl} = 827,65$ cm²
 Effective width factor :
 $\alpha_0 = 1,176$
 $\kappa_0 = 0,0374$
 $\Rightarrow 0,02 < \kappa_0 < 0,7$
 $\beta = \beta_1 = 0,9911$
 $k_{red} = \beta = 0,9911$

- Shear lag**Effective section**

Table 7 : Effective thickness.

Plate	Panel	t_c (mm)
T1	1	40
	2	39,61
		39,61
		39,61
		39,61

Table 7 (next) : Effective thickness.

Plate	Panel	t_c (mm)
T1	2	39,61
		39,61
		39,61
		39,61
		39,61
		39,61
		39,61
		39,61
		39,61
		39,61
		39,61
		39,61
		39,61
	39,61	
	3	40
T2	1	30
		30
		30
		30
		30
		30
		30
		30
		30
		30
		30
		30
		30

Table 7 (next) : Effective thickness.

Plate	Panel	t_c (mm)
T2	1	30
	2	30
T3	1	30
		30
		30
		30
		30
		30
		30
		30
		30
		30
		30
		30
		2
T4	1	39,65
		39,65
		39,65
		39,65
		39,65
		39,65
		39,65
		39,65

Table 7 (next) : Effective thickness.

Plate	Panel	t_c (mm)
T4	1	39,65
		39,65
		39,65
		39,65

Table 8 : Effective section of stiffeners (Plate T1 - Panel 2).

Stiffner	Panel	t_c (mm)
1	1	19,81
	2	19,81
	3	19,81
2	1	19,81
	2	19,81
	3	19,81
3	1	19,81
	2	19,81
	3	19,81
4	1	19,81
	2	19,81
	3	19,81
5	1	19,81
	2	19,81
	3	19,81
6	1	19,81
	2	19,81
	3	19,81
7	1	19,81
	2	19,81
	3	19,81

Table 8 (next) : Effective section of stiffners (Plate T1 - Panel 2).

Stiffner	Panel	t_c (mm)
8	1	19,81
	2	19,81
	3	19,81

Table 9 : Effective section of stiffners (Plate T2 - Panel 1).

Stiffner	Panel	t_c (mm)
1	1	15
	2	15
	3	15
2	1	15
	2	15
	3	15
3	1	15
	2	15
	3	15
4	1	15
	2	15
	3	15
5	1	15
	2	15
	3	15
6	1	15
	2	15
	3	15
7	1	15
	2	15
	3	15

Table 10 : Effective section of stiffeners (Plate T3 - Panel 1).

Stiffner	Panel	t _c (mm)
1	1	15
	2	15
	3	15
2	1	15
	2	15
	3	15
3	1	15
	2	15
	3	15
4	1	15
	2	15
	3	15
5	1	15
	2	15
	3	15
6	1	15
	2	15
	3	15
7	1	15
	2	15
	3	15

Table 11 : Effective section of stiffeners (Plate T4 - Panel 1).

Stiffner	Panel	t _c (mm)
1	1	19,82
	2	19,82
	3	19,82
2	1	19,82

Table 11 (next) : Effective section of stiffeners (Plate T4 - Panel 1).

Stiffner	Panel	t _c (mm)
2	2	19,82
	3	19,82
3	1	19,82
	2	19,82
	3	19,82
4	1	19,82
	2	19,82
	3	19,82
5	1	19,82
	2	19,82
	3	19,82
6	1	19,82
	2	19,82
	3	19,82

Properties of the effective section

A = 23637 cm²

I_y = 7,655E+9 cm⁴

W_{y,sup} = 1,116E+7 cm³

W_{y,inf} = 1,065E+7 cm³

W_{pl,y} = 0 cm³

Z_G = 718,91 cm

I_z = 4,296E+9 cm⁴

W_{z,sup} = 7,919E+6 cm³

W_{z,inf} = 7,919E+6 cm³

W_{pl,z} = 0 cm³

Y_G = 542,5 cm

- Design plastic resistant bending moments

M_{t,Rd} = 223479 kN.m

M_{pl,Rd}⁽⁺⁾ = 2,455E+6 kN.m

M_{pl,Rd}⁽⁻⁾ = 2,458E+6 kN.m

TABLE OF CONTENTS

I - Section 1	p.1
<i>I.1 - Points of the section 1</i>	<i>p.1</i>
<i>I.2 - Plates of the section 1</i>	<i>p.2</i>
<i>I.3 - Panels of the section</i>	<i>p.2</i>
<i>I.4 - Stiffners of the section 1</i>	<i>p.5</i>
<i>I.5 - Slabs of the section 1</i>	<i>p.7</i>
<i>I.6 - Sollicitations</i>	<i>p.7</i>
<i>I.7 - Calculation parameters</i>	<i>p.7</i>
<i>I.8 - Calculation results</i>	<i>p.7</i>
- <i>Reduction factors due to shear lag effects</i>	<i>p.7</i>
- <i>Shear lag</i>	<i>p.8</i>
- <i>Design plastic resistant bending moments</i>	<i>p.14</i>

WARNING !

The following software may be used for working out technical solutions during preparatory engineering studies.

Because of the complexity of the calculations involved, the software is only for users who are able to make themselves an accurate idea of its possibilities, its limitations and adequacy to the various practical applications. The user will use it under his own responsibilities at his own risk.

This software is available free of charge. No rights are conferred on the user of the present software. The property and all intellectual rights of the latter continue belonging exclusively to CTICM. The use of this software involves no guarantee for the profit of the user who is committed to keep CTICM released and unharmed from any direct or indirect recourse and damage resulting from an incorrect or improper use or from a use for inadequate or inappropriate ends.

I - Section 1**I.1 - Calculation results****- Properties of the net section**

$A = 23753 \text{ cm}^2$	
$I_y = 7,71\text{E}+9 \text{ cm}^4$	$I_z = 4,296\text{E}+9 \text{ cm}^4$
$W_{y,\text{sup}} = 1,124\text{E}+7 \text{ cm}^3$	$W_{z,\text{sup}} = 7,919\text{E}+6 \text{ cm}^3$
$W_{y,\text{inf}} = 1,072\text{E}+7 \text{ cm}^3$	$W_{z,\text{inf}} = 7,919\text{E}+6 \text{ cm}^3$
$Z_G = 719,14 \text{ cm}$	$Y_G = 542,5 \text{ cm}$

- Pure compression - Classe of the section**- Pure compression****Global buckling - Plate T1 - Panel 2****Column-like buckling**

Gross cross section of the stiffened zone :	$A_{sl} = 865,99 \text{ cm}^2$
Second moment of area (out-of-plane) of the stiffened zone :	$I_{sl} = 300721 \text{ cm}^4$
Buckling stress of a single stiffener closest to the panel edge :	$\sigma_{cr,sl} = 2878,9 \text{ MPa}$
Elastic critical column buckling stress :	$\sigma_{cr,c} = 2878,9 \text{ MPa}$

Effective cross section of the stiffened zone :	$A_{sl,eff} = 837,47 \text{ cm}^2$
	$\beta_{A,c} = 0,9671$
Column slenderness :	$\lambda_c = 0,3845$
Imperfection factor :	$\alpha_c = 0,34$
	$\alpha_e = 0,4493$
Column reduction factor :	$\phi_c = 0,6153$
	$\chi_c = 0,9126$

Plate-like buckling

Calculation method :	EBPLate
	$\sigma_{cr,p} = 3152,7 \text{ MPa}$
Gross cross section of the compression zone :	$A_c = 6016,6 \text{ cm}^2$
Effective cross section of the compression zone :	$A_{c,eff} = 5935,1 \text{ cm}^2$
	$\beta_{A,p} = 0,9865$
Plate slenderness :	$\lambda_p = 0,371$
Plate reduction factor :	$\rho = 1$

Interpolation between plate-like and column-like buckling

Global buckling reduction factor :	$\xi = 0,0951$
	$\rho_c = 0,9284$

Global buckling - Plate T2 - Panel 1**Column-like buckling**

Gross cross section of the stiffened zone :	$A_{sl} = 766,9 \text{ cm}^2$
Second moment of area (out-of-plane) of the stiffened zone :	$I_{sl} = 200891 \text{ cm}^4$
Buckling stress of a single stiffener closest to the panel edge :	$\sigma_{cr,sl} = 2171,7 \text{ MPa}$
Elastic critical column buckling stress :	$\sigma_{cr,c} = 2171,7 \text{ MPa}$

Effective cross section of the stiffened zone :	$A_{sl,eff} = 682,85 \text{ cm}^2$
	$\beta_{A,c} = 0,8904$
Column slenderness :	$\lambda_c = 0,4247$
Imperfection factor :	$\alpha_c = 0,34$
	$\alpha_e = 0,4655$
Column reduction factor :	$\phi_c = 0,6425$
	$\chi_c = 0,8892$

Plate-like buckling

Calculation method :	EBPLate
	$\sigma_{cr,p} = 1996,5 \text{ MPa}$
Gross cross section of the compression zone :	$A_c = 5329,7 \text{ cm}^2$
Effective cross section of the compression zone :	$A_{c,eff} = 4768,7 \text{ cm}^2$
	$\beta_{A,p} = 0,8947$
Plate slenderness :	$\lambda_p = 0,4441$
Plate reduction factor :	$\rho = 1$

Interpolation between plate-like and column-like buckling

Global buckling reduction factor :	$\xi = 0$
	$\rho_c = 0,8892$

Global buckling - Plate T3 - Panel 1**Column-like buckling**

Gross cross section of the stiffened zone :	$A_{sl} = 766,9 \text{ cm}^2$
Second moment of area (out-of-plane) of the stiffened zone :	$I_{sl} = 200891 \text{ cm}^4$
Buckling stress of a single stiffener closest to the panel edge :	$\sigma_{cr,sl} = 2171,7 \text{ MPa}$
Elastic critical column buckling stress :	$\sigma_{cr,c} = 2171,7 \text{ MPa}$

Effective cross section of the stiffened zone :	$A_{sl,eff} = 682,85 \text{ cm}^2$
	$\beta_{A,c} = 0,8904$
Column slenderness :	$\lambda_c = 0,4247$
Imperfection factor :	$\alpha_c = 0,34$
	$\alpha_e = 0,4655$
Column reduction factor :	$\phi_c = 0,6425$
	$\chi_c = 0,8892$

Plate-like buckling

Calculation method :	EBPLate
	$\sigma_{cr,p} = 1996,5 \text{ MPa}$
Gross cross section of the compression zone :	$A_c = 5329,7 \text{ cm}^2$
Effective cross section of the compression zone :	$A_{c,eff} = 4768,7 \text{ cm}^2$
	$\beta_{A,p} = 0,8947$
Plate slenderness :	$\lambda_p = 0,4441$
Plate reduction factor :	$\rho = 1$

Interpolation between plate-like and column-like buckling

Global buckling reduction factor :	$\xi = 0$
	$\rho_c = 0,8892$

Global buckling - Plate T4**Column-like buckling**

Gross cross section of the stiffened zone :	$A_{sl} = 921,6 \text{ cm}^2$
---	-------------------------------

Effective cross section of the stiffened zone : $A_{sl,eff} = 917,53 \text{ cm}^2$
 $\beta_{A,c} = 0,9956$
 Column slenderness : $\lambda_c = 0,4068$
 Imperfection factor : $\alpha_c = 0,34$
 $\alpha_e = 0,4561$
 Column reduction factor : $\phi_c = 0,6299$
 $\chi_c = 0,9002$

Plate-like buckling

Calculation method : EBPLate
 $\sigma_{cr,p} = 2570,8 \text{ MPa}$
 Gross cross section of the compression zone : $A_c = 5527,7 \text{ cm}^2$
 Effective cross section of the compression zone : $A_{c,eff} = 5503,2 \text{ cm}^2$
 $\beta_{A,p} = 0,9956$
 Plate slenderness : $\lambda_p = 0,4128$
 Plate reduction factor : $\rho = 1$

Interpolation between plate-like and column-like buckling

Global buckling reduction factor : $\xi = 0$
 $\rho_c = 0,9002$

Effective section

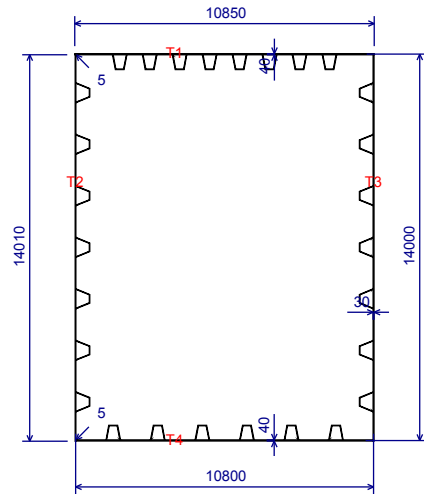


Figure 1 : Effective section

Table 1 : Effective section.

Plate	Panel	Sub-panel	Left end				Right end			
			$t_{c,1}$ (mm)	$d_{t,1}$ (cm)	$d_{c,1}$ (cm)	$d_{eff,1}$ (cm)	$t_{c,2}$ (mm)	$d_{t,2}$ (cm)	$d_{c,2}$ (cm)	$d_{eff,2}$ (cm)
T1	1	1	40	0	0	0	40	0	1	1
T1	2	1	40	0	66,24	60,13	40	0	66,24	60,13

Table 1 (next) : Effective section.

Plate	Panel	Sub-panel	Left end				Right end				
			$t_{c,1}$ (mm)	$d_{t,1}$ (cm)	$d_{c,1}$ (cm)	$d_{eff,1}$ (cm)	$t_{c,2}$ (mm)	$d_{t,2}$ (cm)	$d_{c,2}$ (cm)	$d_{eff,2}$ (cm)	
T1	2	3	37,14	0	28,27	28,27	37,14	0	28,27	28,27	
		4	37,14	0	23,98	23,98	37,14	0	23,98	23,98	
		5	37,14	0	28,27	28,27	37,14	0	28,27	28,27	
		6	37,14	0	23,98	23,98	37,14	0	23,98	23,98	
		7	37,14	0	28,27	28,27	37,14	0	28,27	28,27	
		8	37,14	0	23,98	23,98	37,14	0	23,98	23,98	
		9	37,14	0	28,27	28,27	37,14	0	28,27	28,27	
		10	37,14	0	23,98	23,98	37,14	0	23,98	23,98	
		11	37,14	0	28,27	28,27	37,14	0	28,27	28,27	
		12	37,14	0	23,98	23,98	37,14	0	23,98	23,98	
		13	37,14	0	28,27	28,27	37,14	0	28,27	28,27	
		14	37,14	0	23,98	23,98	37,14	0	23,98	23,98	
		15	37,14	0	28,27	28,27	37,14	0	28,27	28,27	
		16	37,14	0	23,98	23,98	37,14	0	23,98	23,98	
		17	40	0	66,24	60,13	40	0	66,24	60,13	
			3	1	40	0	1	1	40	0	0
		T2	1	1	30	0	51,1	45,57	30	0	51,1
2	26,68			0	34,19	34,19	26,68	0	34,19	34,19	
3	26,68			0	57,52	47,44	26,68	0	57,52	47,44	
4	26,68			0	34,19	34,19	26,68	0	34,19	34,19	
5	26,68			0	57,52	47,44	26,68	0	57,52	47,44	
6	26,68			0	34,19	34,19	26,68	0	34,19	34,19	
7	26,68			0	57,52	47,44	26,68	0	57,52	47,44	
8	26,68			0	34,19	34,19	26,68	0	34,19	34,19	
9	26,68			0	57,52	47,44	26,68	0	57,52	47,44	
10	26,68			0	34,19	34,19	26,68	0	34,19	34,19	

Table 1 (next) : Effective section.

Plate	Panel	Sub-panel	Left end				Right end			
			$t_{c,1}$ (mm)	$d_{t,1}$ (cm)	$d_{c,1}$ (cm)	$d_{eff,1}$ (cm)	$t_{c,2}$ (mm)	$d_{t,2}$ (cm)	$d_{c,2}$ (cm)	$d_{eff,2}$ (cm)
T2	1	11	26,68	0	57,52	47,44	26,68	0	57,52	47,44
		12	26,68	0	34,19	34,19	26,68	0	34,19	34,19
		13	26,68	0	57,52	47,44	26,68	0	57,52	47,44
		14	26,68	0	34,19	34,19	26,68	0	34,19	34,19
		15	30	0	51,1	45,57	30	0	51,1	45,57
	2	1	30	0	1	1	30	0	0	0
T3	1	1	30	0	51,1	45,57	30	0	51,1	45,57
		2	26,68	0	34,19	34,19	26,68	0	34,19	34,19
		3	26,68	0	57,52	47,44	26,68	0	57,52	47,44
		4	26,68	0	34,19	34,19	26,68	0	34,19	34,19
		5	26,68	0	57,52	47,44	26,68	0	57,52	47,44
		6	26,68	0	34,19	34,19	26,68	0	34,19	34,19
		7	26,68	0	57,52	47,44	26,68	0	57,52	47,44
		8	26,68	0	34,19	34,19	26,68	0	34,19	34,19
		9	26,68	0	57,52	47,44	26,68	0	57,52	47,44
		10	26,68	0	34,19	34,19	26,68	0	34,19	34,19
		11	26,68	0	57,52	47,44	26,68	0	57,52	47,44
		12	26,68	0	34,19	34,19	26,68	0	34,19	34,19
		13	26,68	0	57,52	47,44	26,68	0	57,52	47,44
		14	26,68	0	34,19	34,19	26,68	0	34,19	34,19
	2	1	30	0	1	1	30	0	0	0
T4	1	1	40	0	54,46	54,46	40	0	54,46	54,46
		2	36,01	0	23,98	23,98	36,01	0	23,98	23,98
		3	36,01	0	54,7	54,7	36,01	0	54,7	54,7
		4	36,01	0	23,98	23,98	36,01	0	23,98	23,98

Table 1 (next) : Effective section.

Plate	Panel	Sub-panel	Left end				Right end			
			$t_{c,1}$ (mm)	$d_{t,1}$ (cm)	$d_{c,1}$ (cm)	$d_{eff,1}$ (cm)	$t_{c,2}$ (mm)	$d_{t,2}$ (cm)	$d_{c,2}$ (cm)	$d_{eff,2}$ (cm)
T4	1	5	36,01	0	54,7	54,7	36,01	0	54,7	54,7
		6	36,01	0	23,98	23,98	36,01	0	23,98	23,98
		7	36,01	0	54,7	54,7	36,01	0	54,7	54,7
		8	36,01	0	23,98	23,98	36,01	0	23,98	23,98
		9	36,01	0	54,7	54,7	36,01	0	54,7	54,7
		10	36,01	0	23,98	23,98	36,01	0	23,98	23,98
		11	36,01	0	54,7	54,7	36,01	0	54,7	54,7
		12	36,01	0	23,98	23,98	36,01	0	23,98	23,98
		13	40	0	54,46	54,46	40	0	54,46	54,46

Note:

 t_c : Effective thickness d_t : Width of the tension part of the sub-panel d_c : Width of the compression part of the sub-panel d_{eff} : Effective width of the compression part of the sub-panel

Table 2 : Effective section of stiffeners (Plate T2 - Panel 1).

Stiffner	Panel	Left end				Right end			
		$t_{c,1}$ (mm)	$d_{t,1}$ (cm)	$d_{c,1}$ (cm)	$d_{eff,1}$ (cm)	$t_{c,2}$ (mm)	$d_{t,2}$ (cm)	$d_{c,2}$ (cm)	$d_{eff,2}$ (cm)
1	1	13,34	0	26,17	22,66	13,34	0	26,17	22,66
	2	13,34	0	14,5	14,5	13,34	0	14,5	14,5
	3	13,34	0	26,17	22,66	13,34	0	26,17	22,66
2	1	13,34	0	26,17	22,66	13,34	0	26,17	22,66
	2	13,34	0	14,5	14,5	13,34	0	14,5	14,5
	3	13,34	0	26,17	22,66	13,34	0	26,17	22,66
3	1	13,34	0	26,17	22,66	13,34	0	26,17	22,66
	2	13,34	0	14,5	14,5	13,34	0	14,5	14,5
	3	13,34	0	26,17	22,66	13,34	0	26,17	22,66
4	1	13,34	0	26,17	22,66	13,34	0	26,17	22,66
	2	13,34	0	14,5	14,5	13,34	0	14,5	14,5

Table 2 (next) : Effective section of stiffeners (Plate T2 - Panel 1).

