

VALE DA LIBERDADE

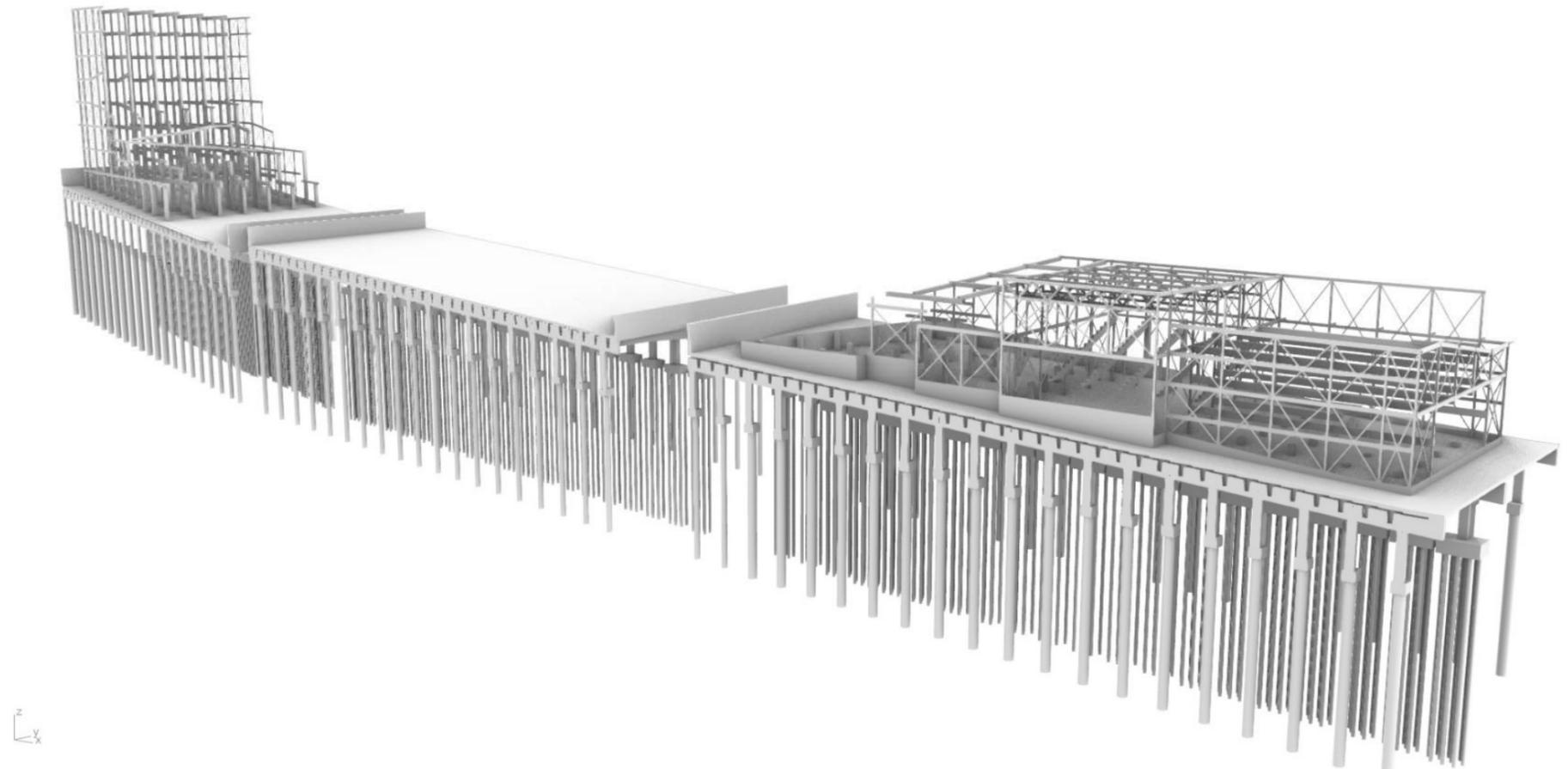
PROJETO ESTRUTURAL

SBP

INTRODUÇÃO

A sbp é a responsável pela concepção e projeto básico de todas as estruturas primárias e secundárias para o Projeto do Vale da Liberdade, em consonância com o partido arquitetônico da Kengo Kuma e com as diretrizes de engenharia de tráfego da TTC Engenharia.

No presente documento são descritos os sistemas estruturais do conceito global estrutural, do conceito de montagem de acordo com a engenharia de tráfego, dos edifícios comercial e cultural e da área intermediária da Esplanada. O projeto será sem dúvida alguma uma grande obra de engenharia e um importante marco para a cidade de São Paulo, e foi norteado pela aplicação de princípios de sustentabilidade e alta performance das estruturas, com o ensejo de minimizar o impacto ambiental e de se obter estruturas otimizadas, calculadas de acordo com as melhores técnicas de engenharia.



INTRODUÇÃO

Normas de Projeto e códigos de engenharia onde aplicável, o projeto global geral das estruturas, seus procedimentos, combinações de cargas e verificações foi projetado de acordo com as Normas Técnicas Brasileiras (NBR), complementadas pelo Eurocode (EU), quando pertinente.

NORMAS BRASILEIRAS (NBR)

NBR 6120/2000 | 6120/2019 – “Cargas para o cálculo de estruturas de edificações”

NBR 6123/2013 – “Forças devidas ao vento em edificações”;

NBR 8681/2004 – “Ações e segurança nas estruturas – Procedimento”;

NBR 8800/2008 – “Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios”;

NBR 15575-1 – “Edificações habitacionais — Desempenho – Requisitos gerais”.

NBR 16239/2013 - “Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações com perfis tubulares”

NBR 6118/2014 - Projeto de estruturas de concreto - Procedimento

EUROCODE

EN 1990_2010-12: Basis of structural design (Design Concept, Safety factors)

EN 1991_2010-12: Actions on structures

EN 1992_2011-01: Design of concrete structures

EN 1993_2010-12: Design of steel structures

EN 1995_2010-12: Design of timber structures

ESTRATÉGIAS DE PROJETO

A sbp aceitou o desafio de viabilizar a implementação do Projeto Vale da Liberdade de uma forma holística, aplicando toda sua expertise em projetos brasileiros e internacionais de grande complexidade.

A estratégia de definição do sistema estrutural mais adequado para cada uma das diversas tipologias dos edifícios e das áreas de paisagismo foi extensivamente discutida com a equipe de arquitetos da KKAA e com a equipe de engenharia de tráfego da TTC.

Aspectos como viabilidade estrutural e construtiva integrada ao planejamento de tráfego de uma cidade com sistema viário tão complexo como o de São Paulo, flexibilidade no layout interno dos ambientes com vãos estruturais mais generosos, coberturas verdes que beneficiam o conceito de cidade humanizada e saudável e vão de encontro aos desejos e anseios da comunidade, utilização de materiais e de sistemas tecnicamente mais adequados às demandas estruturais, e, onde aplicável, a adoção de materiais com melhor índice de carbono incorporado.

As soluções contempladas fundamentaram-se na busca por estruturas tecnicamente possíveis e racionais, seguras e adequadas às condições de contorno e funcionalidades requeridas, de modo a reduzir riscos e custos, como resposta funcional aos grandes desafios.

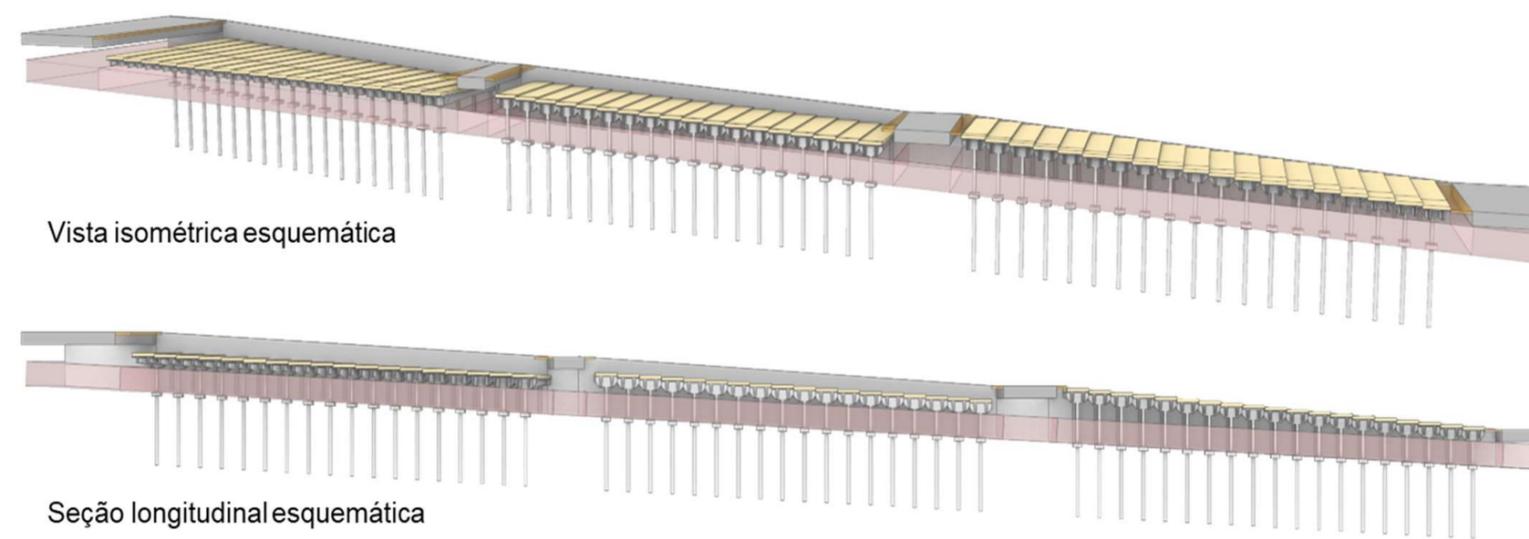
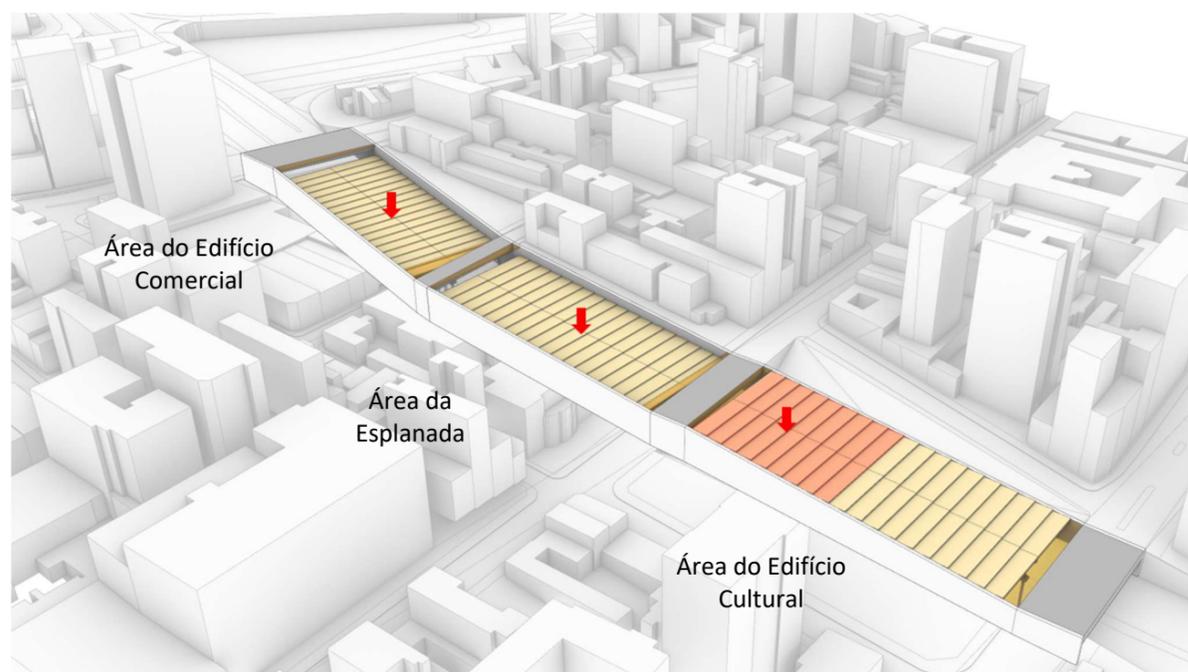
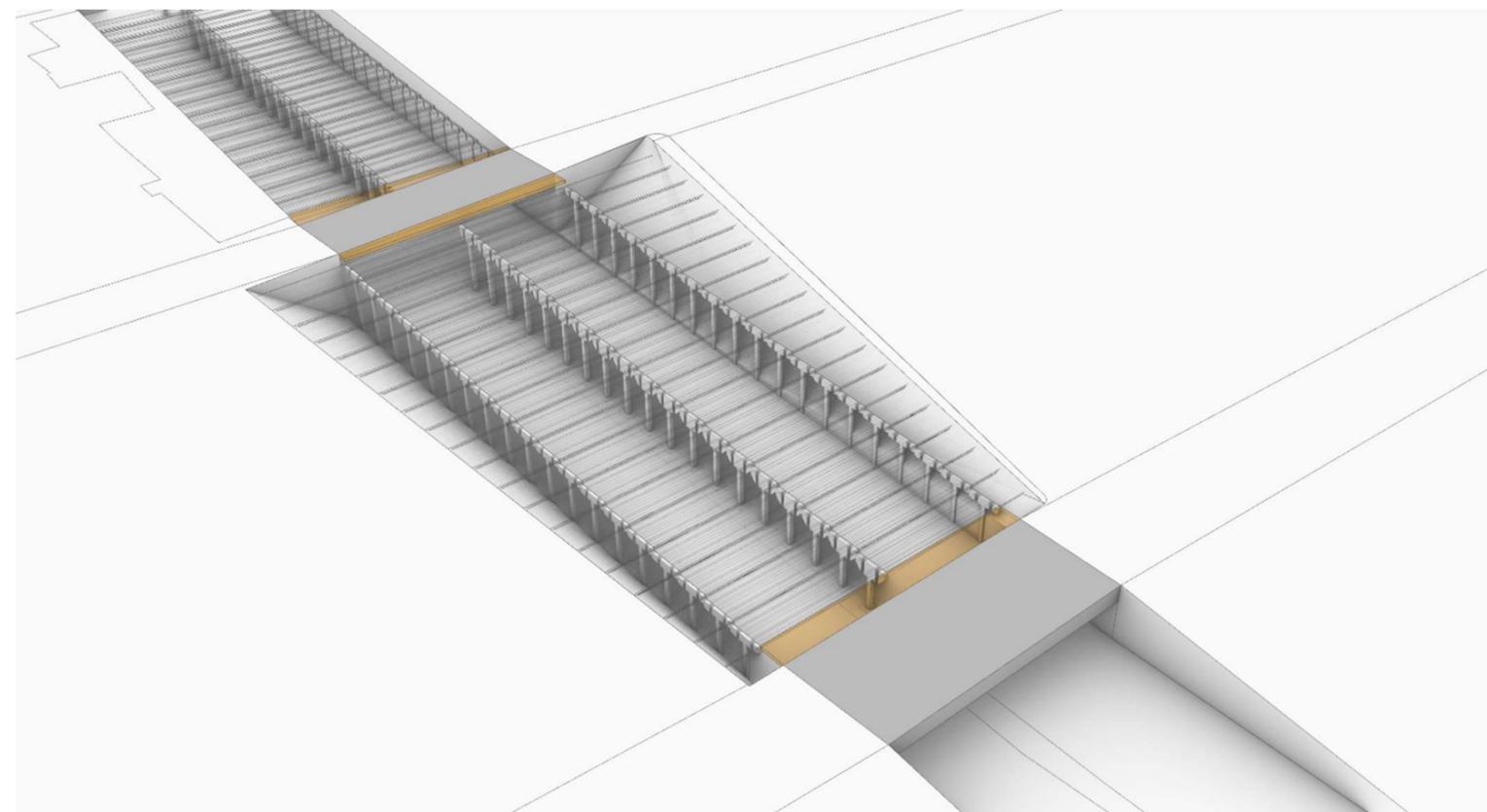
A seguir apresentamos as soluções estruturais de cada setor do Vale da Liberdade.