Stiffner	Panel	Left end				Right end			
		t _{c,1} (mm)	d _{t,1} (cm)	d _{c,1} (cm)	d _{eff,1} (cm)	t _{c,2} (mm)	d _{t,2} (cm)	d _{c,2} (cm)	d _{eff,2} (cm)
4	3	13,34	0	26,17	22,66	13,34	0	26,17	22,66
5	1	13,34	0	26,17	22,66	13,34	0	26,17	22,66
	2	13,34	0	14,5	14,5	13,34	0	14,5	14,5
	3	13,34	0	26,17	22,66	13,34	0	26,17	22,66
6	1	13,34	0	26,17	22,66	13,34	0	26,17	22,66
	2	13,34	0	14,5	14,5	13,34	0	14,5	14,5
	3	13,34	0	26,17	22,66	13,34	0	26,17	22,66
7	1	13,34	0	26,17	22,66	13,34	0	26,17	22,66
	2	13,34	0	14,5	14,5	13,34	0	14,5	14,5
	3	13,34	0	26,17	22,66	13,34	0	26,17	22,66

Table 3 : Effective section of stiffeners (Plate T3 - Panel 1).

Stiffner	Panel	Left end				Right end			
		t _{c,1} (mm)	d _{t,1} (cm)	d _{c,1} (cm)	d _{eff,1} (cm)	t _{c,2} (mm)	d _{t,2} (cm)	d _{c,2} (cm)	d _{eff,2} (cm)
1	1	13,34	0	26,17	22,66	13,34	0	26,17	22,66
	2	13,34	0	14,5	14,5	13,34	0	14,5	14,5
	3	13,34	0	26,17	22,66	13,34	0	26,17	22,66
2	1	13,34	0	26,17	22,66	13,34	0	26,17	22,66
	2	13,34	0	14,5	14,5	13,34	0	14,5	14,5
	3	13,34	0	26,17	22,66	13,34	0	26,17	22,66
3	1	13,34	0	26,17	22,66	13,34	0	26,17	22,66
	2	13,34	0	14,5	14,5	13,34	0	14,5	14,5
	3	13,34	0	26,17	22,66	13,34	0	26,17	22,66
4	1	13,34	0	26,17	22,66	13,34	0	26,17	22,66
	2	13,34	0	14,5	14,5	13,34	0	14,5	14,5
	3	13,34	0	26,17	22,66	13,34	0	26,17	22,66
5	1	13,34	0	26,17	22,66	13,34	0	26,17	22,66

Table 3 (next) : Effective section of stiffeners (Plate T3 - Panel 1).

Stiffner	Panel	Left end				Right end			
		t _{c,1} (mm)	d _{t,1} (cm)	d _{c,1} (cm)	d _{eff,1} (cm)	t _{c,2} (mm)	d _{t,2} (cm)	d _{c,2} (cm)	d _{eff,2} (cm)
5	2	13,34	0	14,5	14,5	13,34	0	14,5	14,5
	3	13,34	0	26,17	22,66	13,34	0	26,17	22,66
6	1	13,34	0	26,17	22,66	13,34	0	26,17	22,66
	2	13,34	0	14,5	14,5	13,34	0	14,5	14,5
	3	13,34	0	26,17	22,66	13,34	0	26,17	22,66
7	1	13,34	0	26,17	22,66	13,34	0	26,17	22,66
	2	13,34	0	14,5	14,5	13,34	0	14,5	14,5
	3	13,34	0	26,17	22,66	13,34	0	26,17	22,66

Properties of the effective section

$A_{eff} = 20610 \text{ cm}^2$

$I_{y,eff} = 6,94E+9 \text{ cm}^4$

$W_{y,sup,eff} = 1,016E+7 \text{ cm}^3$

$W_{y,inf,eff} = 9,61E+6 \text{ cm}^3$

$Z_G = 722,19 \text{ cm}$

$e_{Nz} = -3,049 \text{ cm}$

$I_{z,eff} = 3,609E+9 \text{ cm}^4$

$W_{z,sup,eff} = 6,652E+6 \text{ cm}^3$

$W_{z,inf,eff} = 6,652E+6 \text{ cm}^3$

$y_G = 542,5 \text{ cm}$

$e_{Ny} = 0 \text{ cm}$

- Pure bending ($M_y > 0$) - Classe of the section

- Pure bending ($M_y > 0$) - Step 1

Plates taken into account :

T1

Global buckling - Plate T1 - Panel 2

Column-like buckling

Gross cross section of the stiffened zone :

$A_{sl} = 865,99 \text{ cm}^2$

Second moment of area (out-of-plane) of the stiffened zone :

$I_{sl} = 300721 \text{ cm}^4$

Buckling stress of a single stiffener closest to the panel edge :

$\sigma_{cr,sl} = 2878,9 \text{ MPa}$

Elastic critical column buckling stress :

$\sigma_{cr,c} = 2878,9 \text{ MPa}$

Effective cross section of the stiffened zone :

$A_{sl,eff} = 837,47 \text{ cm}^2$

$\beta_{A,c} = 0,9671$

Column slenderness :

$\lambda_c = 0,3845$

Imperfection factor :

$\alpha_c = 0,34$

$\alpha_e = 0,4493$

Column reduction factor :

$\phi_c = 0,6153$

$\chi_c = 0,9126$

Calculation method :

EBPLate

Gross cross section of the compression zone :

$$\sigma_{cr,p} = 3152,7 \text{ MPa}$$

$$A_c = 6016,6 \text{ cm}^2$$

Effective cross section of the compression zone :

$$A_{c,eff} = 5935,1 \text{ cm}^2$$

$$\beta_{A,p} = 0,9865$$

Plate slenderness :

$$\lambda_p = 0,371$$

Plate reduction factor :

$$\rho = 1$$

Interpolation between plate-like and column-like buckling

Global buckling reduction factor :

$$\xi = 0,0951$$

$$\rho_c = 0,9284$$

Effective section

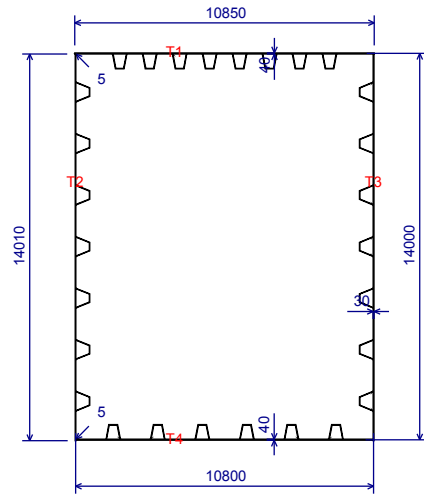


Figure 2 : Effective section

Table 4 : Effective section.

Plate	Panel	Sub-panel	Left end				Right end			
			$t_{c,1}$ (mm)	$d_{t,1}$ (cm)	$d_{c,1}$ (cm)	$d_{eff,1}$ (cm)	$t_{c,2}$ (mm)	$d_{t,2}$ (cm)	$d_{c,2}$ (cm)	$d_{eff,2}$ (cm)
T1	1	1	40	0	0	0	40	0	1	1
		2	40	0	66,24	60,13	40	0	66,24	60,13
	2	1	37,14	0	23,98	23,98	37,14	0	23,98	23,98
		2	37,14	0	28,27	28,27	37,14	0	28,27	28,27
		3	37,14	0	23,98	23,98	37,14	0	23,98	23,98
		4	37,14	0	28,27	28,27	37,14	0	28,27	28,27
		5	37,14	0	23,98	23,98	37,14	0	23,98	23,98
6	37,14	0	28,27	28,27	37,14	0	23,98	23,98		
7	37,14	0	28,27	28,27	37,14	0	28,27	28,27		

Table 4 (next) : Effective section.

Plate	Panel	Sub-panel	Left end				Right end					
			$t_{c,1}$ (mm)	$d_{t,1}$ (cm)	$d_{c,1}$ (cm)	$d_{eff,1}$ (cm)	$t_{c,2}$ (mm)	$d_{t,2}$ (cm)	$d_{c,2}$ (cm)	$d_{eff,2}$ (cm)		
T1	2	8	37,14	0	23,98	23,98	37,14	0	23,98	23,98		
		9	37,14	0	28,27	28,27	37,14	0	28,27	28,27		
		10	37,14	0	23,98	23,98	37,14	0	23,98	23,98		
		11	37,14	0	28,27	28,27	37,14	0	28,27	28,27		
		12	37,14	0	23,98	23,98	37,14	0	23,98	23,98		
		13	37,14	0	28,27	28,27	37,14	0	28,27	28,27		
		14	37,14	0	23,98	23,98	37,14	0	23,98	23,98		
		15	37,14	0	28,27	28,27	37,14	0	28,27	28,27		
		16	37,14	0	23,98	23,98	37,14	0	23,98	23,98		
		17	40	0	66,24	60,13	40	0	66,24	60,13		
		3	1	40	0	1	1	40	0	0	0	
		T2	1	1	30	0	49,25	49,25	30	0	52,94	52,94
				2	30	0	33,21	33,21	30	0	35,17	35,17
				3	30	0	54,44	54,44	30	0	60,61	60,61
				4	30	0	32,76	32,76	30	0	35,62	35,62
				5	30	0	52,8	52,8	30	0	62,25	62,25
	6			30	0	31,56	31,56	30	0	36,83	36,83	
7	30			0	47,4	47,4	30	0	67,64	67,64		
8	30			0	7,221	7,221	30	50,33	10,83	10,83		
9	30			57,52	0	0	30	57,52	0	0		
10	30			34,19	0	0	30	34,19	0	0		
11	30			57,52	0	0	30	57,52	0	0		
12	30			34,19	0	0	30	34,19	0	0		
13	30			57,52	0	0	30	57,52	0	0		
14	30			34,19	0	0	30	34,19	0	0		
15	30			51,1	0	0	30	51,1	0	0		

Table 4 (next) : Effective section.

Plate	Panel	Sub-panel	Left end				Right end			
			$t_{c,1}$ (mm)	$d_{t,1}$ (cm)	$d_{c,1}$ (cm)	$d_{eff,1}$ (cm)	$t_{c,2}$ (mm)	$d_{t,2}$ (cm)	$d_{c,2}$ (cm)	$d_{eff,2}$ (cm)
T2	2	1	30	0,5	0	0	30	0,5	0	0
T3	1	1	30	0	49,25	49,25	30	0	52,94	52,94
		2	30	0	33,21	33,21	30	0	35,17	35,17
		3	30	0	54,44	54,44	30	0	60,61	60,61
		4	30	0	32,76	32,76	30	0	35,62	35,62
		5	30	0	52,8	52,8	30	0	62,25	62,25
		6	30	0	31,56	31,56	30	0	36,83	36,83
		7	30	0	47,4	47,4	30	0	67,64	67,64
		8	30	0	7,221	7,221	30	50,33	10,83	10,83
		9	30	57,52	0	0	30	57,52	0	0
		10	30	34,19	0	0	30	34,19	0	0
		11	30	57,52	0	0	30	57,52	0	0
		12	30	34,19	0	0	30	34,19	0	0
		13	30	57,52	0	0	30	57,52	0	0
		14	30	34,19	0	0	30	34,19	0	0
		15	30	51,1	0	0	30	51,1	0	0
	2	1	30	0,5	0	0	30	0,5	0	0
T4	1	1	40	54,46	0	0	40	54,46	0	0
		2	40	23,98	0	0	40	23,98	0	0
		3	40	54,7	0	0	40	54,7	0	0
		4	40	23,98	0	0	40	23,98	0	0
		5	40	54,7	0	0	40	54,7	0	0
		6	40	23,98	0	0	40	23,98	0	0
		7	40	54,7	0	0	40	54,7	0	0
		8	40	23,98	0	0	40	23,98	0	0
		9	40	54,7	0	0	40	54,7	0	0

Table 4 (next) : Effective section.

Plate	Panel	Sub-panel	Left end				Right end			
			$t_{c,1}$ (mm)	$d_{t,1}$ (cm)	$d_{c,1}$ (cm)	$d_{eff,1}$ (cm)	$t_{c,2}$ (mm)	$d_{t,2}$ (cm)	$d_{c,2}$ (cm)	$d_{eff,2}$ (cm)
T4	1	10	40	23,98	0	0	40	23,98	0	0
		11	40	54,7	0	0	40	54,7	0	0
		12	40	23,98	0	0	40	23,98	0	0
		13	40	54,46	0	0	40	54,46	0	0

Note:

 t_c : Effective thickness d_t : Width of the tension part of the sub-panel d_c : Width of the compression part of the sub-panel d_{eff} : Effective width of the compression part of the sub-panel

Table 5 : Effective section of stiffeners (Plate T2 - Panel 1).

Stiffner	Panel	Left end				Right end			
		$t_{c,1}$ (mm)	$d_{t,1}$ (cm)	$d_{c,1}$ (cm)	$d_{eff,1}$ (cm)	$t_{c,2}$ (mm)	$d_{t,2}$ (cm)	$d_{c,2}$ (cm)	$d_{eff,2}$ (cm)
1	1	15	0	25,94	25,94	15	0	26,4	26,4
	2	15	0	14,3	14,3	15	0	14,69	14,69
	3	15	0	25,92	25,92	15	0	26,43	26,43
2	1	15	0	25,83	25,83	15	0	26,51	26,51
	2	15	0	14,21	14,21	15	0	14,78	14,78
	3	15	0	25,79	25,79	15	0	26,56	26,56
3	1	15	0	25,54	25,54	15	0	26,81	26,81
	2	15	0	13,93	13,93	15	0	15,06	15,06
	3	15	0	25,33	25,33	15	0	27,01	27,01
4	1	15	0	19,78	19,78	15	2,894	29,67	29,67
	2	15	14,5	0	0	15	14,5	0	0
	3	15	26,17	0	0	15	26,17	0	0
5	1	15	26,17	0	0	15	26,17	0	0
	2	15	14,5	0	0	15	14,5	0	0
	3	15	26,17	0	0	15	26,17	0	0
6	1	15	26,17	0	0	15	26,17	0	0

Table 5 (next) : Effective section of stiffeners (Plate T2 - Panel 1).

Stiffner	Panel	Left end				Right end			
		t _{c,1} (mm)	d _{t,1} (cm)	d _{c,1} (cm)	d _{eff,1} (cm)	t _{c,2} (mm)	d _{t,2} (cm)	d _{c,2} (cm)	d _{eff,2} (cm)
6	2	15	14,5	0	0	15	14,5	0	0
	3	15	26,17	0	0	15	26,17	0	0
7	1	15	26,17	0	0	15	26,17	0	0
	2	15	14,5	0	0	15	14,5	0	0
	3	15	26,17	0	0	15	26,17	0	0

Table 6 : Effective section of stiffeners (Plate T3 - Panel 1).

Stiffner	Panel	Left end				Right end			
		t _{c,1} (mm)	d _{t,1} (cm)	d _{c,1} (cm)	d _{eff,1} (cm)	t _{c,2} (mm)	d _{t,2} (cm)	d _{c,2} (cm)	d _{eff,2} (cm)
1	1	15	0	26,43	26,43	15	0	25,92	25,92
	2	15	0	14,69	14,69	15	0	14,3	14,3
	3	15	0	26,4	26,4	15	0	25,94	25,94
2	1	15	0	26,56	26,56	15	0	25,79	25,79
	2	15	0	14,78	14,78	15	0	14,21	14,21
	3	15	0	26,51	26,51	15	0	25,83	25,83
3	1	15	0	27,01	27,01	15	0	25,33	25,33
	2	15	0	15,06	15,06	15	0	13,93	13,93
	3	15	0	26,81	26,81	15	0	25,54	25,54
4	1	15	26,17	0	0	15	26,17	0	0
	2	15	14,5	0	0	15	14,5	0	0
	3	15	2,894	29,67	29,67	15	0	19,78	19,78
5	1	15	26,17	0	0	15	26,17	0	0
	2	15	14,5	0	0	15	14,5	0	0
	3	15	26,17	0	0	15	26,17	0	0
6	1	15	26,17	0	0	15	26,17	0	0
	2	15	14,5	0	0	15	14,5	0	0
	3	15	26,17	0	0	15	26,17	0	0

Table 6 (next) : Effective section of stiffeners (Plate T3 - Panel 1).

Stiffner	Panel	Left end				Right end			
		t _{c,1} (mm)	d _{t,1} (cm)	d _{c,1} (cm)	d _{eff,1} (cm)	t _{c,2} (mm)	d _{t,2} (cm)	d _{c,2} (cm)	d _{eff,2} (cm)
7	1	15	26,17	0	0	15	26,17	0	0
	2	15	14,5	0	0	15	14,5	0	0
	3	15	26,17	0	0	15	26,17	0	0

Properties of the effective section

$A_{eff} = 23266 \text{ cm}^2$

$I_{y,eff} = 7,484E+9 \text{ cm}^4$

$W_{y,sup,eff} = 1,069E+7 \text{ cm}^3$

$W_{y,inf,eff} = 1,062E+7 \text{ cm}^3$

$Z_G = 705,03 \text{ cm}$

$e_{Nz} = 14,11 \text{ cm}$

$I_{z,eff} = 4,296E+9 \text{ cm}^4$

$W_{z,sup,eff} = 7,919E+6 \text{ cm}^3$

$W_{z,inf,eff} = 7,919E+6 \text{ cm}^3$

$y_G = 542,5 \text{ cm}$

$e_{Ny} = 0 \text{ cm}$

- Pure bending (My > 0) - Step 2

Plates taken into account :

T2, T3

Global buckling - Plate T2 - Panel 1

Column-like buckling

Gross cross section of the stiffened zone :

$A_{sl} = 744,03 \text{ cm}^2$

Second moment of area (out-of-plane) of the stiffened zone :

$I_{sl} = 199227 \text{ cm}^4$

Buckling stress of a single stiffener closest to the panel edge :

$\sigma_{cr,sl} = 2219,9 \text{ MPa}$

Elastic critical column buckling stress :

$\sigma_{cr,c} = 2769 \text{ MPa}$

Effective cross section of the stiffened zone :

$A_{sl,eff} = 689,14 \text{ cm}^2$

$\beta_{A,c} = 0,9262$

Column slenderness :

$\lambda_c = 0,3836$

Imperfection factor :

$\alpha_c = 0,34$

$\alpha_e = 0,4627$

Column reduction factor :

$\phi_c = 0,6161$

$\chi_c = 0,9106$

Plate-like buckling

Calculation method :

EBPLate

Gross cross section of the compression zone :

$\sigma_{cr,p} = 2884,7 \text{ MPa}$

Effective cross section of the compression zone :

$A_c = 2258,9 \text{ cm}^2$

$A_{c,eff} = 2106 \text{ cm}^2$

Plate slenderness :

$\beta_{A,p} = 0,9323$

Plate reduction factor :

$\lambda_D = 0,3771$

$\rho = 1$

Interpolation between plate-like and column-like buckling

Global buckling reduction factor :

$\xi = 0,0418$

$\rho_c = 0,918$

Column-like buckling

Gross cross section of the stiffened zone : $A_{sl} = 744,03 \text{ cm}^2$
 Second moment of area (out-of-plane) of the stiffened zone : $I_{sl} = 199227 \text{ cm}^4$
 Buckling stress of a single stiffener closest to the panel edge : $\sigma_{cr,sl} = 2219,9 \text{ MPa}$
 Elastic critical column buckling stress : $\sigma_{cr,c} = 2769 \text{ MPa}$

Effective cross section of the stiffened zone : $A_{sl,eff} = 689,14 \text{ cm}^2$
 $\beta_{A,c} = 0,9262$
 Column slenderness : $\lambda_c = 0,3836$
 Imperfection factor : $\alpha_c = 0,34$
 $\alpha_e = 0,4627$
 Column reduction factor : $\phi_c = 0,6161$
 $\chi_c = 0,9106$

Plate-like buckling

Calculation method : EBPLate
 $\sigma_{cr,p} = 2884,7 \text{ MPa}$
 Gross cross section of the compression zone : $A_c = 2258,9 \text{ cm}^2$
 Effective cross section of the compression zone : $A_{c,eff} = 2106 \text{ cm}^2$
 $\beta_{A,p} = 0,9323$
 Plate slenderness : $\lambda_p = 0,3771$
 Plate reduction factor : $\rho = 1$

Interpolation between plate-like and column-like buckling

Global buckling reduction factor : $\xi = 0,0418$
 $\rho_c = 0,918$

Effective section

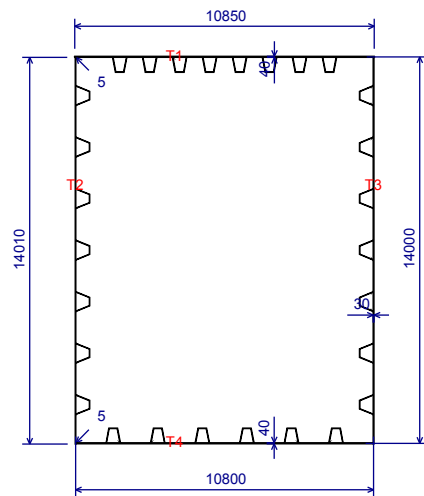


Figure 3 : Effective section

Table 7 (next) : Effective section.

Plate	Panel	Sub-panel	Left end				Right end			
			$t_{c,1}$ (mm)	$d_{t,1}$ (cm)	$d_{c,1}$ (cm)	$d_{eff,1}$ (cm)	$t_{c,2}$ (mm)	$d_{t,2}$ (cm)	$d_{c,2}$ (cm)	$d_{eff,2}$ (cm)
T1	2	1	40	0	66,24	60,13	40	0	66,24	60,13
		2	37,14	0	23,98	23,98	37,14	0	23,98	23,98
		3	37,14	0	28,27	28,27	37,14	0	28,27	28,27
		4	37,14	0	23,98	23,98	37,14	0	23,98	23,98
		5	37,14	0	28,27	28,27	37,14	0	28,27	28,27
		6	37,14	0	23,98	23,98	37,14	0	23,98	23,98
		7	37,14	0	28,27	28,27	37,14	0	28,27	28,27
		8	37,14	0	23,98	23,98	37,14	0	23,98	23,98
		9	37,14	0	28,27	28,27	37,14	0	28,27	28,27
		10	37,14	0	23,98	23,98	37,14	0	23,98	23,98
		11	37,14	0	28,27	28,27	37,14	0	28,27	28,27
		12	37,14	0	23,98	23,98	37,14	0	23,98	23,98
		13	37,14	0	28,27	28,27	37,14	0	28,27	28,27
		14	37,14	0	23,98	23,98	37,14	0	23,98	23,98
		15	37,14	0	28,27	28,27	37,14	0	28,27	28,27
		16	37,14	0	23,98	23,98	37,14	0	23,98	23,98
		17	40	0	66,24	60,13	40	0	66,24	60,13
	3	1	40	0	1	1	40	0	0	
T2	1	1	30	0	49,29	45,63	30	0	52,9	48,98
		2	27,54	0	33,23	33,23	27,54	0	35,15	35,15
		3	27,54	0	54,52	47,59	27,54	0	60,53	52,83
		4	27,54	0	32,81	32,81	27,54	0	35,57	35,57
		5	27,54	0	52,98	47,85	27,54	0	62,07	56,06
		6	27,54	0	31,71	31,71	27,54	0	36,67	36,67
		7	30	0	48,21	48,21	30	0	66,84	66,84
		8	30	0	12,86	12,86	30	36,22	19,29	19,29

Table 7 (next) : Effective section.

Plate	Panel	Sub-panel	Left end				Right end			
			$t_{c,1}$ (mm)	$d_{t,1}$ (cm)	$d_{c,1}$ (cm)	$d_{eff,1}$ (cm)	$t_{c,2}$ (mm)	$d_{t,2}$ (cm)	$d_{c,2}$ (cm)	$d_{eff,2}$ (cm)
T2	1	9	30	57,52	0	0	30	57,52	0	0
		10	30	34,19	0	0	30	34,19	0	0
		11	30	57,52	0	0	30	57,52	0	0
		12	30	34,19	0	0	30	34,19	0	0
		13	30	57,52	0	0	30	57,52	0	0
		14	30	34,19	0	0	30	34,19	0	0
		15	30	51,1	0	0	30	51,1	0	0
		2	1	30	0,5	0	0	30	0,5	0
T3	1	1	30	0	49,29	45,63	30	0	52,9	48,98
		2	27,54	0	33,23	33,23	27,54	0	35,15	35,15
		3	27,54	0	54,52	47,59	27,54	0	60,53	52,83
		4	27,54	0	32,81	32,81	27,54	0	35,57	35,57
		5	27,54	0	52,98	47,85	27,54	0	62,07	56,06
		6	27,54	0	31,71	31,71	27,54	0	36,67	36,67
		7	30	0	48,21	48,21	30	0	66,84	66,84
		8	30	0	12,86	12,86	30	36,22	19,29	19,29
		9	30	57,52	0	0	30	57,52	0	0
		10	30	34,19	0	0	30	34,19	0	0
		11	30	57,52	0	0	30	57,52	0	0
		12	30	34,19	0	0	30	34,19	0	0
		13	30	57,52	0	0	30	57,52	0	0
		14	30	34,19	0	0	30	34,19	0	0
		15	30	51,1	0	0	30	51,1	0	0
T4	1	1	40	54,46	0	0	40	54,46	0	0
		2	40	23,98	0	0	40	23,98	0	0

Table 7 (next) : Effective section.

Plate	Panel	Sub-panel	Left end				Right end			
			$t_{c,1}$ (mm)	$d_{t,1}$ (cm)	$d_{c,1}$ (cm)	$d_{eff,1}$ (cm)	$t_{c,2}$ (mm)	$d_{t,2}$ (cm)	$d_{c,2}$ (cm)	$d_{eff,2}$ (cm)
T4	1	3	40	54,7	0	0	40	54,7	0	0
		4	40	23,98	0	0	40	23,98	0	0
		5	40	54,7	0	0	40	54,7	0	0
		6	40	23,98	0	0	40	23,98	0	0
		7	40	54,7	0	0	40	54,7	0	0
		8	40	23,98	0	0	40	23,98	0	0
		9	40	54,7	0	0	40	54,7	0	0
		10	40	23,98	0	0	40	23,98	0	0
		11	40	54,7	0	0	40	54,7	0	0
		12	40	23,98	0	0	40	23,98	0	0
		13	40	54,46	0	0	40	54,46	0	0

Note:

 t_c : Effective thickness d_t : Width of the tension part of the sub-panel d_c : Width of the compression part of the sub-panel d_{eff} : Effective width of the compression part of the sub-panel

Table 8 : Effective section of stiffeners (Plate T2 - Panel 1).

Stiffner	Panel	Left end				Right end			
		$t_{c,1}$ (mm)	$d_{t,1}$ (cm)	$d_{c,1}$ (cm)	$d_{eff,1}$ (cm)	$t_{c,2}$ (mm)	$d_{t,2}$ (cm)	$d_{c,2}$ (cm)	$d_{eff,2}$ (cm)
1	1	13,77	0	25,95	22,65	13,77	0	26,4	23,05
	2	13,77	0	14,31	14,31	13,77	0	14,68	14,68
	3	13,77	0	25,93	22,65	13,77	0	26,42	23,08
2	1	13,77	0	25,85	22,66	13,77	0	26,5	23,23
	2	13,77	0	14,22	14,22	13,77	0	14,77	14,77
	3	13,77	0	25,8	22,66	13,77	0	26,55	23,31
3	1	13,77	0	25,57	22,66	13,77	0	26,77	23,72
	2	13,77	0	13,97	13,97	13,77	0	15,02	15,02
	3	13,77	0	25,4	22,67	13,77	0	26,94	24,05

Table 8 (next) : Effective section of stiffeners (Plate T2 - Panel 1).

Stiffner	Panel	Left end				Right end			
		t _{c,1} (mm)	d _{t,1} (cm)	d _{c,1} (cm)	d _{eff,1} (cm)	t _{c,2} (mm)	d _{t,2} (cm)	d _{c,2} (cm)	d _{eff,2} (cm)
4	1	15	0	22,69	22,69	15	0	29,66	29,66
	2	15	0	5,012	5,012	15	16,46	7,518	7,518
	3	15	26,17	0	0	15	26,17	0	0
5	1	15	26,17	0	0	15	26,17	0	0
	2	15	14,5	0	0	15	14,5	0	0
	3	15	26,17	0	0	15	26,17	0	0
6	1	15	26,17	0	0	15	26,17	0	0
	2	15	14,5	0	0	15	14,5	0	0
	3	15	26,17	0	0	15	26,17	0	0
7	1	15	26,17	0	0	15	26,17	0	0
	2	15	14,5	0	0	15	14,5	0	0
	3	15	26,17	0	0	15	26,17	0	0

Table 9 : Effective section of stiffeners (Plate T3 - Panel 1).

Stiffner	Panel	Left end				Right end			
		t _{c,1} (mm)	d _{t,1} (cm)	d _{c,1} (cm)	d _{eff,1} (cm)	t _{c,2} (mm)	d _{t,2} (cm)	d _{c,2} (cm)	d _{eff,2} (cm)
1	1	13,77	0	26,42	23,08	13,77	0	25,93	22,65
	2	13,77	0	14,68	14,68	13,77	0	14,31	14,31
	3	13,77	0	26,4	23,05	13,77	0	25,95	22,65
2	1	13,77	0	26,55	23,31	13,77	0	25,8	22,66
	2	13,77	0	14,77	14,77	13,77	0	14,22	14,22
	3	13,77	0	26,5	23,23	13,77	0	25,85	22,66
3	1	13,77	0	26,94	24,05	13,77	0	25,4	22,67
	2	13,77	0	15,02	15,02	13,77	0	13,97	13,97
	3	13,77	0	26,77	23,72	13,77	0	25,57	22,66
4	1	15	26,17	0	0	15	26,17	0	0
	2	15	16,46	7,518	7,518	15	0	5,012	5,012

Table 9 (next) : Effective section of stiffeners (Plate T3 - Panel 1).

Stiffner	Panel	Left end				Right end			
		t _{c,1} (mm)	d _{t,1} (cm)	d _{c,1} (cm)	d _{eff,1} (cm)	t _{c,2} (mm)	d _{t,2} (cm)	d _{c,2} (cm)	d _{eff,2} (cm)
4	3	15	0	29,66	29,66	15	0	22,69	22,69
5	1	15	26,17	0	0	15	26,17	0	0
	2	15	14,5	0	0	15	14,5	0	0
	3	15	26,17	0	0	15	26,17	0	0
6	1	15	26,17	0	0	15	26,17	0	0
	2	15	14,5	0	0	15	14,5	0	0
	3	15	26,17	0	0	15	26,17	0	0
7	1	15	26,17	0	0	15	26,17	0	0
	2	15	14,5	0	0	15	14,5	0	0
	3	15	26,17	0	0	15	26,17	0	0

Properties of the effective section

$A_{eff} = 22655 \text{ cm}^2$

$I_{y,eff} = 7,372E+9 \text{ cm}^4$

$W_{y,sup,eff} = 1,037E+7 \text{ cm}^3$

$W_{y,inf,eff} = 1,062E+7 \text{ cm}^3$

$Z_G = 694,33 \text{ cm}$

$e_{Nz} = 24,81 \text{ cm}$

$I_{z,eff} = 4,296E+9 \text{ cm}^4$

$W_{z,sup,eff} = 7,919E+6 \text{ cm}^3$

$W_{z,inf,eff} = 7,919E+6 \text{ cm}^3$

$Y_G = 542,5 \text{ cm}$

$e_{Ny} = 0 \text{ cm}$

- Pure bending ($M_y < 0$) - Classe of the section

- Pure bending ($M_y < 0$) - Step 1

Plates taken into account :

T2, T3

Global buckling - Plate T2 - Panel 1

Column-like buckling

Gross cross section of the stiffened zone :

$A_{sl} = 744,18 \text{ cm}^2$

Second moment of area (out-of-plane) of the stiffened zone :

$I_{sl} = 199238 \text{ cm}^4$

Buckling stress of a single stiffener closest to the panel edge :

$\sigma_{cr,sl} = 2219,6 \text{ MPa}$

Elastic critical column buckling stress :

$\sigma_{cr,c} = 2751,2 \text{ MPa}$

Effective cross section of the stiffened zone :

$A_{sl,eff} = 688,8 \text{ cm}^2$

Column slenderness :

$\beta_{A,c} = 0,9256$

Imperfection factor :

$\lambda_c = 0,3847$

$\alpha_c = 0,34$

$\alpha_e = 0,4627$

$\phi_c = 0,6168$

$$\chi_c = 0,9101$$

Plate-like buckling

Calculation method :

EBPLate

Gross cross section of the compression zone :

$$\sigma_{cr,p} = 2864,8 \text{ MPa}$$

$$A_c = 2261,3 \text{ cm}^2$$

Effective cross section of the compression zone :

$$A_{c,eff} = 2105,7 \text{ cm}^2$$

$$\beta_{A,p} = 0,9312$$

Plate slenderness :

$$\lambda_p = 0,3782$$

Plate reduction factor :

$$\rho = 1$$

Interpolation between plate-like and column-like buckling

Global buckling reduction factor :

$$\xi = 0,0413$$

$$\rho_c = 0,9174$$

Global buckling - Plate T3 - Panel 1**Column-like buckling**

Gross cross section of the stiffened zone :

$$A_{sl} = 744,18 \text{ cm}^2$$

Second moment of area (out-of-plane) of the stiffened zone :

$$I_{sl} = 199238 \text{ cm}^4$$

Buckling stress of a single stiffener closest to the panel edge :

$$\sigma_{cr,sl} = 2219,6 \text{ MPa}$$

Elastic critical column buckling stress :

$$\sigma_{cr,c} = 2751,2 \text{ MPa}$$

Effective cross section of the stiffened zone :

$$A_{sl,eff} = 688,8 \text{ cm}^2$$

$$\beta_{A,c} = 0,9256$$

Column slenderness :

$$\lambda_c = 0,3847$$

Imperfection factor :

$$\alpha_c = 0,34$$

$$\alpha_e = 0,4627$$

Column reduction factor :

$$\phi_c = 0,6168$$

$$\chi_c = 0,9101$$

Plate-like buckling

Calculation method :

EBPLate

Gross cross section of the compression zone :

$$\sigma_{cr,p} = 2864,8 \text{ MPa}$$

$$A_c = 2261,3 \text{ cm}^2$$

Effective cross section of the compression zone :

$$A_{c,eff} = 2105,7 \text{ cm}^2$$

$$\beta_{A,p} = 0,9312$$

Plate slenderness :

$$\lambda_p = 0,3782$$

Plate reduction factor :

$$\rho = 1$$

Interpolation between plate-like and column-like buckling

Global buckling reduction factor :

$$\xi = 0,0413$$

$$\rho_c = 0,9174$$

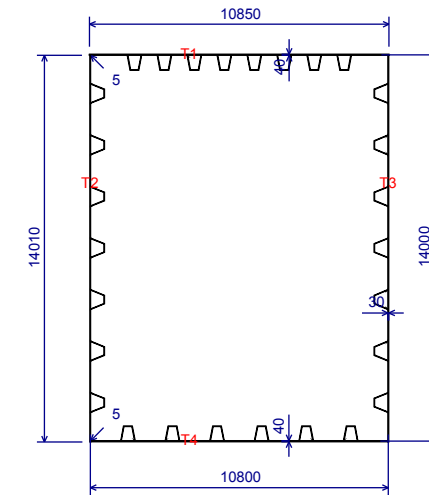
Effective section

Figure 4 : Effective section

Table 10 : Effective section.

Plate	Panel	Sub-panel	Left end				Right end			
			$t_{c,1}$ (mm)	$d_{t,1}$ (cm)	$d_{c,1}$ (cm)	$d_{eff,1}$ (cm)	$t_{c,2}$ (mm)	$d_{t,2}$ (cm)	$d_{c,2}$ (cm)	$d_{eff,2}$ (cm)
T1	1	1	40	0,5	0	0	40	0,5	0	0
		2	40	66,24	0	0	40	66,24	0	0
	2	1	40	23,98	0	0	40	23,98	0	0
		2	40	28,27	0	0	40	28,27	0	0
		3	40	23,98	0	0	40	23,98	0	0
		4	40	28,27	0	0	40	28,27	0	0
		5	40	23,98	0	0	40	23,98	0	0
		6	40	28,27	0	0	40	28,27	0	0
		7	40	23,98	0	0	40	23,98	0	0
		8	40	28,27	0	0	40	28,27	0	0
		9	40	23,98	0	0	40	23,98	0	0
		10	40	28,27	0	0	40	28,27	0	0
		11	40	23,98	0	0	40	23,98	0	0
		12	40	28,27	0	0	40	28,27	0	0
13	40	23,98	0	0	40	23,98	0	0		
14	40	23,98	0	0	40	23,98	0	0		

Table 10 (next) : Effective section.

Plate	Panel	Sub-panel	Left end				Right end			
			$t_{c,1}$ (mm)	$d_{t,1}$ (cm)	$d_{c,1}$ (cm)	$d_{eff,1}$ (cm)	$t_{c,2}$ (mm)	$d_{t,2}$ (cm)	$d_{c,2}$ (cm)	$d_{eff,2}$ (cm)
T1	2	15	40	28,27	0	0	40	28,27	0	0
		16	40	23,98	0	0	40	23,98	0	0
		17	40	66,24	0	0	40	66,24	0	0
	3	1	40	0,5	0	0	40	0,5	0	0
T2	1	1	30	51,1	0	0	30	51,1	0	0
		2	30	34,19	0	0	30	34,19	0	0
		3	30	57,52	0	0	30	57,52	0	0
		4	30	34,19	0	0	30	34,19	0	0
		5	30	57,52	0	0	30	57,52	0	0
		6	30	34,19	0	0	30	34,19	0	0
		7	30	57,52	0	0	30	57,52	0	0
		8	30	18,05	30,2	30,2	30	0	20,13	20,13
		9	30	0	65,98	65,98	30	0	49,07	49,07
		10	27,52	0	36,49	36,49	27,52	0	31,89	31,89
		11	27,52	0	61,85	55,58	27,52	0	53,2	47,81
		12	27,52	0	35,52	35,52	27,52	0	32,86	32,86
		13	27,52	0	60,43	52,64	27,52	0	54,62	47,58
		14	27,52	0	35,12	35,12	27,52	0	33,26	33,26
	15	30	0	52,86	48,89	30	0	49,33	45,62	
2	1	30	0	1	1	30	0	0	0	
T3	1	1	30	51,1	0	0	30	51,1	0	0
		2	30	34,19	0	0	30	34,19	0	0
		3	30	57,52	0	0	30	57,52	0	0
		4	30	34,19	0	0	30	34,19	0	0
		5	30	57,52	0	0	30	57,52	0	0
		6	30	34,19	0	0	30	34,19	0	0

Table 10 (next) : Effective section.