ESTRUTURAS DE SUPORTE DOS EDIFÍCIOS E ESPLANADA DEFINIÇÃO E JUSTIFICATIVA DE TIPOLOGIA ESTRUTURAL

Foi grande o desafio de se projetar estruturas com viabilidade construtiva, diante das significativas cargas resultantes dos edifícios e facilidades a serem implantados e com impacto controlável sobre o sistema viário da cidade.

Foram projetados conjuntos de estruturas similares a pontes sobre o acesso à Avenida Radial Leste, com o uso do concreto armado, que possibilitam a construção dos edifícios cultural e comercial sobre elas, além das áreas de convívio e jardins, denominadas como Esplanada.

As estruturas são dispostas em três extensos eixos longitudinais, sendo dois eixos denominados de laterais, ladeando as bordas externas do acesso à Avenida Radial Leste e um eixo central de colunas, onde serão implementadas as colunas centrais.



DESCRIÇÃO GERAL

O dimensionamento das estruturas de suporte do Edifício Comercial, da Esplanada Central e do Edifício Cultural, abrange os elementos de estacas, blocos de fundação, vigas primárias, vigas protendidas tipo T e uma laje de concreto.

Este sistema estrutural suporta todas as estruturas acima do nível da Esplanada, como o edifício comercial, o estacionamento, a Esplanada em si e o edifício cultural.

O sistema estrutural foi projetado com a intenção de se fazer uso da tecnologia de elementos pré-fabricados, para se minimizar o tempo de construção e reduzir ao máximo o impacto sobre o sistema viário.

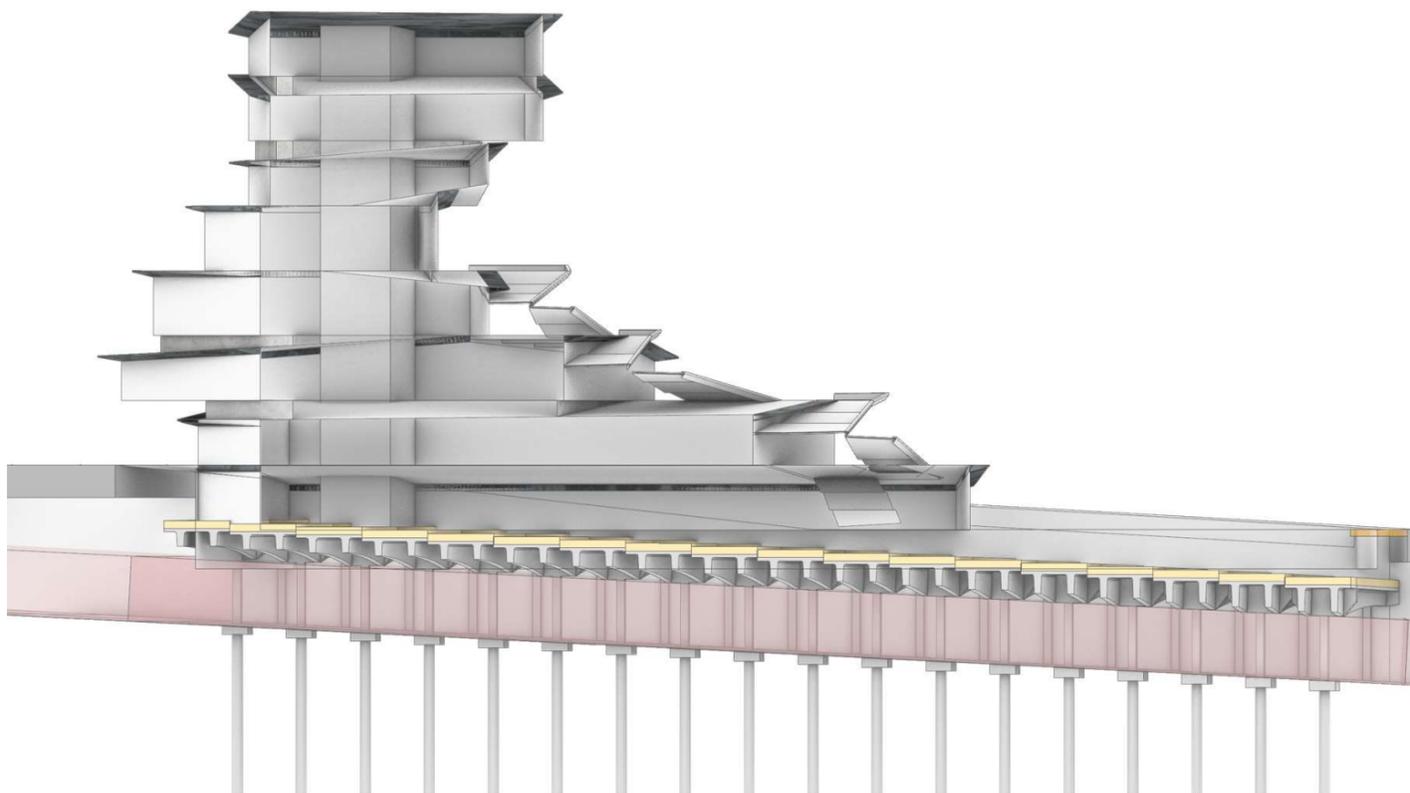
ELEMENTOS ESTRUTURAIS

FUNDAÇÕES, DEFINIÇÃO E JUSTIFICATIVA DA SOLUÇÃO ADOTADA

O engenheiro Milton Golombek, da empresa Consultrix, é consultor das fundações do Consórcio SPEL. De acordo com as cargas informadas e com as complexas condições de contorno para execução das fundações, e de características do solo obtidas da base de dados, foram previstas as seguintes soluções para as fundações:

Para as fundações do canteiro central, devido ao espaço disponível reduzido, os únicos equipamentos disponíveis para a execução são os das estacas raiz. O diâmetro máximo destas estacas é de 45 cm para cargas até 160 toneladas. A execução das estacas raiz utiliza argamassa produzida no próprio local, o que dispensa a presença de caminhões betoneira que exigiriam a interdição do tráfego.

Para os pilares laterais, dependendo da localização, poderão ser executadas estacas tipo Hélice Contínua ou Estacas Escavadas de maior diâmetro, para cargas de até 500 toneladas. As definições finais de diâmetro e comprimento das estacas dependem das cargas finais e de sondagens ao longo do processo construtivo.