Plate	Panel	Sub-panel	Left end				Right end					
			$t_{c,1}$ (mm)	$d_{t,1}$ (cm)	$d_{c,1}$ (cm)	$d_{eff,1}$ (cm)	$t_{c,2}$ (mm)	$d_{t,2}$ (cm)	$d_{c,2}$ (cm)	$d_{eff,2}$ (cm)		
T3	1	7	30	57,52	0	0	30	57,52	0	0		
		8	30	18,05	30,2	30,2	30	0	20,13	20,13		
		9	30	0	65,98	65,98	30	0	49,07	49,07		
		10	27,52	0	36,49	36,49	27,52	0	31,89	31,89		
		11	27,52	0	61,85	55,58	27,52	0	53,2	47,81		
		12	27,52	0	35,52	35,52	27,52	0	32,86	32,86		
		13	27,52	0	60,43	52,64	27,52	0	54,62	47,58		
		14	27,52	0	35,12	35,12	27,52	0	33,26	33,26		
		15	30	0	52,86	48,89	30	0	49,33	45,62		
		2	1	30	0	1	1	30	0	0	0	
		T4	1	1	40	0	54,46	54,46	40	0	54,46	54,46
				2	40	0	23,98	23,98	40	0	23,98	23,98
				3	40	0	54,7	54,7	40	0	54,7	54,7
				4	40	0	23,98	23,98	40	0	23,98	23,98
	5			40	0	54,7	54,7	40	0	54,7	54,7	
6	40			0	23,98	23,98	40	0	23,98	23,98		
7	40			0	54,7	54,7	40	0	54,7	54,7		
8	40			0	23,98	23,98	40	0	23,98	23,98		
9	40			0	54,7	54,7	40	0	54,7	54,7		
10	40			0	23,98	23,98	40	0	23,98	23,98		
11	40			0	54,7	54,7	40	0	54,7	54,7		
12	40			0	23,98	23,98	40	0	23,98	23,98		
13	40			0	54,46	54,46	40	0	54,46	54,46		

Note:

 t_c : Effective thickness d_t : Width of the tension part of the sub-panel d_c : Width of the compression part of the sub-panel

d_{eff} : Effective width of the compression part of the sub-panel

Table 11 : Effective section of stiffeners (Plate T2 - Panel 1).

Stiffner	Panel	Left end				Right end			
		$t_{c,1}$ (mm)	$d_{t,1}$ (cm)	$d_{c,1}$ (cm)	$d_{eff,1}$ (cm)	$t_{c,2}$ (mm)	$d_{t,2}$ (cm)	$d_{c,2}$ (cm)	$d_{eff,2}$ (cm)
1	1	15	26,17	0	0	15	26,17	0	0
	2	15	14,5	0	0	15	14,5	0	0
	3	15	26,17	0	0	15	26,17	0	0
2	1	15	26,17	0	0	15	26,17	0	0
	2	15	14,5	0	0	15	14,5	0	0
	3	15	26,17	0	0	15	26,17	0	0
3	1	15	26,17	0	0	15	26,17	0	0
	2	15	14,5	0	0	15	14,5	0	0
	3	15	26,17	0	0	15	26,17	0	0
4	1	15	49,45	1,736	1,736	15	0	1,157	1,157
	2	15	0	17,31	17,31	15	0	11,68	11,68
	3	15	0	28,54	28,54	15	0	23,8	23,8
5	1	13,76	0	26,87	23,91	13,76	0	25,47	22,67
	2	13,76	0	14,98	14,98	13,76	0	14,01	14,01
	3	13,76	0	26,73	23,64	13,76	0	25,62	22,66
6	1	13,76	0	26,53	23,28	13,76	0	25,82	22,66
	2	13,76	0	14,76	14,76	13,76	0	14,23	14,23
	3	13,76	0	26,49	23,2	13,76	0	25,86	22,66
7	1	13,76	0	26,41	23,07	13,76	0	25,94	22,65
	2	13,76	0	14,68	14,68	13,76	0	14,31	14,31
	3	13,76	0	26,39	23,04	13,76	0	25,95	22,65

Table 12 : Effective section of stiffeners (Plate T3 - Panel 1).

Stiffner	Panel	Left end				Right end			
		$t_{c,1}$ (mm)	$d_{t,1}$ (cm)	$d_{c,1}$ (cm)	$d_{eff,1}$ (cm)	$t_{c,2}$ (mm)	$d_{t,2}$ (cm)	$d_{c,2}$ (cm)	$d_{eff,2}$ (cm)
1	1	15	26,17	0	0	15	26,17	0	0
	2	15	14,5	0	0	15	14,5	0	0

Table 12 (next) : Effective section of stiffeners (Plate T3 - Panel 1).

Stiffner	Panel	Left end				Right end			
		$t_{c,1}$ (mm)	$d_{t,1}$ (cm)	$d_{c,1}$ (cm)	$d_{eff,1}$ (cm)	$t_{c,2}$ (mm)	$d_{t,2}$ (cm)	$d_{c,2}$ (cm)	$d_{eff,2}$ (cm)
1	3	15	26,17	0	0	15	26,17	0	0
2	1	15	26,17	0	0	15	26,17	0	0
	2	15	14,5	0	0	15	14,5	0	0
	3	15	26,17	0	0	15	26,17	0	0
3	1	15	26,17	0	0	15	26,17	0	0
	2	15	14,5	0	0	15	14,5	0	0
	3	15	26,17	0	0	15	26,17	0	0
4	1	15	0	23,8	23,8	15	0	28,54	28,54
	2	15	0	11,68	11,68	15	0	17,31	17,31
	3	15	0	1,157	1,157	15	49,45	1,736	1,736
5	1	13,76	0	25,62	22,66	13,76	0	26,73	23,64
	2	13,76	0	14,01	14,01	13,76	0	14,98	14,98
	3	13,76	0	25,47	22,67	13,76	0	26,87	23,91
6	1	13,76	0	25,86	22,66	13,76	0	26,49	23,2
	2	13,76	0	14,23	14,23	13,76	0	14,76	14,76
	3	13,76	0	25,82	22,66	13,76	0	26,53	23,28
7	1	13,76	0	25,95	22,65	13,76	0	26,39	23,04
	2	13,76	0	14,31	14,31	13,76	0	14,68	14,68
	3	13,76	0	25,94	22,65	13,76	0	26,41	23,07

Properties of the effective section

$A_{eff} = 23135 \text{ cm}^2$

$I_{y,eff} = 7,588E+9 \text{ cm}^4$

$W_{y,sup,eff} = 1,124E+7 \text{ cm}^3$

$W_{y,inf,eff} = 1,039E+7 \text{ cm}^3$

$z_G = 730,22 \text{ cm}$

$e_{Nz} = -11,08 \text{ cm}$

$I_{z,eff} = 4,296E+9 \text{ cm}^4$

$W_{z,sup,eff} = 7,919E+6 \text{ cm}^3$

$W_{z,inf,eff} = 7,919E+6 \text{ cm}^3$

$y_G = 542,5 \text{ cm}$

$e_{Ny} = 0 \text{ cm}$

- Pure bending ($M_y < 0$) - Step 2

Plates taken into account :

T4

Global buckling - Plate T4

Column-like buckling

Gross cross section of the stiffened zone : $A_{sl} = 921,6 \text{ cm}^2$
 Second moment of area (out-of-plane) of the stiffened zone : $I_{sl} = 294199 \text{ cm}^4$
 Buckling stress of a single siffner closest to the panel edge : $\sigma_{cr,sl} = 2646,5 \text{ MPa}$
 Elastic critical column buckling stress : $\sigma_{cr,c} = 2646,5 \text{ MPa}$

Effective cross section of the stiffened zone : $A_{sl,eff} = 917,53 \text{ cm}^2$
 $\beta_{A,c} = 0,9956$
 Column slenderness : $\lambda_c = 0,4068$
 Imperfection factor : $\alpha_c = 0,34$
 $\alpha_e = 0,4561$
 Column reduction factor : $\phi_c = 0,6299$
 $\chi_c = 0,9002$

Plate-like buckling

Calculation method : EBPLate
 $\sigma_{cr,p} = 2570,8 \text{ MPa}$
 Gross cross section of the compression zone : $A_c = 5527,7 \text{ cm}^2$
 Effective cross section of the compression zone : $A_{c,eff} = 5503,2 \text{ cm}^2$
 $\beta_{A,p} = 0,9956$
 Plate slenderness : $\lambda_p = 0,4128$
 Plate reduction factor : $\rho = 1$

Interpolation between plate-like and column-like buckling

Global buckling reduction factor : $\xi = 0$
 $\rho_c = 0,9002$

Effective section

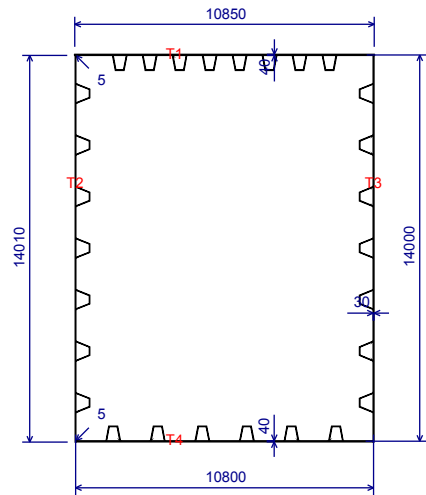


Figure 5 : Effective section

Table 12 : Effective section

Table 13 (next) : Effective section.

Plate	Panel	Sub-panel	Left end				Right end			
			$t_{c,1}$ (mm)	$d_{t,1}$ (cm)	$d_{c,1}$ (cm)	$d_{eff,1}$ (cm)	$t_{c,2}$ (mm)	$d_{t,2}$ (cm)	$d_{c,2}$ (cm)	$d_{eff,2}$ (cm)
T1	2	1	40	66,24	0	0	40	66,24	0	0
		2	40	23,98	0	0	40	23,98	0	0
		3	40	28,27	0	0	40	28,27	0	0
		4	40	23,98	0	0	40	23,98	0	0
		5	40	28,27	0	0	40	28,27	0	0
		6	40	23,98	0	0	40	23,98	0	0
		7	40	28,27	0	0	40	28,27	0	0
		8	40	23,98	0	0	40	23,98	0	0
		9	40	28,27	0	0	40	28,27	0	0
		10	40	23,98	0	0	40	23,98	0	0
		11	40	28,27	0	0	40	28,27	0	0
		12	40	23,98	0	0	40	23,98	0	0
		13	40	28,27	0	0	40	28,27	0	0
		14	40	23,98	0	0	40	23,98	0	0
		15	40	28,27	0	0	40	28,27	0	0
		16	40	23,98	0	0	40	23,98	0	0
		17	40	66,24	0	0	40	66,24	0	0
	3	1	40	0,5	0	0	40	0,5	0	0
T2	1	1	30	51,1	0	0	30	51,1	0	0
		2	30	34,19	0	0	30	34,19	0	0
		3	30	57,52	0	0	30	57,52	0	0
		4	30	34,19	0	0	30	34,19	0	0
		5	30	57,52	0	0	30	57,52	0	0
		6	30	34,19	0	0	30	34,19	0	0
		7	30	57,52	0	0	30	57,52	0	0
		8	30	6,971	36,85	30,2	30	0	24,56	20,13

Table 13 (next) : Effective section.

Plate	Panel	Sub-panel	Left end				Right end			
			$t_{c,1}$ (mm)	$d_{t,1}$ (cm)	$d_{c,1}$ (cm)	$d_{eff,1}$ (cm)	$t_{c,2}$ (mm)	$d_{t,2}$ (cm)	$d_{c,2}$ (cm)	$d_{eff,2}$ (cm)
T2	1	9	30	0	65,52	65,98	30	0	49,52	49,07
		10	27,52	0	36,39	36,49	27,52	0	31,99	31,89
		11	27,52	0	61,73	55,58	27,52	0	53,32	47,81
		12	27,52	0	35,48	35,52	27,52	0	32,9	32,86
		13	27,52	0	60,38	52,64	27,52	0	54,67	47,58
		14	27,52	0	35,11	35,12	27,52	0	33,28	33,26
		15	30	0	52,83	48,89	30	0	49,36	45,62
		2	1	30	0	1	1	30	0	0
T3	1	1	30	51,1	0	0	30	51,1	0	0
		2	30	34,19	0	0	30	34,19	0	0
		3	30	57,52	0	0	30	57,52	0	0
		4	30	34,19	0	0	30	34,19	0	0
		5	30	57,52	0	0	30	57,52	0	0
		6	30	34,19	0	0	30	34,19	0	0
		7	30	57,52	0	0	30	57,52	0	0
		8	30	6,971	36,85	30,2	30	0	24,56	20,13
		9	30	0	65,52	65,98	30	0	49,52	49,07
		10	27,52	0	36,39	36,49	27,52	0	31,99	31,89
		11	27,52	0	61,73	55,58	27,52	0	53,32	47,81
		12	27,52	0	35,48	35,52	27,52	0	32,9	32,86
		13	27,52	0	60,38	52,64	27,52	0	54,67	47,58
		14	27,52	0	35,11	35,12	27,52	0	33,28	33,26
		15	30	0	52,83	48,89	30	0	49,36	45,62
	2	1	30	0	1	1	30	0	0	0
T4	1	1	40	0	54,46	54,46	40	0	54,46	54,46
		2	36,01	0	23,98	23,98	36,01	0	23,98	23,98

Table 13 (next) : Effective section.

Plate	Panel	Sub-panel	Left end				Right end			
			$t_{c,1}$ (mm)	$d_{t,1}$ (cm)	$d_{c,1}$ (cm)	$d_{eff,1}$ (cm)	$t_{c,2}$ (mm)	$d_{t,2}$ (cm)	$d_{c,2}$ (cm)	$d_{eff,2}$ (cm)
T4	1	3	36,01	0	54,7	54,7	36,01	0	54,7	54,7
		4	36,01	0	23,98	23,98	36,01	0	23,98	23,98
		5	36,01	0	54,7	54,7	36,01	0	54,7	54,7
		6	36,01	0	23,98	23,98	36,01	0	23,98	23,98
		7	36,01	0	54,7	54,7	36,01	0	54,7	54,7
		8	36,01	0	23,98	23,98	36,01	0	23,98	23,98
		9	36,01	0	54,7	54,7	36,01	0	54,7	54,7
		10	36,01	0	23,98	23,98	36,01	0	23,98	23,98
		11	36,01	0	54,7	54,7	36,01	0	54,7	54,7
		12	36,01	0	23,98	23,98	36,01	0	23,98	23,98
		13	40	0	54,46	54,46	40	0	54,46	54,46

Note:

 t_c : Effective thickness d_t : Width of the tension part of the sub-panel d_c : Width of the compression part of the sub-panel d_{eff} : Effective width of the compression part of the sub-panel

Table 14 : Effective section of stiffeners (Plate T2 - Panel 1).

Stiffner	Panel	Left end				Right end			
		$t_{c,1}$ (mm)	$d_{t,1}$ (cm)	$d_{c,1}$ (cm)	$d_{eff,1}$ (cm)	$t_{c,2}$ (mm)	$d_{t,2}$ (cm)	$d_{c,2}$ (cm)	$d_{eff,2}$ (cm)
1	1	15	26,17	0	0	15	26,17	0	0
	2	15	14,5	0	0	15	14,5	0	0
	3	15	26,17	0	0	15	26,17	0	0
2	1	15	26,17	0	0	15	26,17	0	0
	2	15	14,5	0	0	15	14,5	0	0
	3	15	26,17	0	0	15	26,17	0	0
3	1	15	26,17	0	0	15	26,17	0	0
	2	15	14,5	0	0	15	14,5	0	0
	3	15	26,17	0	0	15	26,17	0	0

Table 14 (next) : Effective section of stiffeners (Plate T2 - Panel 1).

Stiffner	Panel	Left end				Right end			
		t _{c,1} (mm)	d _{t,1} (cm)	d _{c,1} (cm)	d _{eff,1} (cm)	t _{c,2} (mm)	d _{t,2} (cm)	d _{c,2} (cm)	d _{eff,2} (cm)
4	1	15	21,31	18,62	1,736	15	0	12,41	1,157
	2	15	0	16,68	17,31	15	0	12,31	11,68
	3	15	0	28,16	28,54	15	0	24,19	23,8
5	1	13,76	0	26,83	23,91	13,76	0	25,51	22,67
	2	13,76	0	14,95	14,98	13,76	0	14,04	14,01
	3	13,76	0	26,7	23,64	13,76	0	25,64	22,66
6	1	13,76	0	26,52	23,28	13,76	0	25,83	22,66
	2	13,76	0	14,75	14,76	13,76	0	14,24	14,23
	3	13,76	0	26,48	23,2	13,76	0	25,87	22,66
7	1	13,76	0	26,41	23,07	13,76	0	25,94	22,65
	2	13,76	0	14,67	14,68	13,76	0	14,32	14,31
	3	13,76	0	26,39	23,04	13,76	0	25,96	22,65

Table 15 : Effective section of stiffeners (Plate T3 - Panel 1).

Stiffner	Panel	Left end				Right end			
		t _{c,1} (mm)	d _{t,1} (cm)	d _{c,1} (cm)	d _{eff,1} (cm)	t _{c,2} (mm)	d _{t,2} (cm)	d _{c,2} (cm)	d _{eff,2} (cm)
1	1	15	26,17	0	0	15	26,17	0	0
	2	15	14,5	0	0	15	14,5	0	0
	3	15	26,17	0	0	15	26,17	0	0
2	1	15	26,17	0	0	15	26,17	0	0
	2	15	14,5	0	0	15	14,5	0	0
	3	15	26,17	0	0	15	26,17	0	0
3	1	15	26,17	0	0	15	26,17	0	0
	2	15	14,5	0	0	15	14,5	0	0
	3	15	26,17	0	0	15	26,17	0	0
4	1	15	0	24,19	23,8	15	0	28,16	28,54
	2	15	0	12,31	11,68	15	0	16,68	17,31

Table 15 (next) : Effective section of stiffeners (Plate T3 - Panel 1).

Stiffner	Panel	Left end				Right end			
		t _{c,1} (mm)	d _{t,1} (cm)	d _{c,1} (cm)	d _{eff,1} (cm)	t _{c,2} (mm)	d _{t,2} (cm)	d _{c,2} (cm)	d _{eff,2} (cm)
4	3	15	0	12,41	1,157	15	21,31	18,62	1,736
5	1	13,76	0	25,64	22,66	13,76	0	26,7	23,64
	2	13,76	0	14,04	14,01	13,76	0	14,95	14,98
	3	13,76	0	25,51	22,67	13,76	0	26,83	23,91
6	1	13,76	0	25,87	22,66	13,76	0	26,48	23,2
	2	13,76	0	14,24	14,23	13,76	0	14,75	14,76
	3	13,76	0	25,83	22,66	13,76	0	26,52	23,28
7	1	13,76	0	25,96	22,65	13,76	0	26,39	23,04
	2	13,76	0	14,32	14,31	13,76	0	14,67	14,68
	3	13,76	0	25,94	22,65	13,76	0	26,41	23,07

Properties of the effective section

$A_{eff} = 22479 \text{ cm}^2$

$I_{y,eff} = 7,322E+9 \text{ cm}^4$

$W_{y,sup,eff} = 1,112E+7 \text{ cm}^3$

$W_{y,inf,eff} = 9,809E+6 \text{ cm}^3$

$Z_G = 746,45 \text{ cm}$

$e_{Nz} = -27,31 \text{ cm}$

$I_{z,eff} = 4,296E+9 \text{ cm}^4$

$W_{z,sup,eff} = 7,919E+6 \text{ cm}^3$

$W_{z,inf,eff} = 7,919E+6 \text{ cm}^3$

$Y_G = 542,5 \text{ cm}$

$e_{Ny} = 0 \text{ cm}$

- Pure bending (My < 0) - Step 3

Plates taken into account :

T1

Global buckling - Plate T1 - Panel 2

Column-like buckling

Elastic critical column buckling stress :

$\sigma_{cr,c} = 12,15 \text{ MPa}$

Column slenderness :

$\lambda_c = 6,018$

Column reduction factor :

$\alpha_e = 0,21$

$\phi_c = 19,22$

$\chi_c = 0,0267$

Plate-like buckling

Elastic critical plate buckling stress :

$\sigma_E = 2,618 \text{ MPa}$

$k_{\sigma,p} = 4$

$\sigma_{cr,p} = 10,47 \text{ MPa}$

Plate slenderness :

$\lambda_p = 6,486$

Plate reduction factor :

$\rho = 0,1489$

Interpolation between plate-like and column-like buckling

Global buckling reduction factor :

$$\xi = 0$$

$$\rho_c = -0,0267$$

Effective section

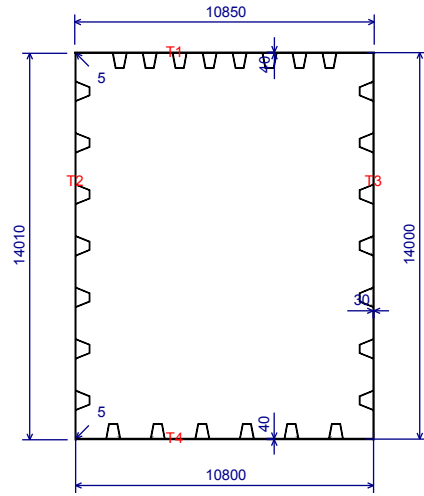


Figure 6 : Effective section

Table 16 : Effective section.

Plate	Panel	Sub-panel	Left end				Right end			
			$t_{c,1}$ (mm)	$d_{t,1}$ (cm)	$d_{c,1}$ (cm)	$d_{eff,1}$ (cm)	$t_{c,2}$ (mm)	$d_{t,2}$ (cm)	$d_{c,2}$ (cm)	$d_{eff,2}$ (cm)
T1	1	1	40	0,5	0	0	40	0,5	0	0
		2	-1,067	66,24	0	0	-1,067	66,24	0	0
	2	1	-1,067	23,98	0	0	-1,067	23,98	0	0
		2	-1,067	28,27	0	0	-1,067	28,27	0	0
		3	-1,067	23,98	0	0	-1,067	23,98	0	0
		4	-1,067	28,27	0	0	-1,067	28,27	0	0
		5	-1,067	23,98	0	0	-1,067	23,98	0	0
		6	-1,067	28,27	0	0	-1,067	28,27	0	0
		7	-1,067	23,98	0	0	-1,067	23,98	0	0
		8	-1,067	28,27	0	0	-1,067	28,27	0	0
		9	-1,067	23,98	0	0	-1,067	23,98	0	0
		10	-1,067	28,27	0	0	-1,067	28,27	0	0
11	-1,067	23,98	0	0	-1,067	23,98	0	0		
12	-1,067	23,98	0	0	-1,067	23,98	0	0		

Table 16 (next) : Effective section.

Plate	Panel	Sub-panel	Left end				Right end			
			$t_{c,1}$ (mm)	$d_{t,1}$ (cm)	$d_{c,1}$ (cm)	$d_{eff,1}$ (cm)	$t_{c,2}$ (mm)	$d_{t,2}$ (cm)	$d_{c,2}$ (cm)	$d_{eff,2}$ (cm)
T1	2	13	-1,067	28,27	0	0	-1,067	28,27	0	0
		14	-1,067	23,98	0	0	-1,067	23,98	0	0
		15	-1,067	28,27	0	0	-1,067	28,27	0	0
		16	-1,067	23,98	0	0	-1,067	23,98	0	0
		17	-1,067	66,24	0	0	-1,067	66,24	0	0
	3	1	40	0,5	0	0	40	0,5	0	0
T2	1	1	30	51,1	0	0	30	51,1	0	0
		2	30	34,19	0	0	30	34,19	0	0
		3	30	57,52	0	0	30	57,52	0	0
		4	30	34,19	0	0	30	34,19	0	0
		5	30	57,52	0	0	30	57,52	0	0
		6	30	34,19	0	0	30	34,19	0	0
		7	30	107,41	4,584	0	30	0	3,056	0
		8	30	0	40,36	30,2	30	0	28,02	20,13
		9	30	0	64,94	65,98	30	0	50,11	49,07
		10	27,52	0	36,27	36,49	27,52	0	32,11	31,89
		11	27,52	0	61,56	55,58	27,52	0	53,49	47,81
		12	27,52	0	35,44	35,52	27,52	0	32,94	32,86
		13	27,52	0	60,3	52,64	27,52	0	54,75	47,58
		14	27,52	0	35,08	35,12	27,52	0	33,3	33,26
		15	30	0	52,8	48,89	30	0	49,39	45,62
T3	2	1	30	0	1	1	30	0	0	0
		2	30	0	1	1	30	0	0	0
T3	1	1	30	51,1	0	0	30	51,1	0	0
		2	30	34,19	0	0	30	34,19	0	0
		3	30	57,52	0	0	30	57,52	0	0
		4	30	34,19	0	0	30	34,19	0	0

Table 16 (next) : Effective section.

Plate	Panel	Sub-panel	Left end				Right end					
			$t_{c,1}$ (mm)	$d_{t,1}$ (cm)	$d_{c,1}$ (cm)	$d_{eff,1}$ (cm)	$t_{c,2}$ (mm)	$d_{t,2}$ (cm)	$d_{c,2}$ (cm)	$d_{eff,2}$ (cm)		
T3	1	5	30	57,52	0	0	30	57,52	0	0		
		6	30	34,19	0	0	30	34,19	0	0		
		7	30	107,41	4,584	0	30	0	3,056	0		
		8	30	0	40,36	30,2	30	0	28,02	20,13		
		9	30	0	64,94	65,98	30	0	50,11	49,07		
		10	27,52	0	36,27	36,49	27,52	0	32,11	31,89		
		11	27,52	0	61,56	55,58	27,52	0	53,49	47,81		
		12	27,52	0	35,44	35,52	27,52	0	32,94	32,86		
		13	27,52	0	60,3	52,64	27,52	0	54,75	47,58		
		14	27,52	0	35,08	35,12	27,52	0	33,3	33,26		
		15	30	0	52,8	48,89	30	0	49,39	45,62		
			2	1	30	0	1	1	30	0	0	
		T4	1	1	40	0	54,46	54,46	40	0	54,46	54,46
				2	36,01	0	23,98	23,98	36,01	0	23,98	23,98
				3	36,01	0	54,7	54,7	36,01	0	54,7	54,7
4	36,01			0	23,98	23,98	36,01	0	23,98	23,98		
5	36,01			0	54,7	54,7	36,01	0	54,7	54,7		
6	36,01			0	23,98	23,98	36,01	0	23,98	23,98		
7	36,01			0	54,7	54,7	36,01	0	54,7	54,7		
8	36,01			0	23,98	23,98	36,01	0	23,98	23,98		
9	36,01			0	54,7	54,7	36,01	0	54,7	54,7		
10	36,01			0	23,98	23,98	36,01	0	23,98	23,98		
11	36,01			0	54,7	54,7	36,01	0	54,7	54,7		
12	36,01			0	23,98	23,98	36,01	0	23,98	23,98		
13	40			0	54,46	54,46	40	0	54,46	54,46		

Note:

- t_c : Effective thickness
- d_t : Width of the tension part of the sub-panel
- d_c : Width of the compression part of the sub-panel
- d_{eff} : Effective width of the compression part of the sub-panel

Table 17 : Effective section of stiffeners (Plate T2 - Panel 1).

Stiffner	Panel	Left end				Right end			
		$t_{c,1}$ (mm)	$d_{t,1}$ (cm)	$d_{c,1}$ (cm)	$d_{eff,1}$ (cm)	$t_{c,2}$ (mm)	$d_{t,2}$ (cm)	$d_{c,2}$ (cm)	$d_{eff,2}$ (cm)
1	1	15	26,17	0	0	15	26,17	0	0
	2	15	14,5	0	0	15	14,5	0	0
	3	15	26,17	0	0	15	26,17	0	0
2	1	15	26,17	0	0	15	26,17	0	0
	2	15	14,5	0	0	15	14,5	0	0
	3	15	26,17	0	0	15	26,17	0	0
3	1	15	26,17	0	0	15	26,17	0	0
	2	15	14,5	0	0	15	14,5	0	0
	3	15	26,17	0	0	15	26,17	0	0
4	1	15	0	30,19	1,736	15	0	22,16	1,157
	2	15	0	16,14	17,31	15	0	12,85	11,68
	3	15	0	27,77	28,54	15	0	24,57	23,8
5	1	13,76	0	26,79	23,91	13,76	0	25,56	22,67
	2	13,76	0	14,93	14,98	13,76	0	14,06	14,01
	3	13,76	0	26,67	23,64	13,76	0	25,68	22,66
6	1	13,76	0	26,5	23,28	13,76	0	25,84	22,66
	2	13,76	0	14,74	14,76	13,76	0	14,25	14,23
	3	13,76	0	26,47	23,2	13,76	0	25,88	22,66
7	1	13,76	0	26,4	23,07	13,76	0	25,95	22,65
	2	13,76	0	14,67	14,68	13,76	0	14,32	14,31
	3	13,76	0	26,38	23,04	13,76	0	25,96	22,65

Table 18 : Effective section of stiffeners (Plate T3 - Panel 1).

Stiffner	Panel	Left end				Right end			
		$t_{c,1}$ (mm)	$d_{t,1}$ (cm)	$d_{c,1}$ (cm)	$d_{eff,1}$ (cm)	$t_{c,2}$ (mm)	$d_{t,2}$ (cm)	$d_{c,2}$ (cm)	$d_{eff,2}$ (cm)
20/06/2017	1	15	26,17	0	0	15	26,17	0	0

Table 18 (next) : Effective section of stiffeners (Plate T3 - Panel 1).

Stiffner	Panel	Left end				Right end			
		t _{c,1} (mm)	d _{t,1} (cm)	d _{c,1} (cm)	d _{eff,1} (cm)	t _{c,2} (mm)	d _{t,2} (cm)	d _{c,2} (cm)	d _{eff,2} (cm)
1	2	15	14,5	0	0	15	14,5	0	0
	3	15	26,17	0	0	15	26,17	0	0
2	1	15	26,17	0	0	15	26,17	0	0
	2	15	14,5	0	0	15	14,5	0	0
	3	15	26,17	0	0	15	26,17	0	0
3	1	15	26,17	0	0	15	26,17	0	0
	2	15	14,5	0	0	15	14,5	0	0
	3	15	26,17	0	0	15	26,17	0	0
4	1	15	0	24,57	23,8	15	0	27,77	28,54
	2	15	0	12,85	11,68	15	0	16,14	17,31
	3	15	0	22,16	1,157	15	0	30,19	1,736
5	1	13,76	0	25,68	22,66	13,76	0	26,67	23,64
	2	13,76	0	14,06	14,01	13,76	0	14,93	14,98
	3	13,76	0	25,56	22,67	13,76	0	26,79	23,91
6	1	13,76	0	25,88	22,66	13,76	0	26,47	23,2
	2	13,76	0	14,25	14,23	13,76	0	14,74	14,76
	3	13,76	0	25,84	22,66	13,76	0	26,5	23,28
7	1	13,76	0	25,96	22,65	13,76	0	26,38	23,04
	2	13,76	0	14,32	14,31	13,76	0	14,67	14,68
	3	13,76	0	25,95	22,65	13,76	0	26,4	23,07

Properties of the effective section

$A_{eff} = 15627 \text{ cm}^2$

$I_{y,eff} = 3,339E+9 \text{ cm}^4$

$W_{y,sup,eff} = 3,572E+6 \text{ cm}^3$

$W_{y,inf,eff} = 7,103E+6 \text{ cm}^3$

$Z_G = 470,11 \text{ cm}$

$e_{Nz} = 249,03 \text{ cm}$

$I_{z,eff} = 4,296E+9 \text{ cm}^4$

$W_{z,sup,eff} = 7,919E+6 \text{ cm}^3$

$W_{z,inf,eff} = 7,919E+6 \text{ cm}^3$

$y_G = 542,5 \text{ cm}$

$e_{Ny} = 0 \text{ cm}$

- Pure bending ($M_z > 0$) - Classe of the section

- Pure bending ($M_z > 0$) - Step 1

Plates taken into account :

T1

Effective section

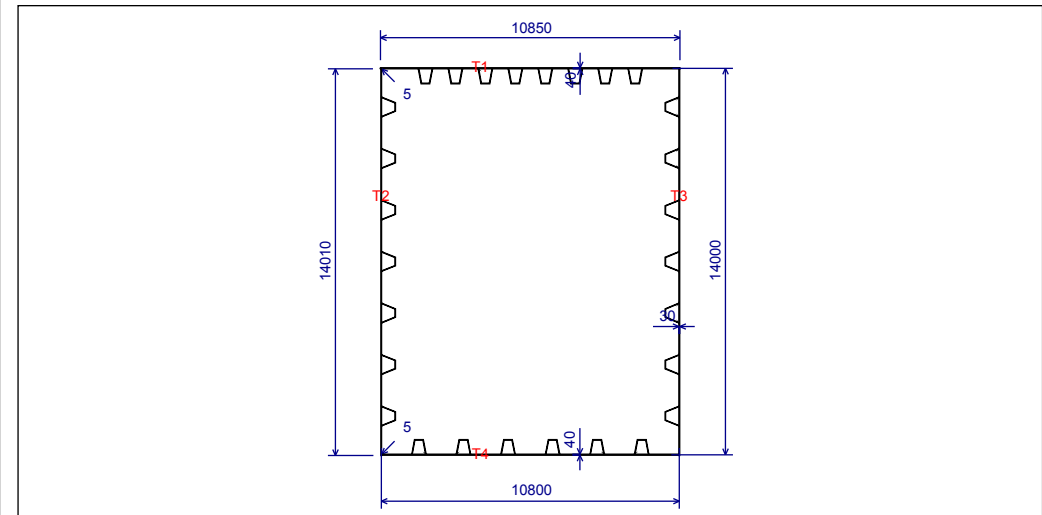


Figure 7 : Effective section

Table 19 : Effective section.

Plate	Panel	Sub-panel	Left end				Right end			
			t _{c,1} (mm)	d _{t,1} (cm)	d _{c,1} (cm)	d _{eff,1} (cm)	t _{c,2} (mm)	d _{t,2} (cm)	d _{c,2} (cm)	d _{eff,2} (cm)
T1	1	1	40	0,5	0	0	40	0,5	0	0
		2	1	40	66,24	0	0	40	66,24	0
	2	2	40	23,98	0	0	40	23,98	0	0
		3	40	28,27	0	0	40	28,27	0	0
		4	40	23,98	0	0	40	23,98	0	0
		5	40	28,27	0	0	40	28,27	0	0
		6	40	23,98	0	0	40	23,98	0	0
		7	40	28,27	0	0	40	28,27	0	0
		8	40	23,98	0	0	40	23,98	0	0
		9	40	28,27	16,96	16,96	40	0	11,31	11,31
10	38,7	0	27,17	27,17	38,7	0	20,8	20,8		

Table 19 (next) : Effective section.

Plate	Panel	Sub-panel	Left end				Right end			
			$t_{c,1}$ (mm)	$d_{t,1}$ (cm)	$d_{c,1}$ (cm)	$d_{eff,1}$ (cm)	$t_{c,2}$ (mm)	$d_{t,2}$ (cm)	$d_{c,2}$ (cm)	$d_{eff,2}$ (cm)
T1	2	11	38,7	0	30,91	30,91	38,7	0	25,62	25,62
		12	38,7	0	25,43	25,43	38,7	0	22,54	22,54
		13	38,7	0	29,81	29,81	38,7	0	26,73	26,73
		14	38,7	0	24,92	24,92	38,7	0	23,05	23,05
		15	38,7	0	29,35	29,35	38,7	0	27,18	27,18
		16	38,7	0	24,67	24,67	38,7	0	23,29	23,29
		17	40	0	70,08	70,08	40	0	62,4	62,4
	3	1	40	0	1	1	40	0	0	0
T2	1	1	30	51,1	0	0	30	51,1	0	0
		2	30	34,19	0	0	30	34,19	0	0
		3	30	57,52	0	0	30	57,52	0	0
		4	30	34,19	0	0	30	34,19	0	0
		5	30	57,52	0	0	30	57,52	0	0
		6	30	34,19	0	0	30	34,19	0	0
		7	30	57,52	0	0	30	57,52	0	0
		8	30	34,19	0	0	30	34,19	0	0
		9	30	57,52	0	0	30	57,52	0	0
		10	30	34,19	0	0	30	34,19	0	0
		11	30	57,52	0	0	30	57,52	0	0
		12	30	34,19	0	0	30	34,19	0	0
		13	30	57,52	0	0	30	57,52	0	0
		14	30	34,19	0	0	30	34,19	0	0
		15	30	51,1	0	0	30	51,1	0	0
T3	1	1	30	0	51,1	51,1	30	0	51,1	51,1
		2	30	0	34,19	34,19	30	0	34,19	34,19

Table 19 (next) : Effective section.

Plate	Panel	Sub-panel	Left end				Right end					
			$t_{c,1}$ (mm)	$d_{t,1}$ (cm)	$d_{c,1}$ (cm)	$d_{eff,1}$ (cm)	$t_{c,2}$ (mm)	$d_{t,2}$ (cm)	$d_{c,2}$ (cm)	$d_{eff,2}$ (cm)		
T3	1	3	30	0	57,52	57,52	30	0	57,52	57,52		
		4	30	0	34,19	34,19	30	0	34,19	34,19		
		5	30	0	57,52	57,52	30	0	57,52	57,52		
		6	30	0	34,19	34,19	30	0	34,19	34,19		
		7	30	0	57,52	57,52	30	0	57,52	57,52		
		8	30	0	34,19	34,19	30	0	34,19	34,19		
		9	30	0	57,52	57,52	30	0	57,52	57,52		
		10	30	0	34,19	34,19	30	0	34,19	34,19		
		11	30	0	57,52	57,52	30	0	57,52	57,52		
		12	30	0	34,19	34,19	30	0	34,19	34,19		
		13	30	0	57,52	57,52	30	0	57,52	57,52		
		14	30	0	34,19	34,19	30	0	34,19	34,19		
		15	30	0	51,1	51,1	30	0	51,1	51,1		
		T4	1	1	30	0	1	1	30	0	0	0
				2	30	0	1	1	30	0	0	0
T4	1	1	40	54,46	0	0	40	54,46	0	0		
		2	40	23,98	0	0	40	23,98	0	0		
		3	40	54,7	0	0	40	54,7	0	0		
		4	40	23,98	0	0	40	23,98	0	0		
		5	40	54,7	0	0	40	54,7	0	0		
		6	40	23,98	0	0	40	23,98	0	0		
		7	40	54,7	32,82	32,82	40	0	21,88	21,88		
		8	40	0	26,45	26,45	40	0	21,52	21,52		
		9	40	0	60,84	60,84	40	0	48,55	48,55		
		10	40	0	25,02	25,02	40	0	22,95	22,95		
		11	40	0	58,39	58,39	40	0	51	51		
		12	40	0	24,64	24,64	40	0	23,33	23,33		

Table 21 (next) : Effective section.

Plate	Panel	Sub-panel	Left end				Right end			
			t _{c,1} (mm)	d _{t,1} (cm)	d _{c,1} (cm)	d _{eff,1} (cm)	t _{c,2} (mm)	d _{t,2} (cm)	d _{c,2} (cm)	d _{eff,2} (cm)
T1	2	2	40	23,98	0	0	40	23,98	0	0
		3	40	28,27	0	0	40	28,27	0	0
		4	40	23,98	0	0	40	23,98	0	0
		5	40	28,27	0	0	40	28,27	0	0
		6	40	23,98	0	0	40	23,98	0	0
		7	40	28,27	0	0	40	28,27	0	0
		8	40	23,98	0	0	40	23,98	0	0
		9	40	27,49	17,43	16,96	40	0	11,62	11,31
		10	38,7	0	27,14	27,17	38,7	0	20,82	20,8
		11	38,7	0	30,9	30,91	38,7	0	25,64	25,62
	12	38,7	0	25,42	25,43	38,7	0	22,54	22,54	
	13	38,7	0	29,8	29,81	38,7	0	26,73	26,73	
	14	38,7	0	24,92	24,92	38,7	0	23,05	23,05	
	15	38,7	0	29,35	29,35	38,7	0	27,18	27,18	
	16	38,7	0	24,67	24,67	38,7	0	23,29	23,29	
	17	40	0	70,07	70,08	40	0	62,41	62,4	
		3	1	40	0	1	1	40	0	0
T2	1	1	30	51,1	0	0	30	51,1	0	0
		2	30	34,19	0	0	30	34,19	0	0
		3	30	57,52	0	0	30	57,52	0	0
		4	30	34,19	0	0	30	34,19	0	0
		5	30	57,52	0	0	30	57,52	0	0
		6	30	34,19	0	0	30	34,19	0	0
		7	30	57,52	0	0	30	57,52	0	0
		8	30	34,19	0	0	30	34,19	0	0
		9	30	57,52	0	0	30	57,52	0	0

Table 21 (next) : Effective section.