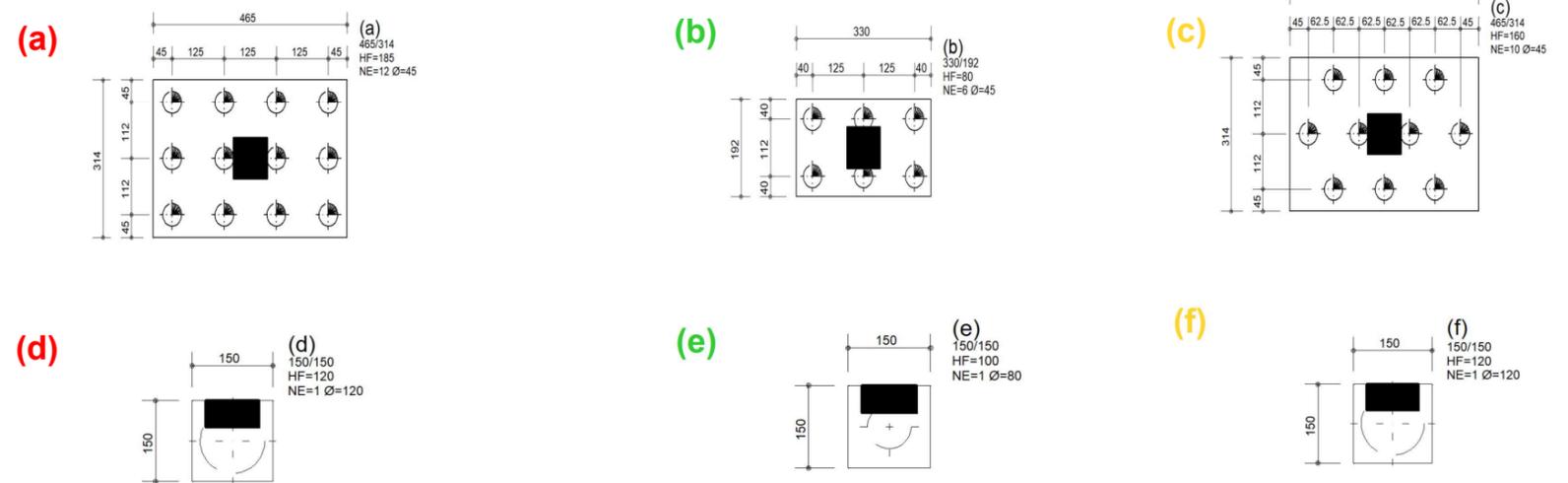


ELEMENTOS ESTRUTURAIS

BLOCOS DE FUNDAÇÃO

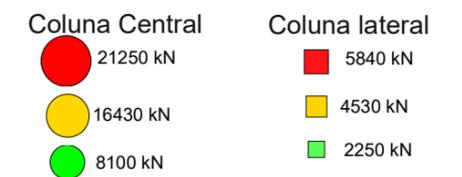
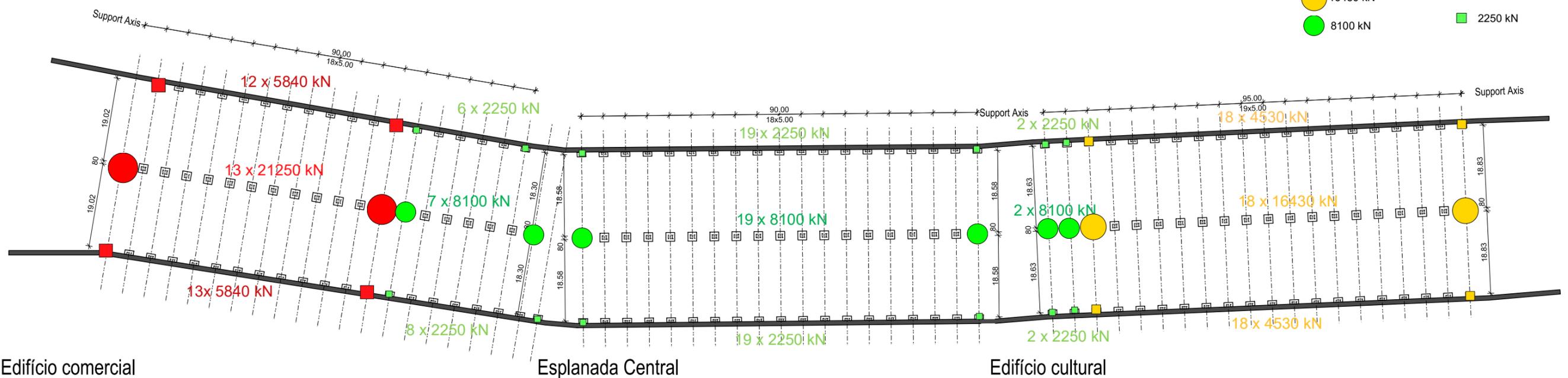
Serão em concreto armado moldado in loco, de dimensões e quantidades descritas na folha de desenho de número 10 a seguir.

DESENHOS PRÉ DIMENSIONAMENTO COM QUANTITATIVOS



Masterplan fundações e colunas

1:500



Edifício comercial

Esplanada Central

Edifício cultural

Pos	Area	Type	Gk [kN]	Qk [kN]	Gk+Qk [kN]	Estacas		Blocos				Formwork [m ²]	Subtotal							
						Type	Repetitions	Dimensões			Volume [m ³]		Rod angle	Total [kg]	Ratio [kg/m ³]	Volume [m ³]	Formwork [m ²]	Reinforcement [kg]		
								x	y	h									Between piles	
Pos 030	Commercial Building Area	Middle Column	15620	5630	21250	(a)	12 estacas raiz ø 45	13	465	314	185	125	27.0	45	28.8	3300	122	351.2	374.7	42900.0
Pos 130	Landscape Building Area	Middle Column	5600	2500	8100	(b)	6 Estacas raiz ø 45	28	330	192	120	125	7.6	45	12.5	1400	184	212.9	350.8	39200.0
Pos 230	Cultural Building Area	Middle Column	12300	4130	16430	(c)	10 Estacas raiz ø 45	18	465	314	160	125	23.4	45	24.9	2800	120	420.5	448.7	50400.0
Pos 050	Commercial Building Area	Side columns	4300	1540	5840	(d)	Estaca hélice contínua ø 120	25	150	150	120	-	2.7	-	7.2	200	74	67.5	180.0	5000.0
Pos 150	Landscape Building Area	Side columns	1550	700	2250	(e)	Estaca hélice contínua ø 80	36	150	150	100	-	2.25	-	6	110	49	81.0	216.0	3960.0
Pos 250	Cultural Building Area	Side columns	3380	1150	4530	(f)	Estaca hélice contínua ø 120	56	150	150	120	-	2.7	-	7.2	160	59	151.2	403.2	8960.0
																Total		1284.3	1973.4	150420.0

ELEMENTOS ESTRUTURAIS

COLONAS

Pelas altas cargas, vãos expressivos e para otimização de construção e de montagem, foram projetadas colunas laterais em concreto pré-moldado, com seção transversal de 50cm x 100 cm,

VIGAS PRIMÁRIAS

Vigas primárias pré-moldadas como vigas de múltiplos vãos. As vigas terminais tem uma seção transversal de 50 cm x 135 cm e as vigas primárias centrais tem uma seção transversal de 80 cm x 220 cm. As vigas da área da Esplanada tem uma seção transversal mais reduzida.

VIGAS SECUNDÁRIAS EM T

Vigas protendidas em T com seção transversal de altura variável com máxima altura acima da coluna central. A seção transversal das vigas é adaptada às cargas das diferentes áreas.

LAJE DE CONCRETO SOBRE ESTRUTURAS

Uma laje de concreto armado de espessura de 30 a 45 com está prevista, com a altura a ser ajustada às cargas do local a serem implementadas.

DIMENSIONAMENTO DAS SEÇÕES

Vigas primárias sobre os suportes de borda : 45 a 55 cm
 Blocos de fundação: 50 a 60 cm
 Colunas: 70 a 85 cm
 Vigas primárias centrais: 80 a 95 cm
 Vigas protendidas em T: 60 a 75 cm
 Laje de concreto na camada externa: 35 a 45 cm

CLASSE DE EXPOSIÇÃO

XC3, XC4, XD3, XF2, XF3, XF4
 Para o propósito de unificação nesta fase de dimensionamento do Projeto Básico, um cobrimento de 55 mm foi adotado.