Plate	Panel	Sub-panel	Left end				Right end				
			t _{c,1} (mm)	d _{t,1} (cm)	d _{c,1} (cm)	d _{eff,1} (cm)	t _{c,2} (mm)	d _{t,2} (cm)	d _{c,2} (cm)	d _{eff,2} (cm)	
T2	1	10	30	34,19	0	0	30	34,19	0	0	
		11	30	57,52	0	0	30	57,52	0	0	
		12	30	34,19	0	0	30	34,19	0	0	
		13	30	57,52	0	0	30	57,52	0	0	
		14	30	34,19	0	0	30	34,19	0	0	
		15	30	51,1	0	0	30	51,1	0	0	
		2	1	30	0,5	0	0	30	0,5	0	0
	T3	1	1	30	0	51,1	45,57	30	0	51,1	45,57
			2	26,66	0	34,19	34,19	26,66	0	34,19	34,19
			3	26,66	0	57,52	47,44	26,66	0	57,52	47,44
			4	26,66	0	34,19	34,19	26,66	0	34,19	34,19
			5	26,66	0	57,52	47,44	26,66	0	57,52	47,44
			6	26,66	0	34,19	34,19	26,66	0	34,19	34,19
			7	26,66	0	57,52	47,44	26,66	0	57,52	47,44
			8	26,66	0	34,19	34,19	26,66	0	34,19	34,19
9			26,66	0	57,52	47,44	26,66	0	57,52	47,44	
10			26,66	0	34,19	34,19	26,66	0	34,19	34,19	
11			26,66	0	57,52	47,44	26,66	0	57,52	47,44	
12			26,66	0	34,19	34,19	26,66	0	34,19	34,19	
13			26,66	0	57,52	47,44	26,66	0	57,52	47,44	
14			26,66	0	34,19	34,19	26,66	0	34,19	34,19	
15			30	0	51,1	45,57	30	0	51,1	45,57	
	2	1	30	0	1	1	30	0	0		
T4	1	1	40	54,46	0	0	40	54,46	0	0	
		2	40	23,98	0	0	40	23,98	0	0	
		3	40	54,7	0	0	40	54,7	0	0	

Table 21 (next) : Effective section.

Plate	Panel	Sub-panel	Left end				Right end			
			t _{c,1} (mm)	d _{t,1} (cm)	d _{c,1} (cm)	d _{eff,1} (cm)	t _{c,2} (mm)	d _{t,2} (cm)	d _{c,2} (cm)	d _{eff,2} (cm)
T4	1	4	40	23,98	0	0	40	23,98	0	0
		5	40	54,7	0	0	40	54,7	0	0
		6	40	23,98	0	0	40	23,98	0	0
		7	40	53,92	33,28	33,28	40	0	22,19	22,19
		8	40	0	26,43	26,43	40	0	21,53	21,53
		9	40	0	60,82	60,82	40	0	48,57	48,57
		10	40	0	25,01	25,01	40	0	22,95	22,95
		11	40	0	58,38	58,38	40	0	51,01	51,01
		12	40	0	24,63	24,63	40	0	23,33	23,33
		13	40	0	57,07	57,07	40	0	51,84	51,84

Note:

t_c : Effective thickness

d_t : Width of the tension part of the sub-panel

d_c : Width of the compression part of the sub-panel

d_{eff} : Effective width of the compression part of the sub-panel

Table 22 : Effective section of stiffeners (Plate T3 - Panel 1).

Stiffner	Panel	Left end				Right end			
		t _{c,1} (mm)	d _{t,1} (cm)	d _{c,1} (cm)	d _{eff,1} (cm)	t _{c,2} (mm)	d _{t,2} (cm)	d _{c,2} (cm)	d _{eff,2} (cm)
1	1	13,33	0	25,57	22,66	13,33	0	26,77	23,73
	2	13,33	0	14,5	14,5	13,33	0	14,5	14,5
	3	13,33	0	26,77	23,73	13,33	0	25,57	22,66
2	1	13,33	0	25,57	22,66	13,33	0	26,77	23,73
	2	13,33	0	14,5	14,5	13,33	0	14,5	14,5
	3	13,33	0	26,77	23,73	13,33	0	25,57	22,66
3	1	13,33	0	25,57	22,66	13,33	0	26,77	23,73
	2	13,33	0	14,5	14,5	13,33	0	14,5	14,5
	3	13,33	0	26,77	23,73	13,33	0	25,57	22,66
4	1	13,33	0	25,57	22,66	13,33	0	26,77	23,73

Table 22 (next) : Effective section of stiffeners (Plate T3 - Panel 1).

Stiffner	Panel	Left end				Right end			
		t _{c,1} (mm)	d _{t,1} (cm)	d _{c,1} (cm)	d _{eff,1} (cm)	t _{c,2} (mm)	d _{t,2} (cm)	d _{c,2} (cm)	d _{eff,2} (cm)
4	2	13,33	0	14,5	14,5	13,33	0	14,5	14,5
	3	13,33	0	26,77	23,73	13,33	0	25,57	22,66
5	1	13,33	0	25,57	22,66	13,33	0	26,77	23,73
	2	13,33	0	14,5	14,5	13,33	0	14,5	14,5
	3	13,33	0	26,77	23,73	13,33	0	25,57	22,66
6	1	13,33	0	25,57	22,66	13,33	0	26,77	23,73
	2	13,33	0	14,5	14,5	13,33	0	14,5	14,5
	3	13,33	0	26,77	23,73	13,33	0	25,57	22,66
7	1	13,33	0	25,57	22,66	13,33	0	26,77	23,73
	2	13,33	0	14,5	14,5	13,33	0	14,5	14,5
	3	13,33	0	26,77	23,73	13,33	0	25,57	22,66

Properties of the effective section

A_{eff} = 22608 cm²

I_{y,eff} = 7,71E+9 cm⁴

W_{y,sup,eff} = 1,124E+7 cm³

W_{y,inf,eff} = 1,072E+7 cm³

z_G = 719,14 cm

e_{Nz} = 0 cm

I_{z,eff} = 3,976E+9 cm⁴

W_{z,sup,eff} = 6,997E+6 cm³

W_{z,inf,eff} = 7,693E+6 cm³

y_G = 516,78 cm

e_{Ny} = 25,72 cm

- Pure bending (Mz > 0) - Step 3

Plates taken into account :

T4

Effective section

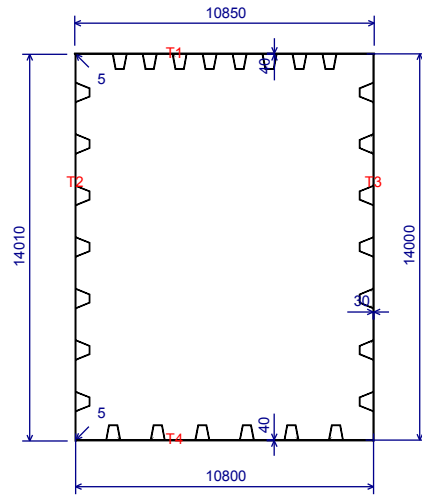


Figure 9 : Effective section

Table 23 : Effective section.

Plate	Panel	Sub-panel	Left end				Right end			
			$t_{c,1}$ (mm)	$d_{t,1}$ (cm)	$d_{c,1}$ (cm)	$d_{eff,1}$ (cm)	$t_{c,2}$ (mm)	$d_{t,2}$ (cm)	$d_{c,2}$ (cm)	$d_{eff,2}$ (cm)
T1	1	1	40	0,5	0	0	40	0,5	0	0
		2	40	66,24	0	0	40	66,24	0	0
	2	1	40	23,98	0	0	40	23,98	0	0
		2	40	28,27	0	0	40	28,27	0	0
		3	40	23,98	0	0	40	23,98	0	0
		4	40	28,27	0	0	40	28,27	0	0
		5	40	23,98	0	0	40	23,98	0	0
		6	40	28,27	0	0	40	28,27	0	0
		7	40	23,98	0	0	40	23,98	0	0
		8	40	28,27	0	0	40	28,27	0	0
		9	40	2,547	32,39	16,96	40	0	21,6	11,31
		10	38,7	0	26,46	27,17	38,7	0	21,5	20,8
		11	38,7	0	30,53	30,91	38,7	0	26,01	25,62
		12	38,7	0	25,26	25,43	38,7	0	22,7	22,54
13	38,7	0	29,67	29,81	38,7	0	26,87	26,73		
14	38,7	0	24,85	24,92	38,7	0	23,12	23,05		

Table 23 (next) : Effective section.

Plate	Panel	Sub-panel	Left end				Right end			
			$t_{c,1}$ (mm)	$d_{t,1}$ (cm)	$d_{c,1}$ (cm)	$d_{eff,1}$ (cm)	$t_{c,2}$ (mm)	$d_{t,2}$ (cm)	$d_{c,2}$ (cm)	$d_{eff,2}$ (cm)
T1	2	15	38,7	0	29,28	29,35	38,7	0	27,25	27,18
		16	38,7	0	24,63	24,67	38,7	0	23,33	23,29
		17	40	0	69,91	70,08	40	0	62,57	62,4
	3	1	40	0	1	1	40	0	0	0
T2	1	1	30	51,1	0	0	30	51,1	0	0
		2	30	34,19	0	0	30	34,19	0	0
		3	30	57,52	0	0	30	57,52	0	0
		4	30	34,19	0	0	30	34,19	0	0
		5	30	57,52	0	0	30	57,52	0	0
		6	30	34,19	0	0	30	34,19	0	0
		7	30	57,52	0	0	30	57,52	0	0
		8	30	34,19	0	0	30	34,19	0	0
		9	30	57,52	0	0	30	57,52	0	0
		10	30	34,19	0	0	30	34,19	0	0
		11	30	57,52	0	0	30	57,52	0	0
		12	30	34,19	0	0	30	34,19	0	0
		13	30	57,52	0	0	30	57,52	0	0
		14	30	34,19	0	0	30	34,19	0	0
		15	30	51,1	0	0	30	51,1	0	0
	2	1	30	0,5	0	0	30	0,5	0	0
T3	1	1	30	0	51,1	45,57	30	0	51,1	45,57
		2	26,66	0	34,19	34,19	26,66	0	34,19	34,19
		3	26,66	0	57,52	47,44	26,66	0	57,52	47,44
		4	26,66	0	34,19	34,19	26,66	0	34,19	34,19
		5	26,66	0	57,52	47,44	26,66	0	57,52	47,44
		6	26,66	0	34,19	34,19	26,66	0	34,19	34,19

Table 23 (next) : Effective section.

Plate	Panel	Sub-panel	Left end				Right end				
			$t_{c,1}$ (mm)	$d_{t,1}$ (cm)	$d_{c,1}$ (cm)	$d_{eff,1}$ (cm)	$t_{c,2}$ (mm)	$d_{t,2}$ (cm)	$d_{c,2}$ (cm)	$d_{eff,2}$ (cm)	
T3	1	7	26,66	0	57,52	47,44	26,66	0	57,52	47,44	
		8	26,66	0	34,19	34,19	26,66	0	34,19	34,19	
		9	26,66	0	57,52	47,44	26,66	0	57,52	47,44	
		10	26,66	0	34,19	34,19	26,66	0	34,19	34,19	
		11	26,66	0	57,52	47,44	26,66	0	57,52	47,44	
		12	26,66	0	34,19	34,19	26,66	0	34,19	34,19	
		13	26,66	0	57,52	47,44	26,66	0	57,52	47,44	
		14	26,66	0	34,19	34,19	26,66	0	34,19	34,19	
		15	30	0	51,1	45,57	30	0	51,1	45,57	
	2	1	30	0	1	1	30	0	0	0	
	T4	1	1	40	54,46	0	0	40	54,46	0	0
			2	40	23,98	0	0	40	23,98	0	0
			3	40	54,7	0	0	40	54,7	0	0
			4	40	23,98	0	0	40	23,98	0	0
			5	40	54,7	0	0	40	54,7	0	0
6			40	23,98	0	0	40	23,98	0	0	
7			40	28,98	48,25	48,25	40	0	32,17	32,17	
8			37,61	0	26	26	37,61	0	21,96	21,96	
9			37,61	0	60,25	60,25	37,61	0	49,14	49,14	
10			37,61	0	24,93	24,93	37,61	0	23,04	23,04	
11			37,61	0	58,17	58,17	37,61	0	51,22	51,22	
12			37,61	0	24,6	24,6	37,61	0	23,36	23,36	
13			40	0	56,96	56,96	40	0	51,95	51,95	

Note:

 t_c : Effective thickness d_t : Width of the tension part of the sub-panel d_c : Width of the compression part of the sub-panel d_{eff} : Effective width of the compression part of the sub-panel

Table 24 : Effective section of stiffeners (Plate T3 - Panel 1).

Stiffner	Panel	Left end				Right end			
		$t_{c,1}$ (mm)	$d_{t,1}$ (cm)	$d_{c,1}$ (cm)	$d_{eff,1}$ (cm)	$t_{c,2}$ (mm)	$d_{t,2}$ (cm)	$d_{c,2}$ (cm)	$d_{eff,2}$ (cm)
1	1	13,33	0	25,6	22,66	13,33	0	26,75	23,73
	2	13,33	0	14,5	14,5	13,33	0	14,5	14,5
	3	13,33	0	26,75	23,73	13,33	0	25,6	22,66
2	1	13,33	0	25,6	22,66	13,33	0	26,75	23,73
	2	13,33	0	14,5	14,5	13,33	0	14,5	14,5
	3	13,33	0	26,75	23,73	13,33	0	25,6	22,66
3	1	13,33	0	25,6	22,66	13,33	0	26,75	23,73
	2	13,33	0	14,5	14,5	13,33	0	14,5	14,5
	3	13,33	0	26,75	23,73	13,33	0	25,6	22,66
4	1	13,33	0	25,6	22,66	13,33	0	26,75	23,73
	2	13,33	0	14,5	14,5	13,33	0	14,5	14,5
	3	13,33	0	26,75	23,73	13,33	0	25,6	22,66
5	1	13,33	0	25,6	22,66	13,33	0	26,75	23,73
	2	13,33	0	14,5	14,5	13,33	0	14,5	14,5
	3	13,33	0	26,75	23,73	13,33	0	25,6	22,66
6	1	13,33	0	25,6	22,66	13,33	0	26,75	23,73
	2	13,33	0	14,5	14,5	13,33	0	14,5	14,5
	3	13,33	0	26,75	23,73	13,33	0	25,6	22,66
7	1	13,33	0	25,6	22,66	13,33	0	26,75	23,73
	2	13,33	0	14,5	14,5	13,33	0	14,5	14,5
	3	13,33	0	26,75	23,73	13,33	0	25,6	22,66

Properties of the effective section

$A_{eff} = 22371 \text{ cm}^2$

$I_{y,eff} = 7,71E+9 \text{ cm}^4$

$W_{y,sup,eff} = 1,124E+7 \text{ cm}^3$

$W_{y,inf,eff} = 1,072E+7 \text{ cm}^3$

$Z_G = 719,14 \text{ cm}$

$e_{Nz} = 0 \text{ cm}$

$I_{z,eff} = 3,964E+9 \text{ cm}^4$

$W_{z,sup,eff} = 6,954E+6 \text{ cm}^3$

$W_{z,inf,eff} = 7,697E+6 \text{ cm}^3$

$y_G = 515 \text{ cm}$

$e_{Ny} = 27,5 \text{ cm}$

- Pure bending ($Mz < 0$) - Classe of the section

- Pure bending ($Mz < 0$) - Step 1

Plates taken into account : T1

Global buckling - Plate T1 - Panel 2

Column-like buckling

Gross cross section of the stiffned zone : $A_{sl} = 877 \text{ cm}^2$
 Second moment of area (out-of-plane) of the stiffned zone : $I_{sl} = 302013 \text{ cm}^4$
 Buckling stress of a single siffner closest to the panel edge : $\sigma_{cr,sl} = 2855 \text{ MPa}$
 Elastic critical column buckling stress : $\sigma_{cr,c} = 4045,8 \text{ MPa}$

Effective cross section of the stiffned zone : $A_{sl,eff} = 872,93 \text{ cm}^2$
 $\beta_{A,c} = 0,9954$
 Column slenderness : $\lambda_c = 0,329$
 Imperfection factor : $\alpha_c = 0,34$
 $\alpha_e = 0,4504$
 Column reduction factor : $\phi_c = 0,5832$
 $\chi_c = 0,9392$

Plate-like buckling

Calculation method : EBPLate
 $\sigma_{cr,p} = 5133,8 \text{ MPa}$
 Gross cross section of the compression zone : $A_c = 2955,8 \text{ cm}^2$
 Effective cross section of the compression zone : $A_{c,eff} = 2939,5 \text{ cm}^2$
 $\beta_{A,p} = 0,9945$
 Plate slenderness : $\lambda_p = 0,292$
 Plate reduction factor : $\rho = 1$

Interpolation between plate-like and column-like buckling

Global buckling reduction factor : $\xi = 0,2689$
 $\rho_c = 0,9675$

Effective section

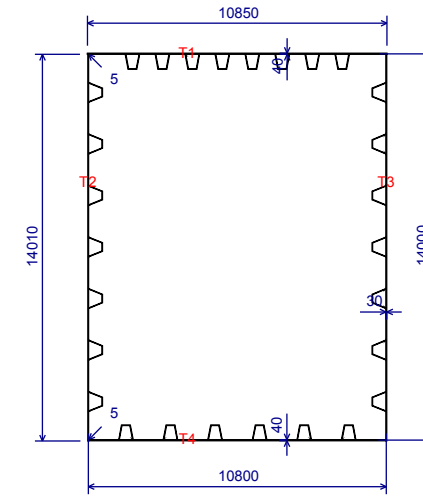


Figure 10 : Effective section

Table 25 : Effective section.

Plate	Panel	Sub-panel	Left end				Right end			
			$t_{c,1}$ (mm)	$d_{t,1}$ (cm)	$d_{c,1}$ (cm)	$d_{eff,1}$ (cm)	$t_{c,2}$ (mm)	$d_{t,2}$ (cm)	$d_{c,2}$ (cm)	$d_{eff,2}$ (cm)
T1	1	1	40	0	0	0	40	0	1	1
		2	40	0	62,4	62,4	40	0	70,08	70,08
	2	1	38,7	0	23,29	23,29	38,7	0	24,67	24,67
		2	38,7	0	27,18	27,18	38,7	0	29,35	29,35
		3	38,7	0	23,05	23,05	38,7	0	24,92	24,92
		4	38,7	0	26,73	26,73	38,7	0	29,81	29,81
		5	38,7	0	22,54	22,54	38,7	0	25,43	25,43
		6	38,7	0	25,62	25,62	38,7	0	30,91	30,91
		7	38,7	0	20,8	20,8	38,7	0	27,17	27,17
		8	40	0	11,31	11,31	40	28,27	16,96	16,96
		9	40	23,98	0	0	40	23,98	0	0
		10	40	28,27	0	0	40	28,27	0	0
		11	40	23,98	0	0	40	23,98	0	0
		12	40	28,27	0	0	40	28,27	0	0
13	40	23,98	0	0	40	23,98	0	0		
14	40	23,98	0	0	40	23,98	0	0		

Table 25 (next) : Effective section.

Plate	Panel	Sub-panel	Left end				Right end			
			$t_{c,1}$ (mm)	$d_{t,1}$ (cm)	$d_{c,1}$ (cm)	$d_{eff,1}$ (cm)	$t_{c,2}$ (mm)	$d_{t,2}$ (cm)	$d_{c,2}$ (cm)	$d_{eff,2}$ (cm)
T1	2	15	40	28,27	0	0	40	28,27	0	0
		16	40	23,98	0	0	40	23,98	0	0
		17	40	66,24	0	0	40	66,24	0	0
	3	1	40	0,5	0	0	40	0,5	0	0
T2	1	1	30	0	51,1	51,1	30	0	51,1	51,1
		2	30	0	34,19	34,19	30	0	34,19	34,19
		3	30	0	57,52	57,52	30	0	57,52	57,52
		4	30	0	34,19	34,19	30	0	34,19	34,19
		5	30	0	57,52	57,52	30	0	57,52	57,52
		6	30	0	34,19	34,19	30	0	34,19	34,19
		7	30	0	57,52	57,52	30	0	57,52	57,52
		8	30	0	34,19	34,19	30	0	34,19	34,19
		9	30	0	57,52	57,52	30	0	57,52	57,52
		10	30	0	34,19	34,19	30	0	34,19	34,19
		11	30	0	57,52	57,52	30	0	57,52	57,52
		12	30	0	34,19	34,19	30	0	34,19	34,19
		13	30	0	57,52	57,52	30	0	57,52	57,52
		14	30	0	34,19	34,19	30	0	34,19	34,19
		15	30	0	51,1	51,1	30	0	51,1	51,1
	2	1	30	0	1	1	30	0	0	0
T3	1	1	30	51,1	0	0	30	51,1	0	0
		2	30	34,19	0	0	30	34,19	0	0
		3	30	57,52	0	0	30	57,52	0	0
		4	30	34,19	0	0	30	34,19	0	0
		5	30	57,52	0	0	30	57,52	0	0
		6	30	34,19	0	0	30	34,19	0	0

Table 25 (next) : Effective section.

Plate	Panel	Sub-panel	Left end				Right end					
			$t_{c,1}$ (mm)	$d_{t,1}$ (cm)	$d_{c,1}$ (cm)	$d_{eff,1}$ (cm)	$t_{c,2}$ (mm)	$d_{t,2}$ (cm)	$d_{c,2}$ (cm)	$d_{eff,2}$ (cm)		
T3	1	7	30	57,52	0	0	30	57,52	0	0		
		8	30	34,19	0	0	30	34,19	0	0		
		9	30	57,52	0	0	30	57,52	0	0		
		10	30	34,19	0	0	30	34,19	0	0		
		11	30	57,52	0	0	30	57,52	0	0		
		12	30	34,19	0	0	30	34,19	0	0		
		13	30	57,52	0	0	30	57,52	0	0		
		14	30	34,19	0	0	30	34,19	0	0		
		15	30	51,1	0	0	30	51,1	0	0		
			2	1	30	0,5	0	0	30	0,5	0	0
		T4	1	1	40	0	51,83	51,83	40	0	57,08	57,08
				2	40	0	23,33	23,33	40	0	24,64	24,64
				3	40	0	51	51	40	0	58,39	58,39
				4	40	0	22,95	22,95	40	0	25,02	25,02
				5	40	0	48,55	48,55	40	0	60,84	60,84
6	40			0	21,52	21,52	40	0	26,45	26,45		
7	40			0	21,88	21,88	40	54,7	32,82	32,82		
8	40			23,98	0	0	40	23,98	0	0		
9	40			54,7	0	0	40	54,7	0	0		
10	40			23,98	0	0	40	23,98	0	0		
11	40			54,7	0	0	40	54,7	0	0		
12	40			23,98	0	0	40	23,98	0	0		
13	40			54,46	0	0	40	54,46	0	0		

Note:

 t_c : Effective thickness d_t : Width of the tension part of the sub-panel d_c : Width of the compression part of the sub-panel

d_{eff} : Effective width of the compression part of the sub-panel

Table 26 : Effective section of stiffeners (Plate T2 - Panel 1).

Stiffner	Panel	Left end				Right end			
		$t_{c,1}$ (mm)	$d_{t,1}$ (cm)	$d_{c,1}$ (cm)	$d_{\text{eff},1}$ (cm)	$t_{c,2}$ (mm)	$d_{t,2}$ (cm)	$d_{c,2}$ (cm)	$d_{\text{eff},2}$ (cm)
1	1	15	0	25,57	25,57	15	0	26,77	26,77
	2	15	0	14,5	14,5	15	0	14,5	14,5
	3	15	0	26,77	26,77	15	0	25,57	25,57
2	1	15	0	25,57	25,57	15	0	26,77	26,77
	2	15	0	14,5	14,5	15	0	14,5	14,5
	3	15	0	26,77	26,77	15	0	25,57	25,57
3	1	15	0	25,57	25,57	15	0	26,77	26,77
	2	15	0	14,5	14,5	15	0	14,5	14,5
	3	15	0	26,77	26,77	15	0	25,57	25,57
4	1	15	0	25,57	25,57	15	0	26,77	26,77
	2	15	0	14,5	14,5	15	0	14,5	14,5
	3	15	0	26,77	26,77	15	0	25,57	25,57
5	1	15	0	25,57	25,57	15	0	26,77	26,77
	2	15	0	14,5	14,5	15	0	14,5	14,5
	3	15	0	26,77	26,77	15	0	25,57	25,57
6	1	15	0	25,57	25,57	15	0	26,77	26,77
	2	15	0	14,5	14,5	15	0	14,5	14,5
	3	15	0	26,77	26,77	15	0	25,57	25,57
7	1	15	0	25,57	25,57	15	0	26,77	26,77
	2	15	0	14,5	14,5	15	0	14,5	14,5
	3	15	0	26,77	26,77	15	0	25,57	25,57

Properties of the effective section

$$A_{\text{eff}} = 23669 \text{ cm}^2$$

$$I_{y,\text{eff}} = 7,71\text{E}+9 \text{ cm}^4$$

$$W_{y,\text{sup,eff}} = 1,124\text{E}+7 \text{ cm}^3$$

$$W_{y,\text{inf,eff}} = 1,072\text{E}+7 \text{ cm}^3$$

$$z_G = 719,14 \text{ cm}$$

$$e_{Nz} = 0 \text{ cm}$$

$$I_{z,\text{eff}} = 4,291\text{E}+9 \text{ cm}^4$$

$$W_{z,\text{sup,eff}} = 7,921\text{E}+6 \text{ cm}^3$$

$$W_{z,\text{inf,eff}} = 7,898\text{E}+6 \text{ cm}^3$$

$$y_G = 543,28 \text{ cm}$$

$$e_{Ny} = -0,7772 \text{ cm}$$

- Pure bending ($Mz < 0$) - Step 2

Plates taken into account :

T2

Global buckling - Plate T2 - Panel 1

Column-like buckling

Gross cross section of the stiffened zone :

$$A_{sl} = 766,9 \text{ cm}^2$$

Second moment of area (out-of-plane) of the stiffened zone :

$$I_{sl} = 200891 \text{ cm}^4$$

Buckling stress of a single stiffener closest to the panel edge :

$$\sigma_{\text{cr,sl}} = 2171,7 \text{ MPa}$$

Elastic critical column buckling stress :

$$\sigma_{\text{cr,c}} = 2171,7 \text{ MPa}$$

Effective cross section of the stiffened zone :

$$A_{sl,\text{eff}} = 686,08 \text{ cm}^2$$

$$\beta_{A,c} = 0,8946$$

Column slenderness :

$$\lambda_c = 0,4257$$

Imperfection factor :

$$\alpha_c = 0,34$$

$$\alpha_e = 0,4655$$

Column reduction factor :

$$\phi_c = 0,6432$$

$$\chi_c = 0,8887$$

Plate-like buckling

Calculation method :

EBPLate

Gross cross section of the compression zone :

$$\sigma_{\text{cr,p}} = 1996,5 \text{ MPa}$$

Effective cross section of the compression zone :

$$A_{c,\text{eff}} = 5329,7 \text{ cm}^2$$

Effective cross section of the compression zone :

$$A_{c,\text{eff}} = 4791,4 \text{ cm}^2$$

Plate slenderness :

$$\beta_{A,p} = 0,899$$

Plate reduction factor :

$$\lambda_p = 0,4451$$

$$\rho = 1$$

Interpolation between plate-like and column-like buckling

Global buckling reduction factor :

$$\xi = 0$$

$$\rho_c = 0,8887$$

Effective section

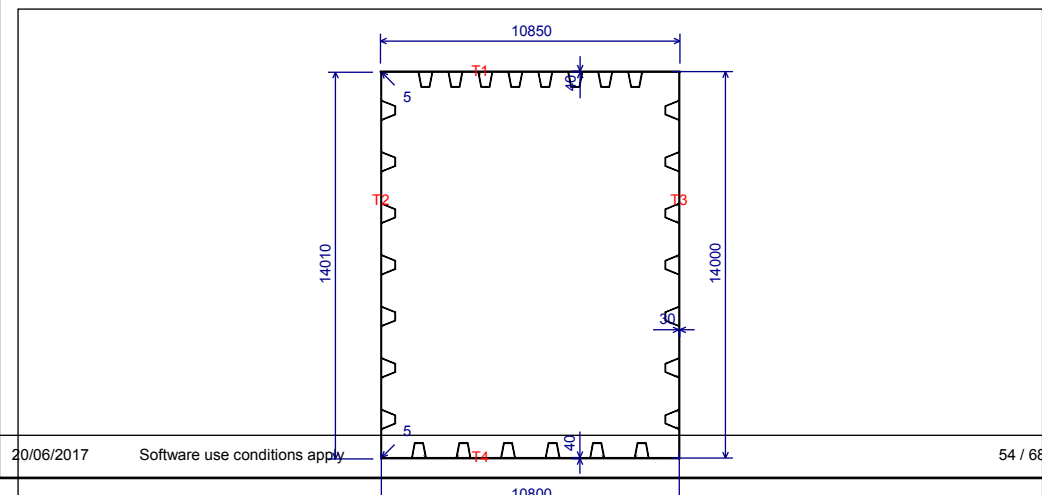


Table 27 : Effective section.

Plate	Panel	Sub-panel	Left end				Right end			
			$t_{c,1}$ (mm)	$d_{t,1}$ (cm)	$d_{c,1}$ (cm)	$d_{eff,1}$ (cm)	$t_{c,2}$ (mm)	$d_{t,2}$ (cm)	$d_{c,2}$ (cm)	$d_{eff,2}$ (cm)
T1	1	1	40	0	0	0	40	0	1	1
		2	40	0	62,41	62,4	40	0	70,07	70,08
	2	2	38,7	0	23,29	23,29	38,7	0	24,67	24,67
		3	38,7	0	27,18	27,18	38,7	0	29,35	29,35
		4	38,7	0	23,05	23,05	38,7	0	24,92	24,92
		5	38,7	0	26,73	26,73	38,7	0	29,8	29,81
		6	38,7	0	22,54	22,54	38,7	0	25,42	25,43
		7	38,7	0	25,64	25,62	38,7	0	30,9	30,91
		8	38,7	0	20,82	20,8	38,7	0	27,14	27,17
		9	40	0	11,62	11,31	40	27,49	17,43	16,96
		10	40	23,98	0	0	40	23,98	0	0
		11	40	28,27	0	0	40	28,27	0	0
		12	40	23,98	0	0	40	23,98	0	0
		13	40	28,27	0	0	40	28,27	0	0
		14	40	23,98	0	0	40	23,98	0	0
		15	40	28,27	0	0	40	28,27	0	0
		16	40	23,98	0	0	40	23,98	0	0
17	40	66,24	0	0	40	66,24	0	0		
T2	1	1	30	0	51,1	45,57	30	0	51,1	45,57
		2	26,66	0	34,19	34,19	26,66	0	34,19	34,19
		3	26,66	0	57,52	47,44	26,66	0	57,52	47,44
		4	26,66	0	34,19	34,19	26,66	0	34,19	34,19
		5	26,66	0	57,52	47,44	26,66	0	57,52	47,44
		6	26,66	0	34,19	34,19	26,66	0	34,19	34,19
		7	26,66	0	57,52	47,44	26,66	0	57,52	47,44

Table 27 (next) : Effective section.

Plate	Panel	Sub-panel	Left end				Right end					
			$t_{c,1}$ (mm)	$d_{t,1}$ (cm)	$d_{c,1}$ (cm)	$d_{eff,1}$ (cm)	$t_{c,2}$ (mm)	$d_{t,2}$ (cm)	$d_{c,2}$ (cm)	$d_{eff,2}$ (cm)		
T2	1	8	26,66	0	34,19	34,19	26,66	0	34,19	34,19		
		9	26,66	0	57,52	47,44	26,66	0	57,52	47,44		
		10	26,66	0	34,19	34,19	26,66	0	34,19	34,19		
		11	26,66	0	57,52	47,44	26,66	0	57,52	47,44		
		12	26,66	0	34,19	34,19	26,66	0	34,19	34,19		
		13	26,66	0	57,52	47,44	26,66	0	57,52	47,44		
		14	26,66	0	34,19	34,19	26,66	0	34,19	34,19		
		15	30	0	51,1	45,57	30	0	51,1	45,57		
		2	1	30	0	1	1	30	0	0	0	
		T3	1	1	30	51,1	0	0	30	51,1	0	0
				2	30	34,19	0	0	30	34,19	0	0
				3	30	57,52	0	0	30	57,52	0	0
				4	30	34,19	0	0	30	34,19	0	0
				5	30	57,52	0	0	30	57,52	0	0
				6	30	34,19	0	0	30	34,19	0	0
7	30			57,52	0	0	30	57,52	0	0		
8	30			34,19	0	0	30	34,19	0	0		
9	30			57,52	0	0	30	57,52	0	0		
10	30			34,19	0	0	30	34,19	0	0		
11	30			57,52	0	0	30	57,52	0	0		
12	30			34,19	0	0	30	34,19	0	0		
13	30			57,52	0	0	30	57,52	0	0		
14	30			34,19	0	0	30	34,19	0	0		
15	30			51,1	0	0	30	51,1	0	0		
T4	1	1	30	0,5	0	0	30	0,5	0	0		
		1	40	0	51,84	51,84	40	0	57,07	57,07		

Table 27 (next) : Effective section.

Plate	Panel	Sub-panel	Left end				Right end			
			t _{c,1} (mm)	d _{t,1} (cm)	d _{c,1} (cm)	d _{eff,1} (cm)	t _{c,2} (mm)	d _{t,2} (cm)	d _{c,2} (cm)	d _{eff,2} (cm)
T4	1	2	40	0	23,33	23,33	40	0	24,63	24,63
		3	40	0	51,01	51,01	40	0	58,38	58,38
		4	40	0	22,95	22,95	40	0	25,01	25,01
		5	40	0	48,57	48,57	40	0	60,82	60,82
		6	40	0	21,53	21,53	40	0	26,43	26,43
		7	40	0	22,19	22,19	40	53,92	33,28	33,28
		8	40	23,98	0	0	40	23,98	0	0
		9	40	54,7	0	0	40	54,7	0	0
		10	40	23,98	0	0	40	23,98	0	0
		11	40	54,7	0	0	40	54,7	0	0
		12	40	23,98	0	0	40	23,98	0	0
		13	40	54,46	0	0	40	54,46	0	0

Note:

- t_c : Effective thickness
- d_t : Width of the tension part of the sub-panel
- d_c : Width of the compression part of the sub-panel
- d_{eff} : Effective width of the compression part of the sub-panel

Table 28 : Effective section of stiffeners (Plate T2 - Panel 1).

Stiffner	Panel	Left end				Right end				
		t _{c,1} (mm)	d _{t,1} (cm)	d _{c,1} (cm)	d _{eff,1} (cm)	t _{c,2} (mm)	d _{t,2} (cm)	d _{c,2} (cm)	d _{eff,2} (cm)	
1	1	13,33	0	25,57	22,66	13,33	0	26,77	23,73	
		2	13,33	0	14,5	14,5	13,33	0	14,5	14,5
		3	13,33	0	26,77	23,73	13,33	0	25,57	22,66
2	1	13,33	0	25,57	22,66	13,33	0	26,77	23,73	
		2	13,33	0	14,5	14,5	13,33	0	14,5	14,5
		3	13,33	0	26,77	23,73	13,33	0	25,57	22,66
3	1	13,33	0	25,57	22,66	13,33	0	26,77	23,73	
		2	13,33	0	14,5	14,5	13,33	0	14,5	14,5

Table 28 (next) : Effective section of stiffeners (Plate T2 - Panel 1).

Stiffner	Panel	Left end				Right end				
		t _{c,1} (mm)	d _{t,1} (cm)	d _{c,1} (cm)	d _{eff,1} (cm)	t _{c,2} (mm)	d _{t,2} (cm)	d _{c,2} (cm)	d _{eff,2} (cm)	
3	3	13,33	0	26,77	23,73	13,33	0	25,57	22,66	
4	1	13,33	0	25,57	22,66	13,33	0	26,77	23,73	
		2	13,33	0	14,5	14,5	13,33	0	14,5	14,5
		3	13,33	0	26,77	23,73	13,33	0	25,57	22,66
5	1	13,33	0	25,57	22,66	13,33	0	26,77	23,73	
		2	13,33	0	14,5	14,5	13,33	0	14,5	14,5
		3	13,33	0	26,77	23,73	13,33	0	25,57	22,66
6	1	13,33	0	25,57	22,66	13,33	0	26,77	23,73	
		2	13,33	0	14,5	14,5	13,33	0	14,5	14,5
		3	13,33	0	26,77	23,73	13,33	0	25,57	22,66
7	1	13,33	0	25,57	22,66	13,33	0	26,77	23,73	
		2	13,33	0	14,5	14,5	13,33	0	14,5	14,5
		3	13,33	0	26,77	23,73	13,33	0	25,57	22,66

Properties of the effective section

A_{eff} = 22608 cm²

I_{y,eff} = 7,71E+9 cm⁴

W_{y,sup,eff} = 1,124E+7 cm³

W_{y,inf,eff} = 1,072E+7 cm³

Z_G = 719,14 cm

e_{Nz} = 0 cm

I_{z,eff} = 3,976E+9 cm⁴

W_{z,sup,eff} = 7,693E+6 cm³

W_{z,inf,eff} = 6,997E+6 cm³

Y_G = 568,22 cm

e_{Ny} = -25,72 cm

- Pure bending (Mz < 0) - Step 3

Plates taken into account :

T4

Global buckling - Plate T4

Column-like buckling

Gross cross section of the stiffened zone :

A_{sl} = 916,77 cm²

Second moment of area (out-of-plane) of the stiffened zone :

I_{sl} = 293718 cm⁴

Buckling stress of a single stiffener closest to the panel edge :

σ_{cr,sl} = 2656,1 MPa

Elastic critical column buckling stress :

σ_{cr,c} = 3491 MPa

Effective cross section of the stiffened zone :

A_{sl,eff} = 912,7 cm²

Column slenderness :

β_{A,c} = 0,9956

λ_c = 0,3542

Imperfection factor : $\alpha_c = 0,34$
 $\alpha_e = 0,4556$
 Column reduction factor : $\phi_c = 0,5979$
 $\chi_c = 0,9263$

Plate-like buckling

Calculation method : EBPLate
 $\sigma_{cr,p} = 3838,7 \text{ MPa}$
 $A_c = 2683,7 \text{ cm}^2$
 Gross cross section of the compression zone : $A_{c,eff} = 2671,5 \text{ cm}^2$
 $\beta_{A,p} = 0,9954$
 Plate slenderness : $\lambda_p = 0,3378$
 Plate reduction factor : $\rho = 1$

Interpolation between plate-like and column-like buckling

Global buckling reduction factor : $\xi = 0,0996$
 $\rho_c = 0,9403$

Effective section

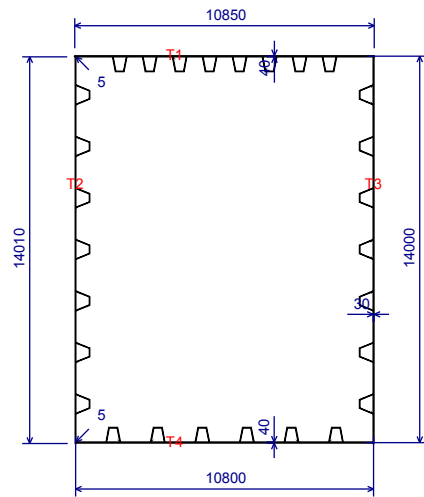


Figure 12 : Effective section

Table 29 : Effective section.