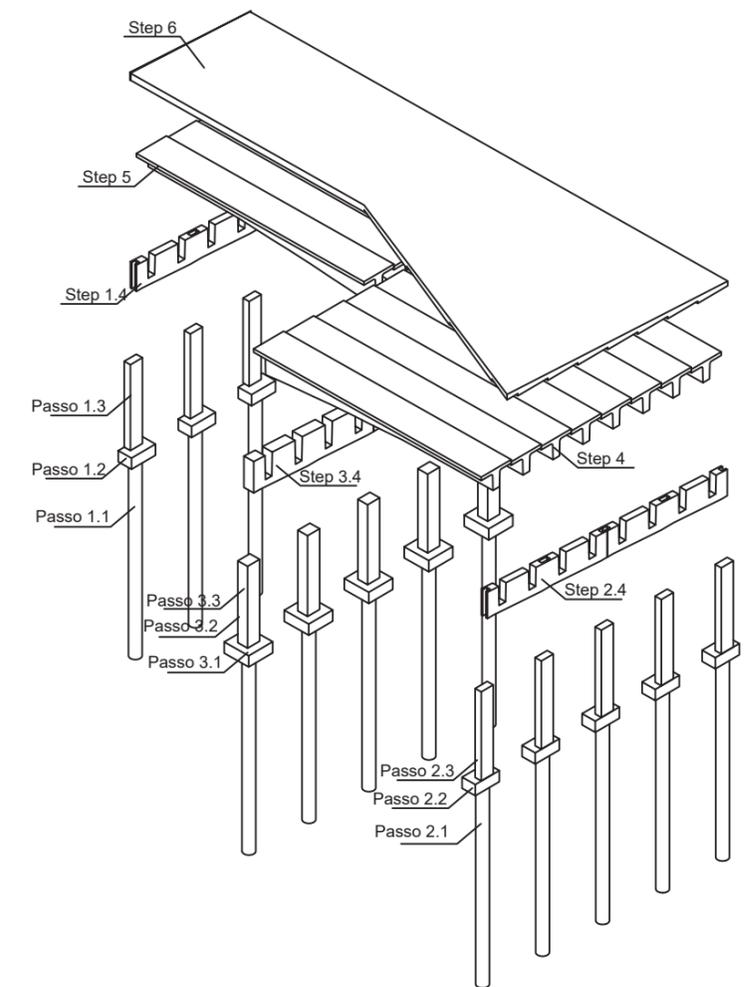
ARMADURAS

Aço das armaduras B 500 SA

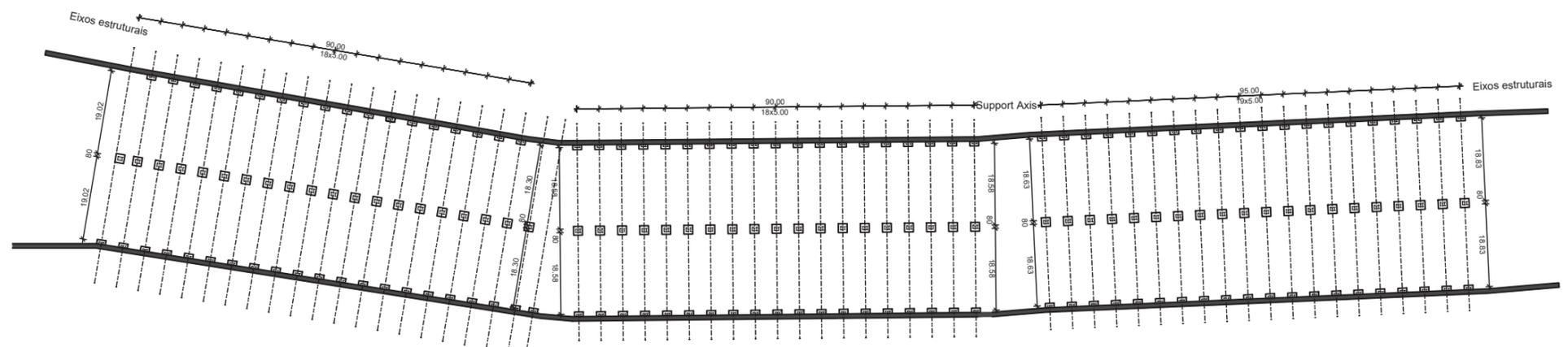
TENDÕES

Aço protendido St 1660/1860

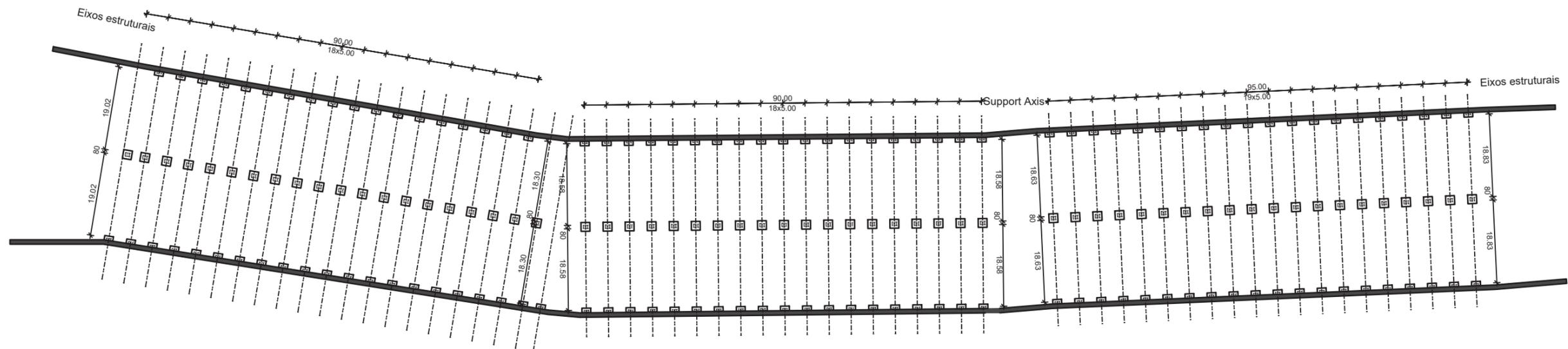
3D vista da montagem
1:200



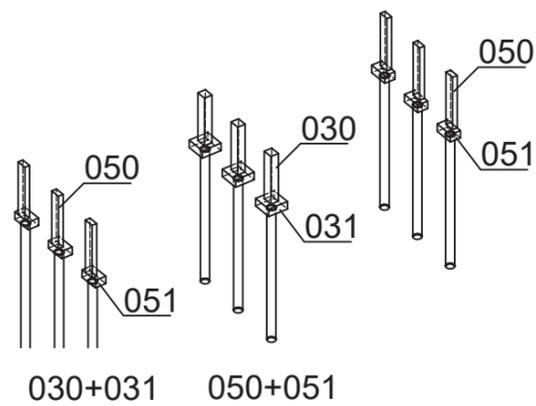
Masterplan fundações e colunas
1:500



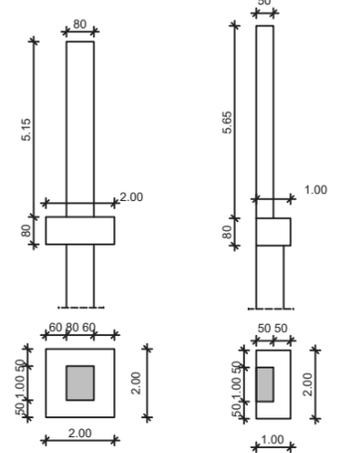
MASTERPLAN FUNDAÇÕES E COLUNAS



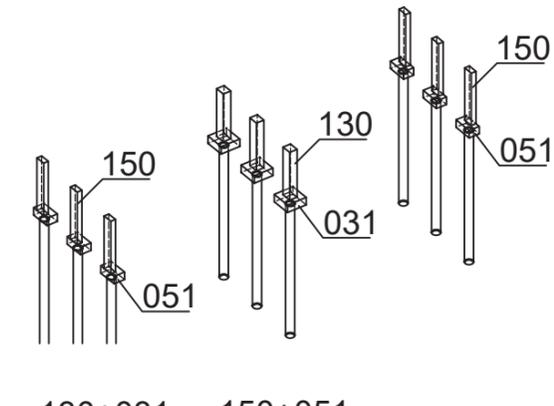
Esquema Edifício Comercial



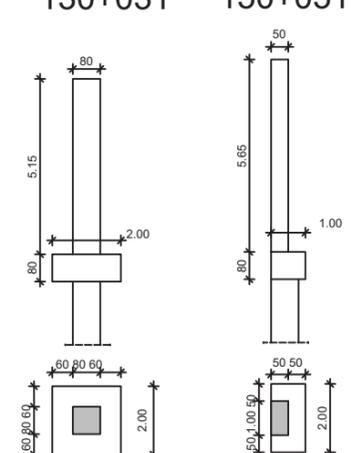
030+031 050+051



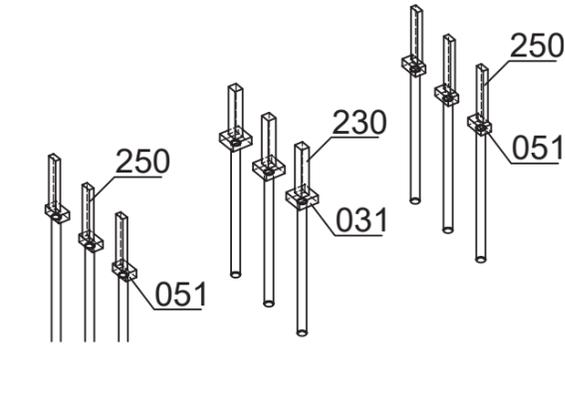
Esquema Esplanada Central



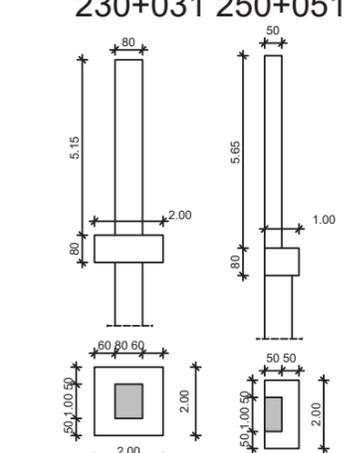
130+031 150+051



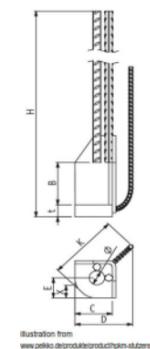
Esquema Edifício Cultural



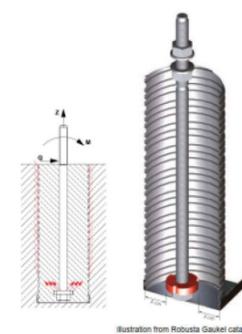
230+031 250+051



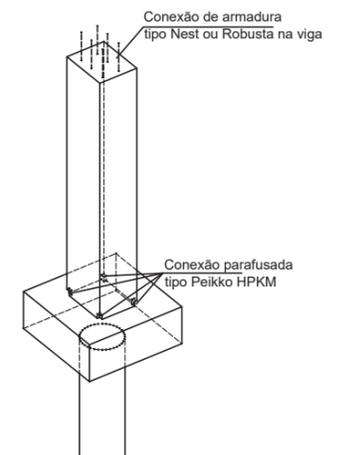
Conexão parafusada tipo Peikko HPKM



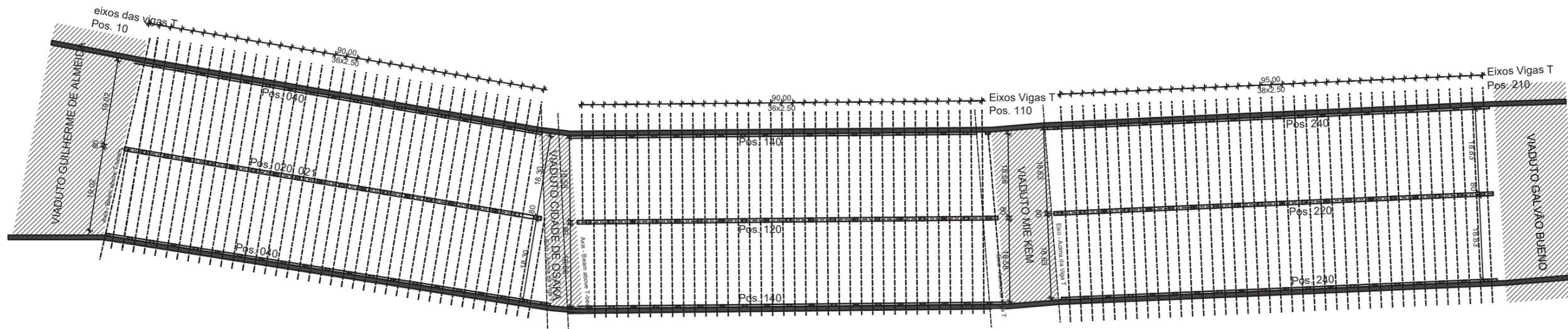
Conexão tipo Robusta



Esquema coluna de conexão



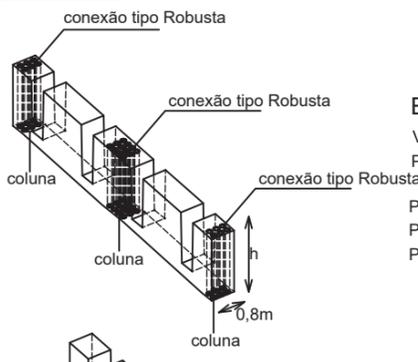
MASTERPLAN VIGAS LONGITUDINAIS E VIGAS T



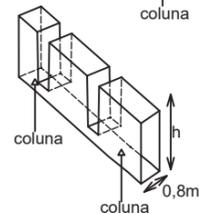
Viga Longitudinal intermediária

Elemento típico

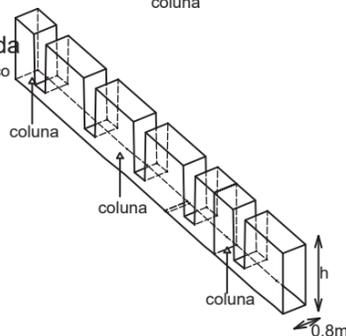
Viga de dois vãos
Pos. 020, 120, 220
Pos. 020, 021 h= 2,20m
Pos. 120 h= 2m
Pos. 220 h= 2,20m



Elemento de borda viga de um vão



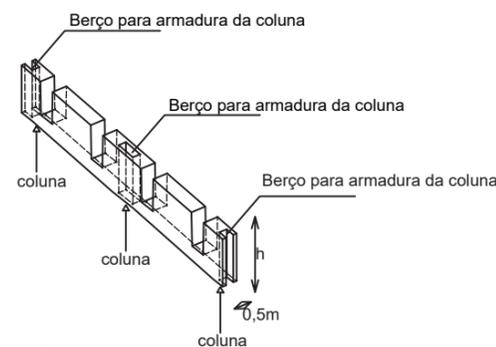
Elemento de borda viga de dois vãos com balanço



Viga Longitudinal e suporte de borda

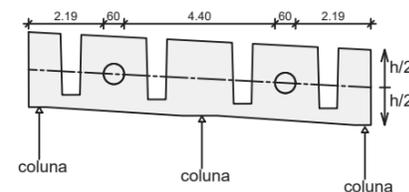
Elemento típico

Viga de dois vãos
Pos. 040, 140, 240
Pos. 040, h= 1,35m
Pos. 140 h= 1,05m
Pos. 240 h= 1,35m

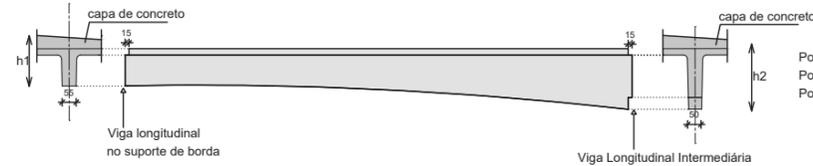


Área de abertura

Pos. 022
Abertura max D=0.6m

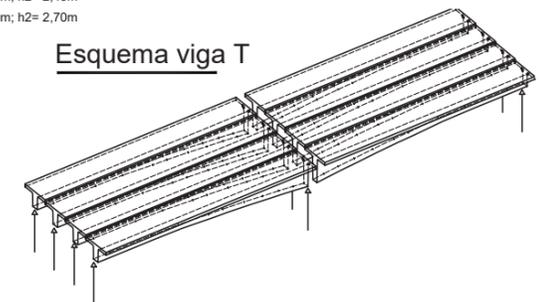


Viga T de concreto protendido



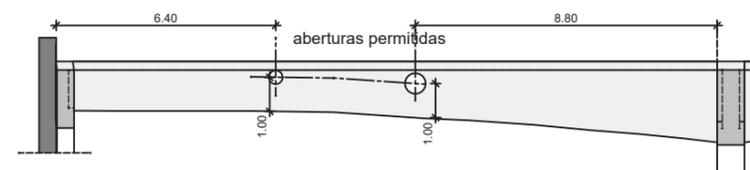
Pos. 010, h1= 1,80m; h2= 2,70m
Pos. 110 h1= 1,50m; h2= 2,40m
Pos. 210 h1= 1,80m; h2= 2,70m

Esquema viga T

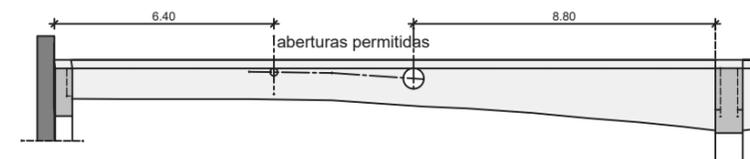


Area de abertura

Pos. 010; 210 abertura max D=0.6m min. 1m da cota inferior



Pos. 110 abertura max D=0.6m min. 0,8 m da cota inferior

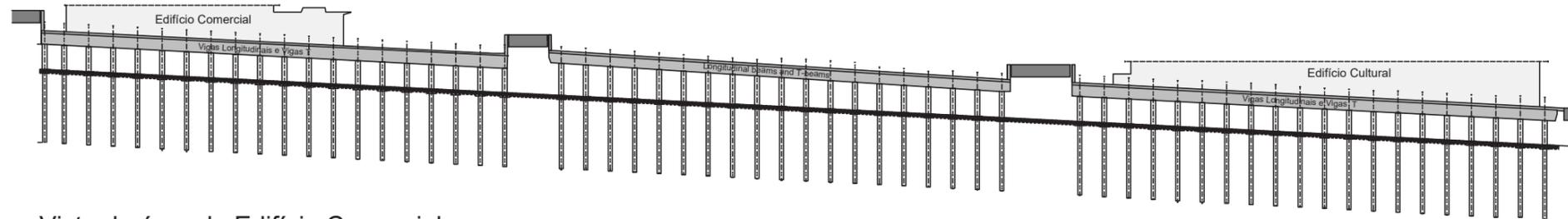


Esquema estrutural

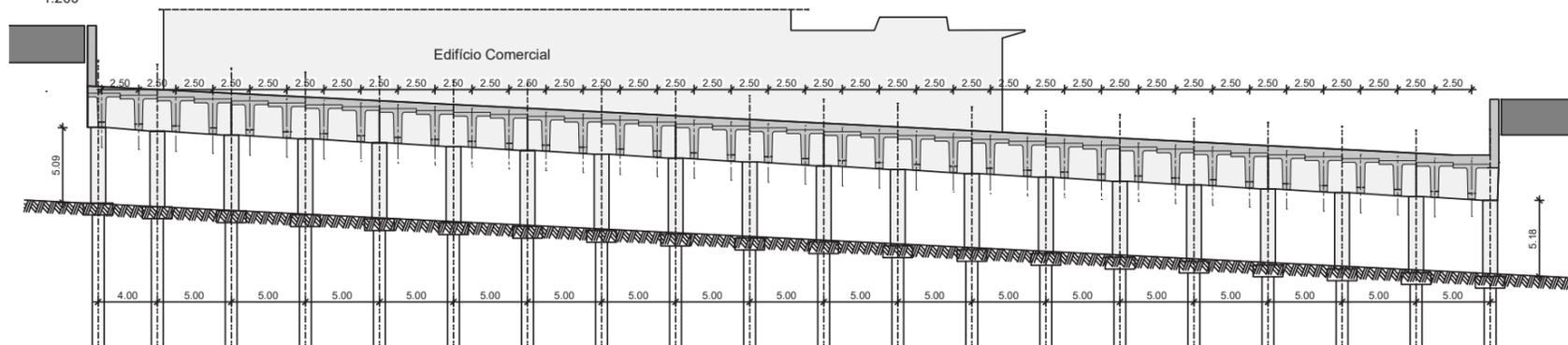
1:200



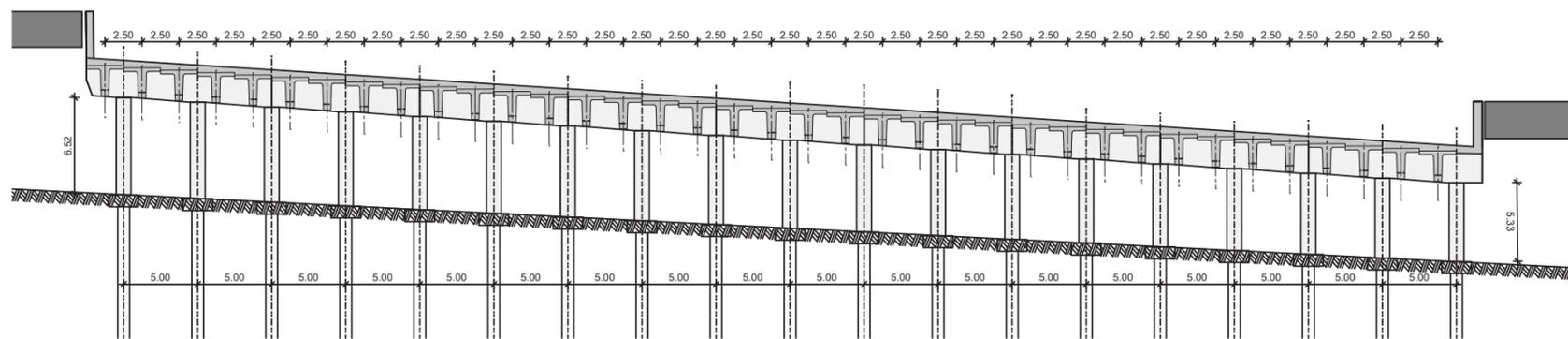
VISTAS LONGITUDINAIS E SEÇÕES



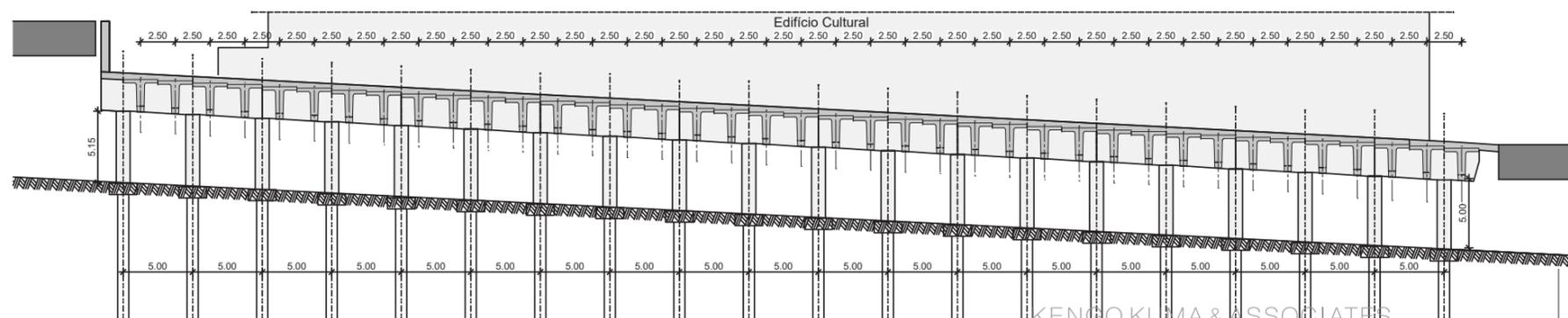
Vista da área do Edifício Comercial
1:200



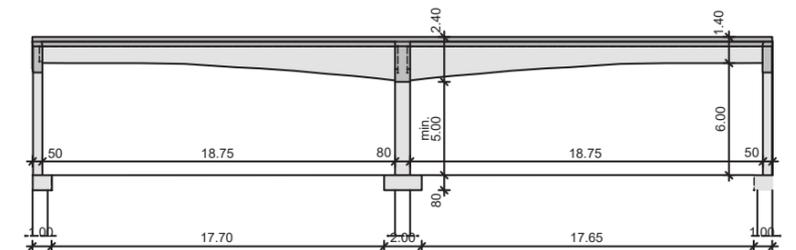
Vista da área da Esplanada Central
1:200



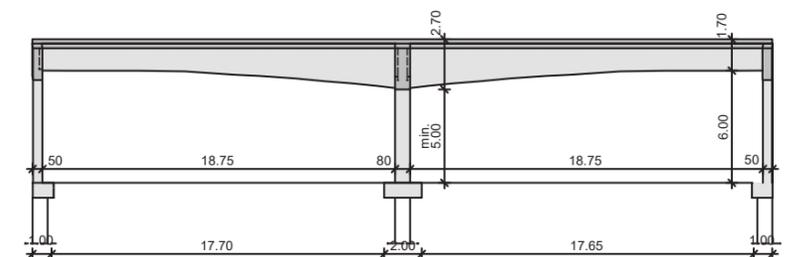
Vista da Área do Edifício Cultural
1:200



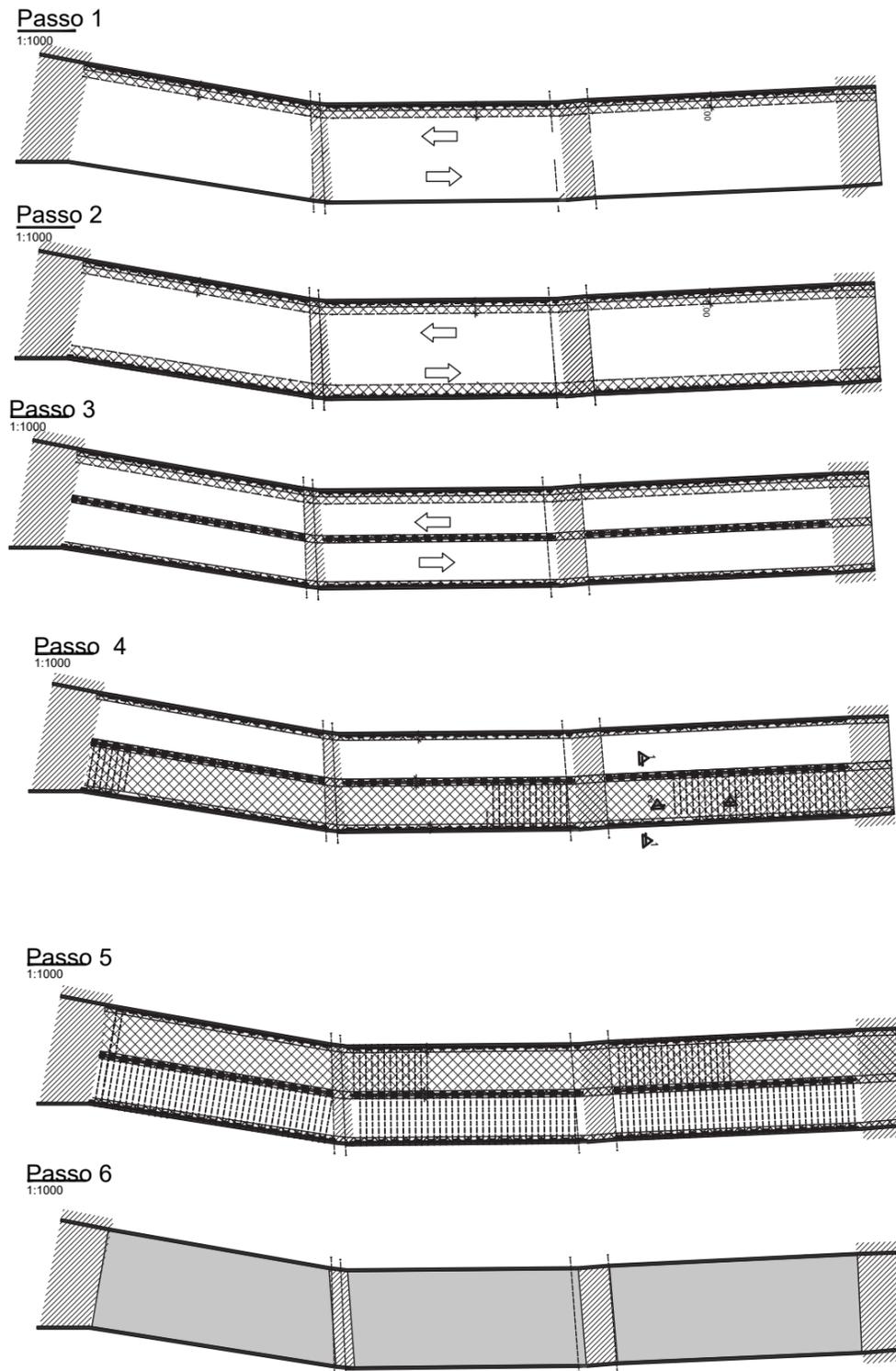
Seção das áreas dos edifícios Comercial e Cultural
1:200