Plate	Panel	Sub-panel	Left end				Right end			
			$t_{c,1}$ (mm)	$d_{t,1}$ (cm)	$d_{c,1}$ (cm)	$d_{eff,1}$ (cm)	$t_{c,2}$ (mm)	$d_{t,2}$ (cm)	$d_{c,2}$ (cm)	$d_{eff,2}$ (cm)
T1	1	1	40	0	0	0	40	0	1	1
	2	1	40	0	62,57	62,4	40	0	69,91	70,08
	3	2	38,7	0	23,33	23,29	38,7	0	24,63	24,67
		3	38,7	0	27,25	27,18	38,7	0	29,28	29,35

Table 29 (next) : Effective section.

Plate	Panel	Sub-panel	Left end				Right end					
			$t_{c,1}$ (mm)	$d_{t,1}$ (cm)	$d_{c,1}$ (cm)	$d_{eff,1}$ (cm)	$t_{c,2}$ (mm)	$d_{t,2}$ (cm)	$d_{c,2}$ (cm)	$d_{eff,2}$ (cm)		
T1	2	5	38,7	0	26,87	26,73	38,7	0	29,67	29,81		
		6	38,7	0	22,7	22,54	38,7	0	25,26	25,43		
		7	38,7	0	26,01	25,62	38,7	0	30,53	30,91		
		8	38,7	0	21,5	20,8	38,7	0	26,46	27,17		
		9	40	0	21,6	11,31	40	2,547	32,39	16,96		
		10	40	23,98	0	0	40	23,98	0	0		
		11	40	28,27	0	0	40	28,27	0	0		
		12	40	23,98	0	0	40	23,98	0	0		
		13	40	28,27	0	0	40	28,27	0	0		
		14	40	23,98	0	0	40	23,98	0	0		
		15	40	28,27	0	0	40	28,27	0	0		
		16	40	23,98	0	0	40	23,98	0	0		
		17	40	66,24	0	0	40	66,24	0	0		
			3	1	40	0,5	0	0	40	0,5	0	0
		T2	1	1	30	0	51,1	45,57	30	0	51,1	45,57
				2	26,66	0	34,19	34,19	26,66	0	34,19	34,19
				3	26,66	0	57,52	47,44	26,66	0	57,52	47,44
4	26,66			0	34,19	34,19	26,66	0	34,19	34,19		
5	26,66			0	57,52	47,44	26,66	0	57,52	47,44		
6	26,66			0	34,19	34,19	26,66	0	34,19	34,19		
7	26,66			0	57,52	47,44	26,66	0	57,52	47,44		
8	26,66			0	34,19	34,19	26,66	0	34,19	34,19		
9	26,66			0	57,52	47,44	26,66	0	57,52	47,44		
10	26,66			0	34,19	34,19	26,66	0	34,19	34,19		
11	26,66			0	57,52	47,44	26,66	0	57,52	47,44		
12	26,66			0	34,19	34,19	26,66	0	34,19	34,19		

Table 29 (next) : Effective section.

Plate	Panel	Sub-panel	Left end				Right end			
			$t_{c,1}$ (mm)	$d_{t,1}$ (cm)	$d_{c,1}$ (cm)	$d_{eff,1}$ (cm)	$t_{c,2}$ (mm)	$d_{t,2}$ (cm)	$d_{c,2}$ (cm)	$d_{eff,2}$ (cm)
T2	1	13	26,66	0	57,52	47,44	26,66	0	57,52	47,44
		14	26,66	0	34,19	34,19	26,66	0	34,19	34,19
		15	30	0	51,1	45,57	30	0	51,1	45,57
T3	1	1	30	51,1	0	0	30	51,1	0	0
		2	30	34,19	0	0	30	34,19	0	0
		3	30	57,52	0	0	30	57,52	0	0
		4	30	34,19	0	0	30	34,19	0	0
		5	30	57,52	0	0	30	57,52	0	0
		6	30	34,19	0	0	30	34,19	0	0
		7	30	57,52	0	0	30	57,52	0	0
		8	30	34,19	0	0	30	34,19	0	0
		9	30	57,52	0	0	30	57,52	0	0
		10	30	34,19	0	0	30	34,19	0	0
		11	30	57,52	0	0	30	57,52	0	0
		12	30	34,19	0	0	30	34,19	0	0
		13	30	57,52	0	0	30	57,52	0	0
		14	30	34,19	0	0	30	34,19	0	0
		15	30	51,1	0	0	30	51,1	0	0
T4	1	1	40	0	51,95	51,95	40	0	56,96	56,96
		2	37,61	0	23,36	23,36	37,61	0	24,6	24,6
		3	37,61	0	51,22	51,22	37,61	0	58,17	58,17
		4	37,61	0	23,04	23,04	37,61	0	24,93	24,93
		5	37,61	0	49,14	49,14	37,61	0	60,25	60,25
		6	37,61	0	21,96	21,96	37,61	0	26	26

Table 29 (next) : Effective section.

Plate	Panel	Sub-panel	Left end				Right end			
			$t_{c,1}$ (mm)	$d_{t,1}$ (cm)	$d_{c,1}$ (cm)	$d_{eff,1}$ (cm)	$t_{c,2}$ (mm)	$d_{t,2}$ (cm)	$d_{c,2}$ (cm)	$d_{eff,2}$ (cm)
T4	1	7	40	0	32,17	32,17	40	28,98	48,25	48,25
		8	40	23,98	0	0	40	23,98	0	0
		9	40	54,7	0	0	40	54,7	0	0
		10	40	23,98	0	0	40	23,98	0	0
		11	40	54,7	0	0	40	54,7	0	0
		12	40	23,98	0	0	40	23,98	0	0
		13	40	54,46	0	0	40	54,46	0	0

Note:

 t_c : Effective thickness d_t : Width of the tension part of the sub-panel d_c : Width of the compression part of the sub-panel d_{eff} : Effective width of the compression part of the sub-panel

Table 30 : Effective section of stiffeners (Plate T2 - Panel 1).

Stiffner	Panel	Sub-panel	Left end				Right end			
			$t_{c,1}$ (mm)	$d_{t,1}$ (cm)	$d_{c,1}$ (cm)	$d_{eff,1}$ (cm)	$t_{c,2}$ (mm)	$d_{t,2}$ (cm)	$d_{c,2}$ (cm)	$d_{eff,2}$ (cm)
1	1	1	13,33	0	25,6	22,66	13,33	0	26,75	23,73
		2	13,33	0	14,5	14,5	13,33	0	14,5	14,5
		3	13,33	0	26,75	23,73	13,33	0	25,6	22,66
2	1	1	13,33	0	25,6	22,66	13,33	0	26,75	23,73
		2	13,33	0	14,5	14,5	13,33	0	14,5	14,5
		3	13,33	0	26,75	23,73	13,33	0	25,6	22,66
3	1	1	13,33	0	25,6	22,66	13,33	0	26,75	23,73
		2	13,33	0	14,5	14,5	13,33	0	14,5	14,5
		3	13,33	0	26,75	23,73	13,33	0	25,6	22,66
4	1	1	13,33	0	25,6	22,66	13,33	0	26,75	23,73
		2	13,33	0	14,5	14,5	13,33	0	14,5	14,5
		3	13,33	0	26,75	23,73	13,33	0	25,6	22,66
5	1	13,33	0	25,6	22,66	13,33	0	26,75	23,73	

Table 30 (next) : Effective section of stiffeners (Plate T2 - Panel 1).

Stiffner	Panel	Left end				Right end			
		t _{c,1} (mm)	d _{t,1} (cm)	d _{c,1} (cm)	d _{eff,1} (cm)	t _{c,2} (mm)	d _{t,2} (cm)	d _{c,2} (cm)	d _{eff,2} (cm)
5	2	13,33	0	14,5	14,5	13,33	0	14,5	14,5
	3	13,33	0	26,75	23,73	13,33	0	25,6	22,66
6	1	13,33	0	25,6	22,66	13,33	0	26,75	23,73
	2	13,33	0	14,5	14,5	13,33	0	14,5	14,5
	3	13,33	0	26,75	23,73	13,33	0	25,6	22,66
7	1	13,33	0	25,6	22,66	13,33	0	26,75	23,73
	2	13,33	0	14,5	14,5	13,33	0	14,5	14,5
	3	13,33	0	26,75	23,73	13,33	0	25,6	22,66

Properties of the effective section

A_{eff} = 22371 cm²

I_{y,eff} = 7,71E+9 cm⁴

W_{y,sup,eff} = 1,124E+7 cm³

W_{y,inf,eff} = 1,072E+7 cm³

Z_G = 719,14 cm

e_{Nz} = 0 cm

I_{z,eff} = 3,964E+9 cm⁴

W_{z,sup,eff} = 7,697E+6 cm³

W_{z,inf,eff} = 6,954E+6 cm³

y_G = 570 cm

e_{Ny} = -27,5 cm

- Pure bending (Mz < 0) - Step 4

Plates taken into account :

T3

Global buckling - Plate T3 - Panel 1

Column-like buckling

Elastic critical column buckling stress :

σ_{cr,c} = 6,833 MPa

Column slenderness :

λ_c = 8,025

Column reduction factor :

α_e = 0,21

φ_c = 33,52

χ_c = 0,0151

Plate-like buckling

Elastic critical plate buckling stress :

σ_E = 0,8765 MPa

k_{σ,p} = 4

σ_{cr,p} = 3,506 MPa

Plate slenderness :

λ_p = 11,21

Plate reduction factor :

ρ = 0,0875

Interpolation between plate-like and column-like buckling

Global buckling reduction factor :

ξ = 0

Software use conditions apply

ρ_c = -0,0151

Effective section

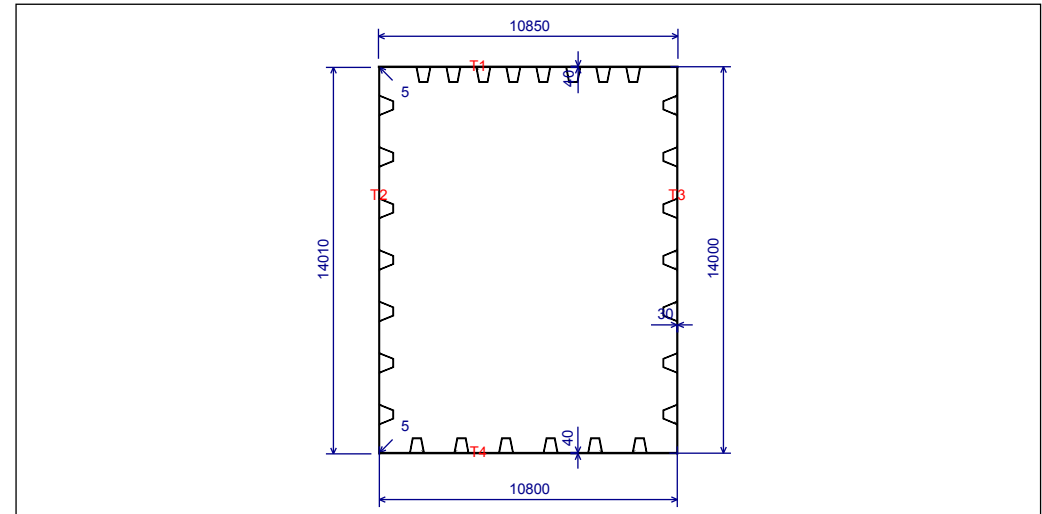


Figure 13 : Effective section

Table 31 : Effective section.

Plate	Panel	Sub-panel	Left end				Right end				
			t _{c,1} (mm)	d _{t,1} (cm)	d _{c,1} (cm)	d _{eff,1} (cm)	t _{c,2} (mm)	d _{t,2} (cm)	d _{c,2} (cm)	d _{eff,2} (cm)	
T1	1	1	40	0	0	0	40	0	1	1	
		2	1	40	0	62,58	62,4	40	0	69,9	70,08
			2	38,7	0	23,33	23,29	38,7	0	24,63	24,67
			3	38,7	0	27,26	27,18	38,7	0	29,28	29,35
			4	38,7	0	23,12	23,05	38,7	0	24,84	24,92
			5	38,7	0	26,88	26,73	38,7	0	29,66	29,81
			6	38,7	0	22,71	22,54	38,7	0	25,25	25,43
			7	38,7	0	26,03	25,62	38,7	0	30,51	30,91
			8	38,7	0	21,54	20,8	38,7	0	26,42	27,17
			9	40	0	22,31	11,31	40	0,7641	33,46	16,96
			10	40	23,98	0	0	40	23,98	0	0
			11	40	28,27	0	0	40	28,27	0	0
			12	40	23,98	0	0	40	23,98	0	0
13	40	28,27	0	0	40	28,27	0	0			

Table 31 (next) : Effective section.

Plate	Panel	Sub-panel	Left end				Right end			
			$t_{c,1}$ (mm)	$d_{t,1}$ (cm)	$d_{c,1}$ (cm)	$d_{eff,1}$ (cm)	$t_{c,2}$ (mm)	$d_{t,2}$ (cm)	$d_{c,2}$ (cm)	$d_{eff,2}$ (cm)
T1	2	14	40	23,98	0	0	40	23,98	0	0
		15	40	28,27	0	0	40	28,27	0	0
		16	40	23,98	0	0	40	23,98	0	0
		17	40	66,24	0	0	40	66,24	0	0
	3	1	40	0,5	0	0	40	0,5	0	0
T2	1	1	30	0	51,1	45,57	30	0	51,1	45,57
		2	26,66	0	34,19	34,19	26,66	0	34,19	34,19
		3	26,66	0	57,52	47,44	26,66	0	57,52	47,44
		4	26,66	0	34,19	34,19	26,66	0	34,19	34,19
		5	26,66	0	57,52	47,44	26,66	0	57,52	47,44
		6	26,66	0	34,19	34,19	26,66	0	34,19	34,19
		7	26,66	0	57,52	47,44	26,66	0	57,52	47,44
		8	26,66	0	34,19	34,19	26,66	0	34,19	34,19
		9	26,66	0	57,52	47,44	26,66	0	57,52	47,44
		10	26,66	0	34,19	34,19	26,66	0	34,19	34,19
		11	26,66	0	57,52	47,44	26,66	0	57,52	47,44
		12	26,66	0	34,19	34,19	26,66	0	34,19	34,19
		13	26,66	0	57,52	47,44	26,66	0	57,52	47,44
		14	26,66	0	34,19	34,19	26,66	0	34,19	34,19
		15	30	0	51,1	45,57	30	0	51,1	45,57
	2	1	30	0	1	1	30	0	0	0
T3	1	1	-0,4541	51,1	0	0	-0,4541	51,1	0	0
		2	-0,4541	34,19	0	0	-0,4541	34,19	0	0
		3	-0,4541	57,52	0	0	-0,4541	57,52	0	0
		4	-0,4541	34,19	0	0	-0,4541	34,19	0	0
		5	-0,4541	57,52	0	0	-0,4541	57,52	0	0

Table 31 (next) : Effective section.

Plate	Panel	Sub-panel	Left end				Right end					
			$t_{c,1}$ (mm)	$d_{t,1}$ (cm)	$d_{c,1}$ (cm)	$d_{eff,1}$ (cm)	$t_{c,2}$ (mm)	$d_{t,2}$ (cm)	$d_{c,2}$ (cm)	$d_{eff,2}$ (cm)		
T3	1	6	-0,4541	34,19	0	0	-0,4541	34,19	0	0		
		7	-0,4541	57,52	0	0	-0,4541	57,52	0	0		
		8	-0,4541	34,19	0	0	-0,4541	34,19	0	0		
		9	-0,4541	57,52	0	0	-0,4541	57,52	0	0		
		10	-0,4541	34,19	0	0	-0,4541	34,19	0	0		
		11	-0,4541	57,52	0	0	-0,4541	57,52	0	0		
		12	-0,4541	34,19	0	0	-0,4541	34,19	0	0		
		13	-0,4541	57,52	0	0	-0,4541	57,52	0	0		
		14	-0,4541	34,19	0	0	-0,4541	34,19	0	0		
		15	-0,4541	51,1	0	0	-0,4541	51,1	0	0		
			2	1	30	0,5	0	0	30	0,5	0	0
		T4	1	1	40	0	51,96	51,95	40	0	56,95	56,96
				2	37,61	0	23,37	23,36	37,61	0	24,6	24,6
				3	37,61	0	51,24	51,22	37,61	0	58,16	58,17
				4	37,61	0	23,04	23,04	37,61	0	24,92	24,93
5	37,61			0	49,18	49,14	37,61	0	60,22	60,25		
6	37,61			0	21,99	21,96	37,61	0	25,98	26		
7	40			0	32,88	32,17	40	27,19	49,32	48,25		
8	40			23,98	0	0	40	23,98	0	0		
9	40			54,7	0	0	40	54,7	0	0		
10	40			23,98	0	0	40	23,98	0	0		
11	40			54,7	0	0	40	54,7	0	0		
12	40			23,98	0	0	40	23,98	0	0		
13	40			54,46	0	0	40	54,46	0	0		

Note:

 t_c : Effective thickness

d_t : Width of the tension part of the sub-panel
 d_c : Width of the compression part of the sub-panel
 d_{eff} : Effective width of the compression part of the sub-panel

Table 32 : Effective section of stiffeners (Plate T2 - Panel 1).

Stiffner	Panel	Left end				Right end			
		$t_{c,1}$ (mm)	$d_{t,1}$ (cm)	$d_{c,1}$ (cm)	$d_{eff,1}$ (cm)	$t_{c,2}$ (mm)	$d_{t,2}$ (cm)	$d_{c,2}$ (cm)	$d_{eff,2}$ (cm)
1	1	13,33	0	25,6	22,66	13,33	0	26,74	23,73
	2	13,33	0	14,5	14,5	13,33	0	14,5	14,5
	3	13,33	0	26,74	23,73	13,33	0	25,6	22,66
2	1	13,33	0	25,6	22,66	13,33	0	26,74	23,73
	2	13,33	0	14,5	14,5	13,33	0	14,5	14,5
	3	13,33	0	26,74	23,73	13,33	0	25,6	22,66
3	1	13,33	0	25,6	22,66	13,33	0	26,74	23,73
	2	13,33	0	14,5	14,5	13,33	0	14,5	14,5
	3	13,33	0	26,74	23,73	13,33	0	25,6	22,66
4	1	13,33	0	25,6	22,66	13,33	0	26,74	23,73
	2	13,33	0	14,5	14,5	13,33	0	14,5	14,5
	3	13,33	0	26,74	23,73	13,33	0	25,6	22,66
5	1	13,33	0	25,6	22,66	13,33	0	26,74	23,73
	2	13,33	0	14,5	14,5	13,33	0	14,5	14,5
	3	13,33	0	26,74	23,73	13,33	0	25,6	22,66
6	1	13,33	0	25,6	22,66	13,33	0	26,74	23,73
	2	13,33	0	14,5	14,5	13,33	0	14,5	14,5
	3	13,33	0	26,74	23,73	13,33	0	25,6	22,66
7	1	13,33	0	25,6	22,66	13,33	0	26,74	23,73
	2	13,33	0	14,5	14,5	13,33	0	14,5	14,5
	3	13,33	0	26,74	23,73	13,33	0	25,6	22,66

Properties of the effective section

$$A_{eff} = 16646 \text{ cm}^2$$

$$I_{y,eff} = 7,71E+9 \text{ cm}^4$$

$$W_{y,sup,eff} = 1,124E+7 \text{ cm}^3$$

$$W_{y,inf,eff} = 1,072E+7 \text{ cm}^3$$

$$I_{z,eff} = 2,011E+9 \text{ cm}^4$$

$$W_{z,sup,eff} = 2,922E+6 \text{ cm}^3$$

$$W_{z,inf,eff} = 5,065E+6 \text{ cm}^3$$

$$z_G = 719,14 \text{ cm}$$

$$e_{Nz} = 0 \text{ cm}$$

$$y_G = 396,97 \text{ cm}$$

$$e_{Ny} = 145,53 \text{ cm}$$

- Design plastic resistant bending moments

$$M_{r,Rd} = 223479 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,Rd}^{(+)} = 2,455E+6 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,Rd}^{(-)} = 2,458E+6 \text{ kN.m}$$

ANEXO A4- DESENHO PONTE ROLANTE KONECRANES