Seção da área da Esplanada Central
1:200

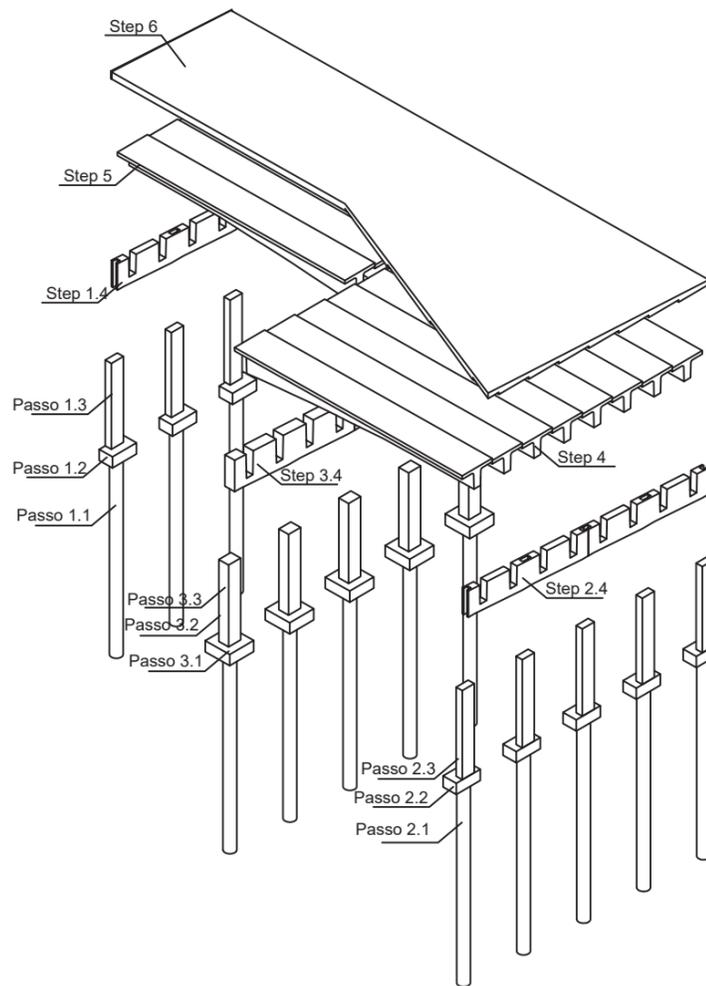


VISTAS LONGITUDINAIS E SEÇÕES



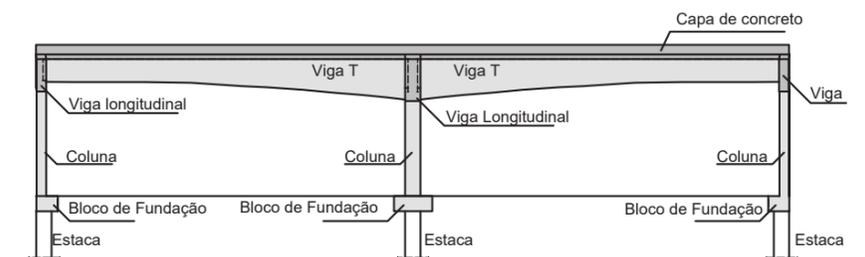
3D vista da montagem

1:200



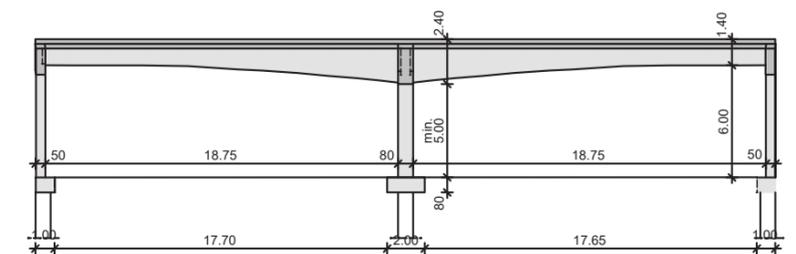
Esquema estrutural

1:200



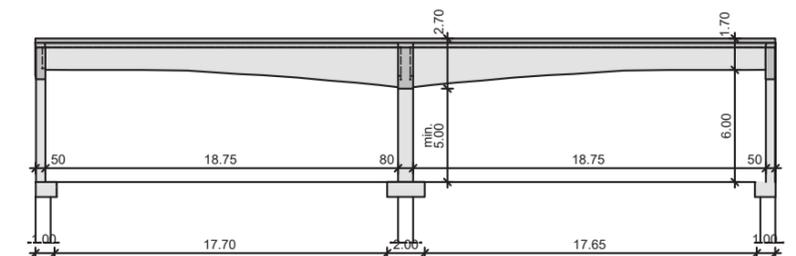
Seção das áreas dos edifícios Comercial e Cultural

1:200



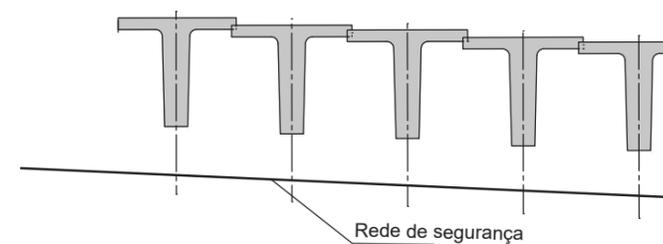
Seção da área da Esplanada Central

1:200



Seção 2 - 2

1:100



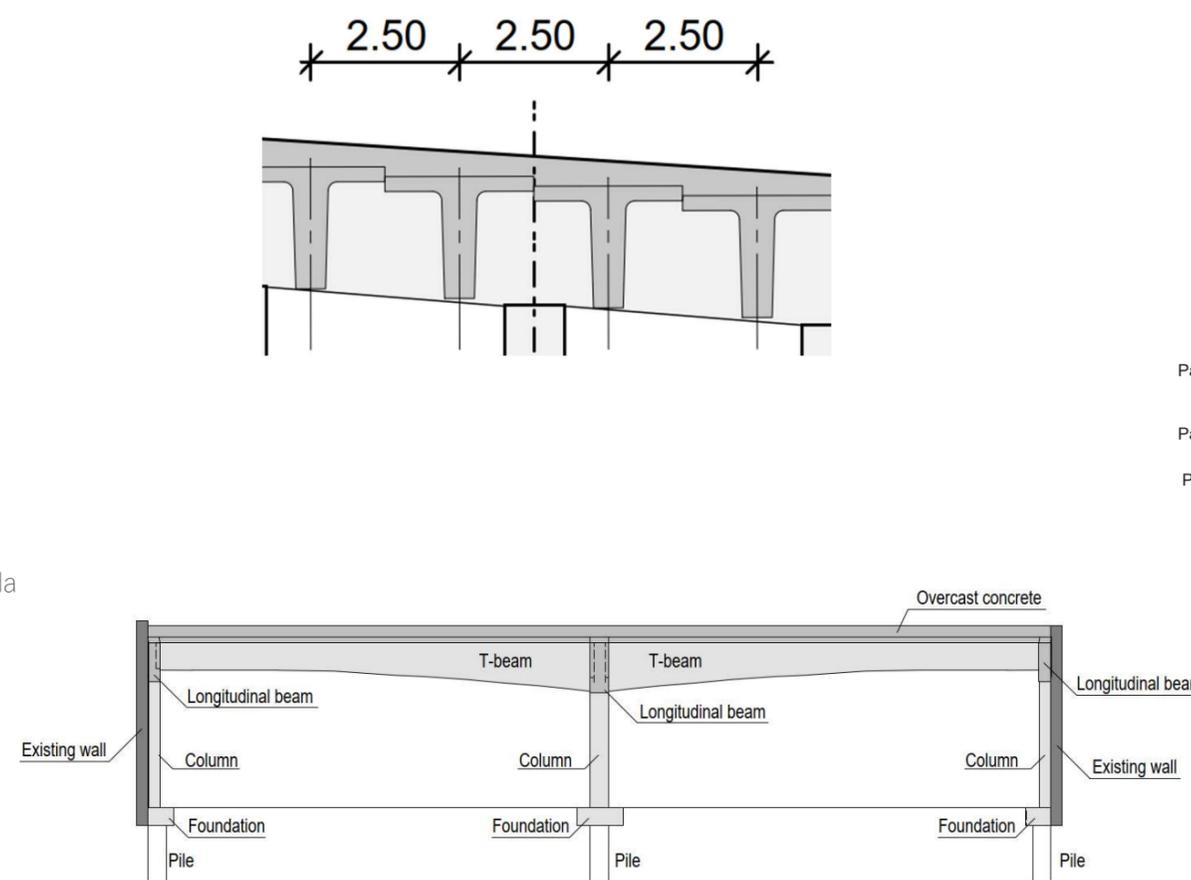
DIAGRAMAS DE CARGAS E DEFORMAÇÕES

LEGENDA DE ELEMENTOS

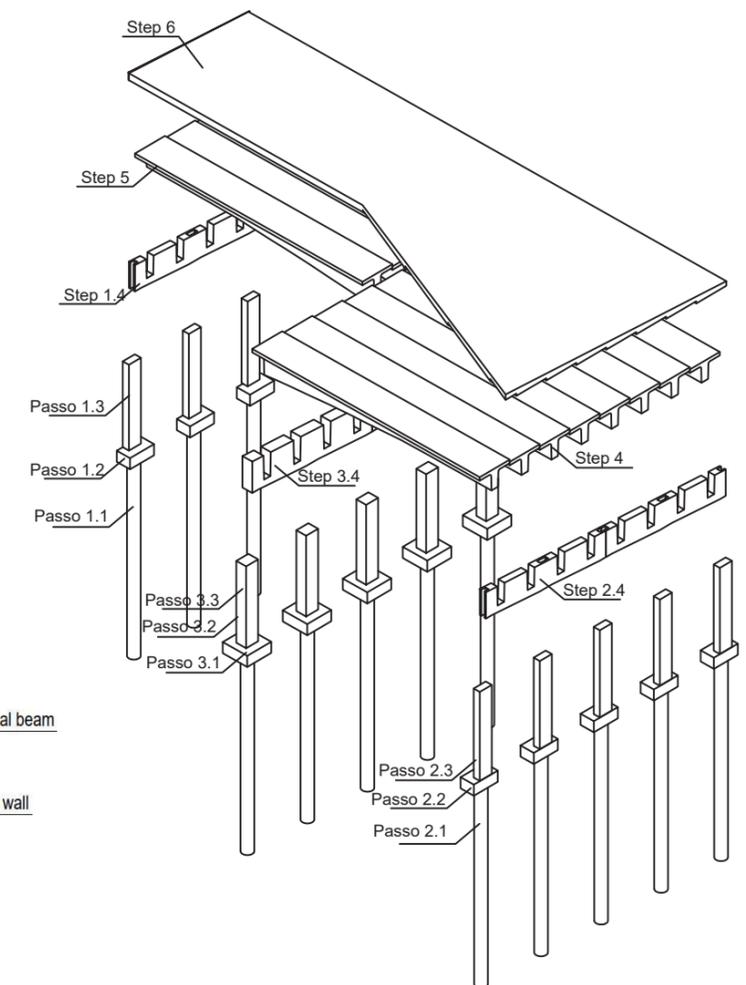
- 001 Laje de 45 cm, vão de 2,5 m, reforço longitudinal necessário
- 010 Vigas em T de concreto protendido H=2,7m
- 110 Vigas em T de concreto protendido H=2,4m - Área da Esplanada
- 210 Vigas em T de concreto protendido H=2,7m - Área do Edifício Cultural
- 011 Viga em T H = 2,7 m, reforço necessário acima da coluna central
- 020 Viga principal - viga de 2 vãos de 2,2 m de profundidade
- 120 Viga principal - viga de 2 vãos de 2,0 m de profundidade - Área da Esplanada
- 220 Viga principal - viga de 2 vãos de 2,2 m de profundidade - Área do Edifício Cultural
- 021 Viga principal - viga de 2 vãos de 2,2 m de profundidade com balanço
- 022 Viga principal - abertura da viga
- 030 Coluna central
- 130 Coluna central - Área da Esplanada
- 230 Coluna central - Área do Edifício Cultural
- 031 Estaca de cobertura à prova de cisalhamento Suporte central
- 040 Viga - longitudinal no apoio da borda, H =135
- 140 Viga - longitudinal no apoio da borda, H =105 - Área da Esplanada
- 240 Viga - longitudinal no apoio da borda, H =135 - Área do Edifício Cultural
- 050 Coluna de borda na parede existente
- 150 Coluna de borda na parede existente - Área da Esplanada
- 250 Coluna de borda em parede existente - Área do Edifício Cultural
- 051 Coluna de borda à prova de cisalhamento de estacas em parede existente

ESQUEMA CONSTRUTIVO

Os cálculos detalhados serão apresentados nas áreas das cargas mais altas. Nas demais áreas, apenas as seções transversais selecionadas e a armadura necessária serão apresentadas.



3D vista da montagem
1:200



COMBINAÇÃO DE CARGAS

ÁREA DO EDIFÍCIO COMERCIAL

$G_k = 7 \times 10 \text{ kN/m}^2 \times 2,5 \text{ m} = 175 \text{ kN/m}$ – carga permanente para o edifício de 7 andares

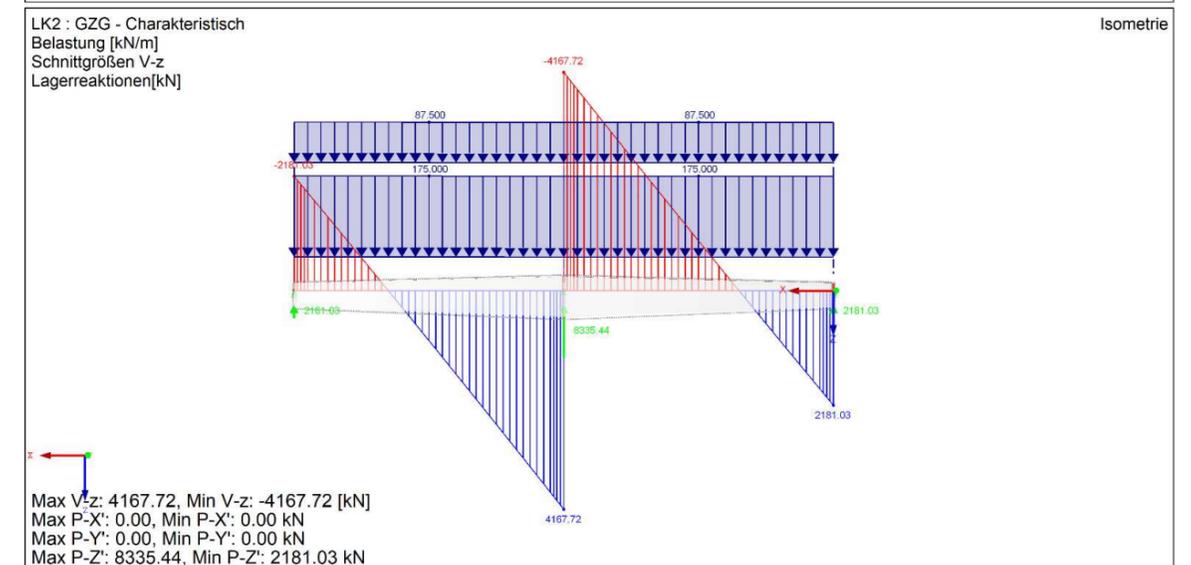
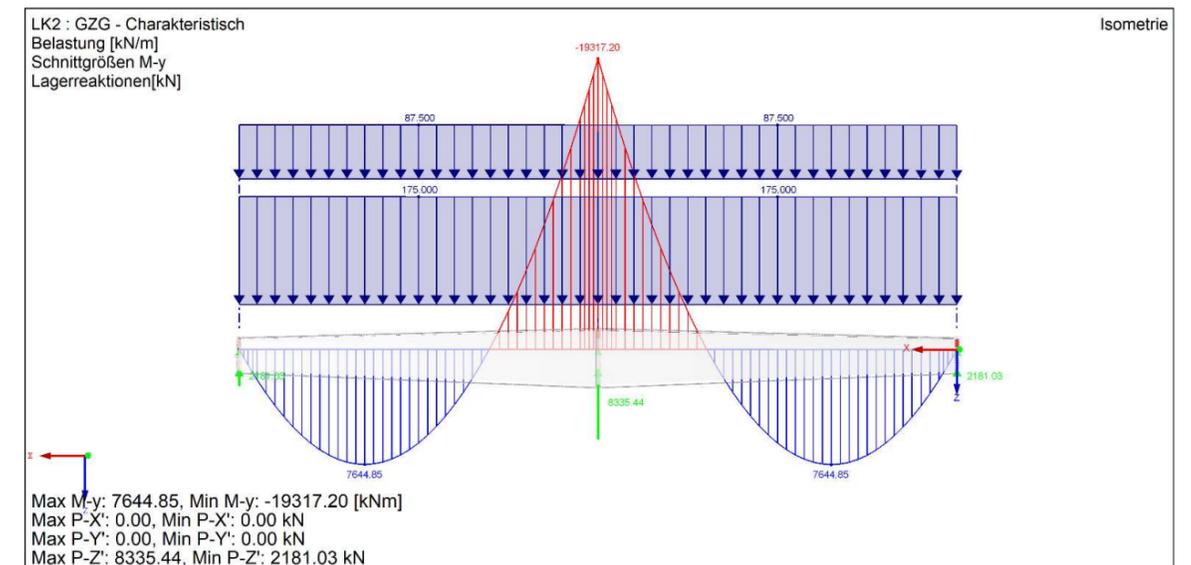
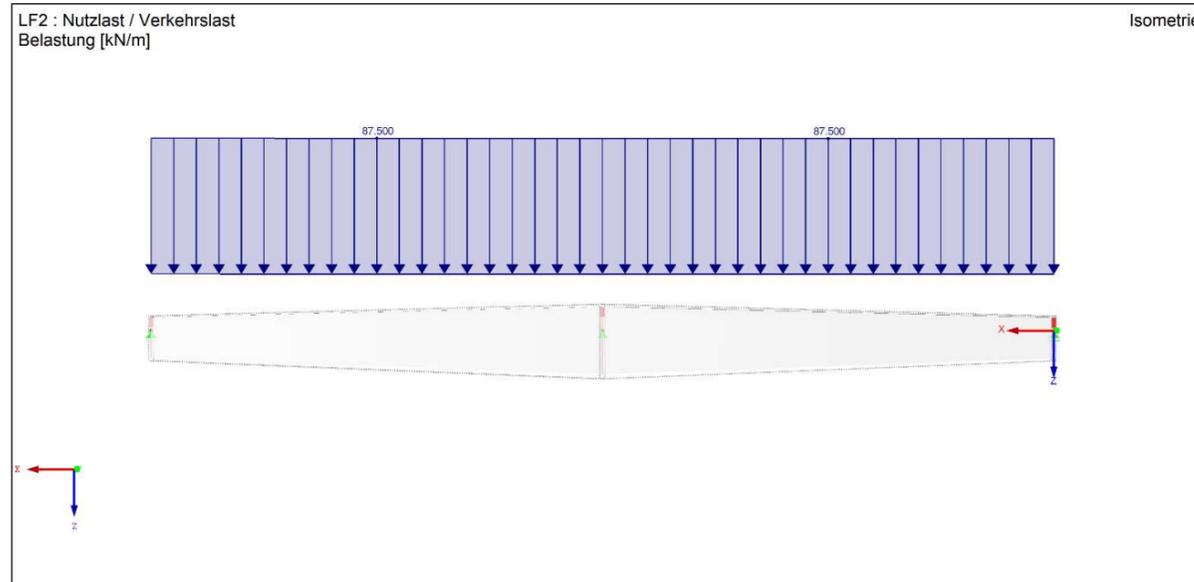
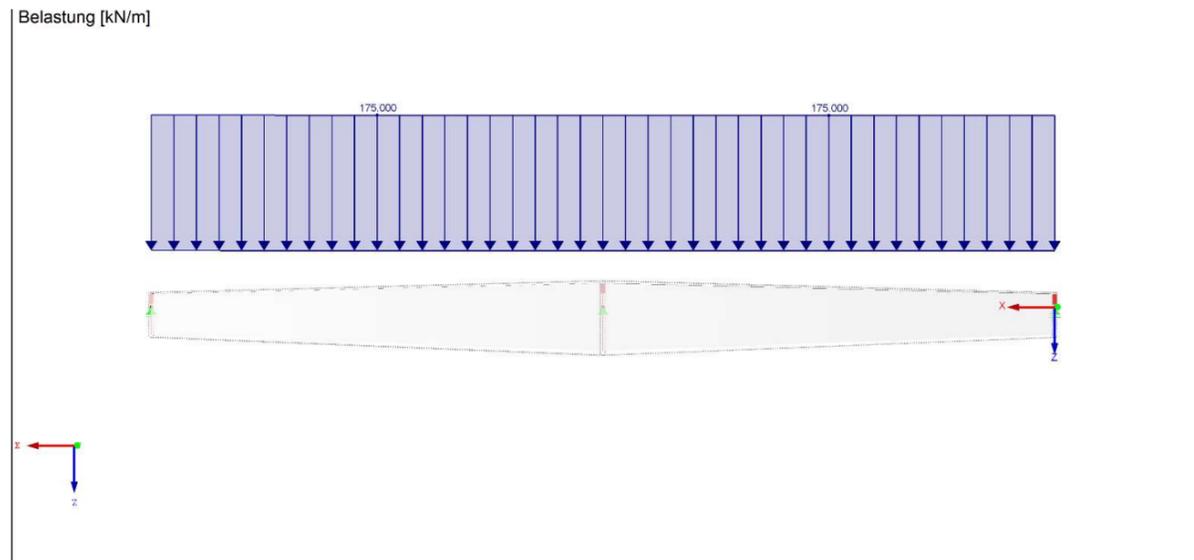
$Q_k = 7 \times 5 \text{ kN/m}^2 \times 2,5 \text{ m} = 87,5 \text{ kN/m}$ – carga dinâmica para o edifício de 7 andares com estacionamento

Combinações:

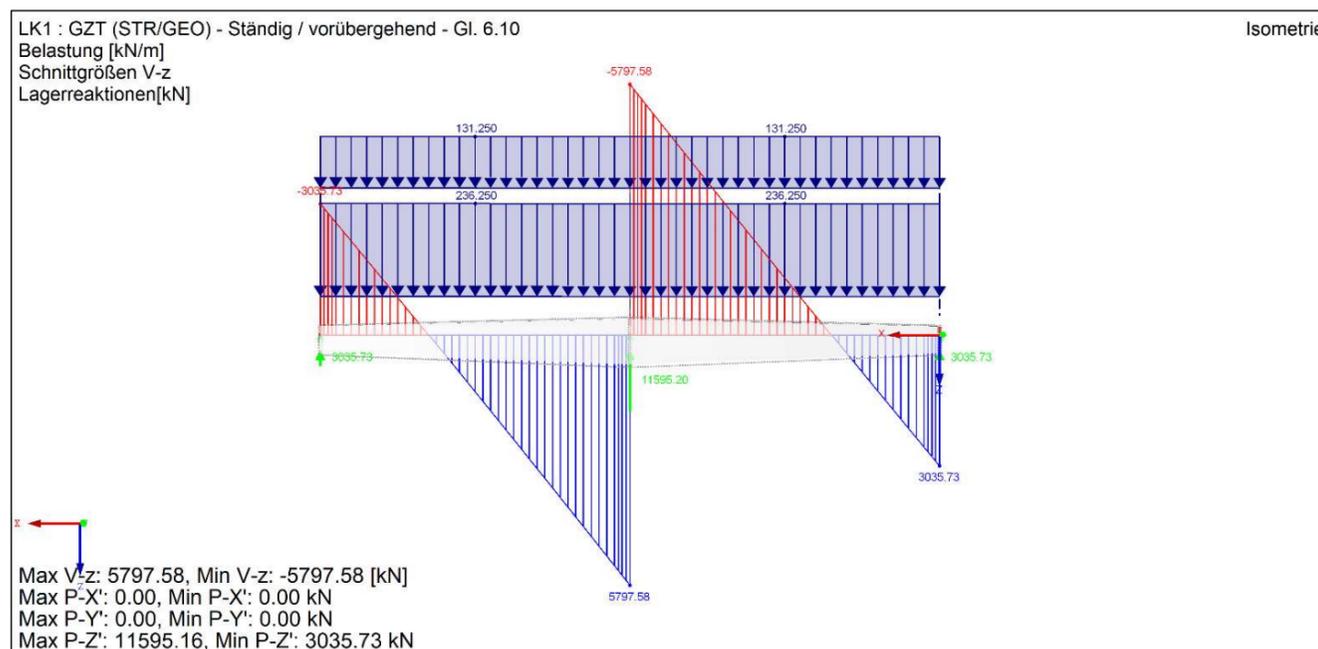
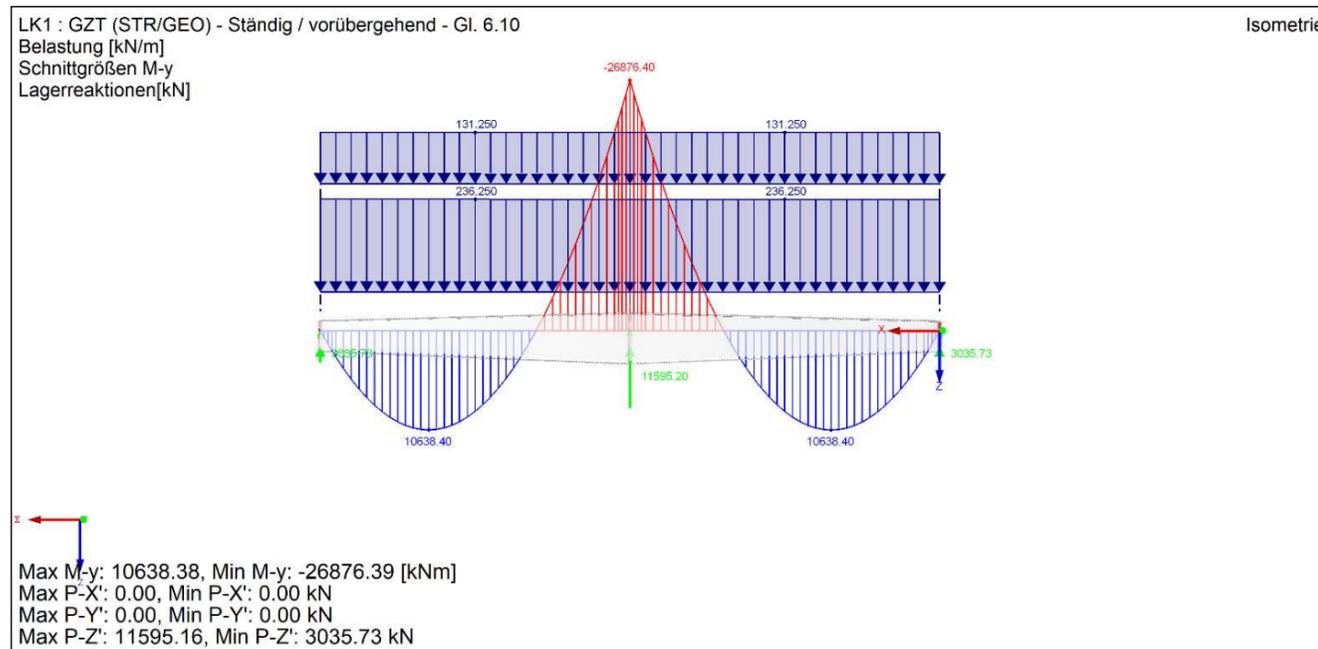
$$1,0 \times G_k + 1,0 \times Q_k$$

$$1,35 \times G_k + 1,5 \times Q_k$$

Forças internas:



COMBINAÇÃO DE CARGAS



Pos. 001 Laje de 45 cm, vão de 2,5 m, reforço longitudinal necessário

Observações preliminares:

Na posição seguinte, é realizada a verificação da capacidade de suporte da laje de concreto armado na direção longitudinal.
 Os cálculos são realizados para o sistema de lajes com vários painéis.

Sistema

Placa de múltiplos painéis tensionada por eixo

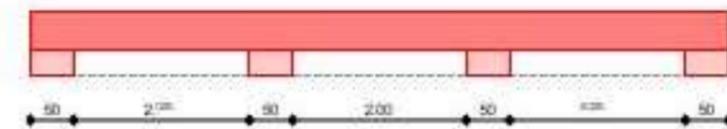
único



M 1:70

M 1:70

Ver



Dimensões da seção transversal

Feld	l [m]	Material	h [cm]
1-3	2.50	C 35/45	45.0

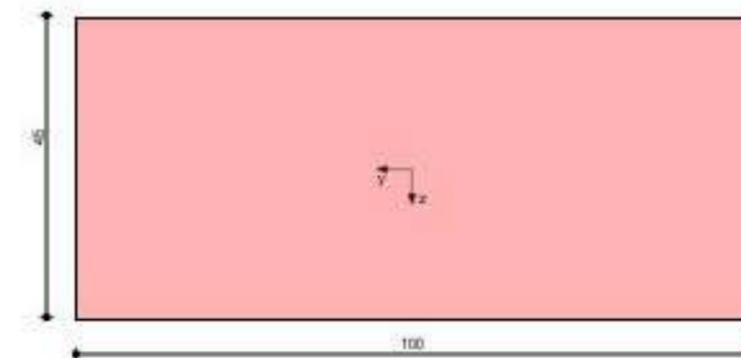
Classes de exposição

XC4, XD3 e XF3

Gráfico

Gráfico de seção transversal

M 1:9

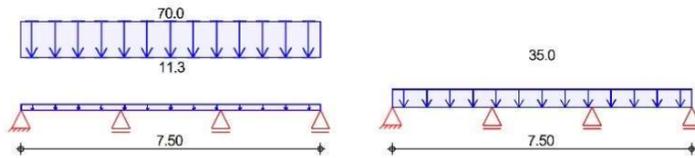


Suporte	Lager	x [m]	b [cm]	Arte	KT [kN/m]
	A	0.00	50.0	Concreto	fixo
	B	2.50	50.0	Concreto	fixo
	C	5.00	50.0	Concreto	fixo
	D	7.50	50.0	Concreto	fixo

Cargas Cargas no sistema

Gráficos Gráficos de carga (baseados em influência)

Cargas Gk Qk.N



Cargas de área na direção z

Cargas de superfície uniformes

Campo	Comunicação.	a [m]	s [m]	q _{li} [kN/m ²]	q _{re} [kN/m ²]
1	Peso morto	0.00	7.50	11.25	11.25
1		0.00	7.50	70.00	70.00
1		0.00	7.50	35.00	35.00

Carga Gk

Carga Qk.N

Combinações

de acordo com as normas DIN EN 1992-1-1 e DIN EN 1990

permanente/temporário

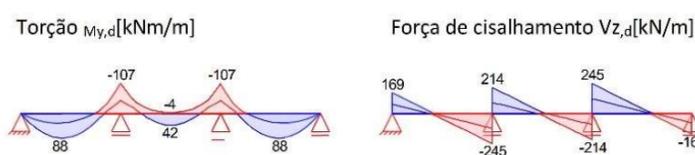
Ek	Σ (γ*ψ*EW)
1	1,00*Gk
2	1,35*Gk +1,50*Qk.N (1,3)
3	1,00*Gk +1,50*Qk.N (2)
4	1,00*Gk +1,50*Qk.N (1,3)
5	1,35*Gk +1,50*Qk.N (2)
6	1,00*Gk +1,50*Qk.N (3)
7	1,35*Gk +1,50*Qk.N (1,2)
8	1,00*Gk +1,50*Qk.N (1)
9	1,35*Gk +1,50*Qk.N (2,3)

Dimensionamento de forças internas Dimensionamento de forças internas

Gráfico

Forças internas (de fechamento)

Combinações



Material / Seção transversal 1:2011-01

Valores do material e da seção transversal de acordo com a norma DIN EN 1992-1-1:2011-01

Material

Material	f _{yk} [N/mm ²]	f _{tda} [N/mm ²]	E [N/mm ²]
C 35/45		35	34000
B 500SA	500		200000

Torção mínima 5.3.2.2(3)

Combinat.	Sup.	min m _l [kNm/m]	máximo de m _l [kNm/m]	min m _r [kNm/m]	max m _r [kNm/m]
Pente básico.	B	-66.71	0.00	-35.14	0.00
	C	-35.14	0.00	-66.71	0.00

Dimensionamento (GZT) 1-1:2011-01

para a condição limite de resistência máxima de acordo com a norma DIN EN 1992-1-1:2011-01

Flexão Seção 6.1

Dimensionamento para tensão de flexão

Campo 1

x [m]	Ek	m _{yd,o} / m _{yd,u} [kNm/m]	x/d _o / x/d _u	z _o / z _u [cm]	a _{s,o} / a _{s,u} [cm ² /m]	a _{s,o,erf} / a _{s,u,erf} [cm ² /m]
(L = 2,50 m)						
0.00	1	-	-	-	-	1.30e
	1	-	0.001	37.3	-	6.43M
0.23a	3	14.75	-	-	-	1.30e
	2	33.86	0.033	36.9	2.01	6.43M
1.04*	3	33.73	-	-	-	-
	2	87.79	0.057	36.5	5.26	6.43M
1.84	3	-	0.034	29.6	-	6.43M
	2	36.15	0.035	36.8	2.15	6.43M
2.25a	7	-66.71	0.049	36.7	3.99	6.43M
	6	-17.93	-	-	-	1.61f
2.50	7	-66.71	0.049	36.7	3.99	6.43M
	6	-45.31	-	-	-	-

Campo 2

x [m]	Ek	m _{yd,o} / m _{yd,u} [kNm/m]	x/d _o / x/d _u	z _o / z _u [cm]	a _{s,o} / a _{s,u} [cm ² /m]	a _{s,o,erf} / a _{s,u,erf} [cm ² /m]
(L = 2,50 m)						
0.00	7	-54.51	0.044	36.7	3.25	6.43M
	6	-45.31	-	-	-	-
0.25a	7	-58.49	0.045	36.7	3.49	6.43M
	6	-25.20	-	-	-	1.61f
0.50	2	-29.86	0.031	36.9	1.77	6.43M
	3	-	0.031	29.6	-	6.43M
1.25*	4	-3.71	0.038	30.2	0.22	6.43M
	5	41.75	0.039	36.3	2.48	6.43M
2.25a	9	-58.49	0.045	36.7	3.49	6.43M
	8	-25.20	-	-	-	1.61f
2.50	9	-54.51	0.044	36.7	3.99	6.43M
	8	-45.31	-	-	-	-

Campo 3

x [m]	Ek	m _{yd,o} / m _{yd,u} [kNm/m]	x/d _o / x/d _u	z _o / z _u [cm]	a _{s,o} / a _{s,u} [cm ² /m]	a _{s,o,erf} / a _{s,u,erf} [cm ² /m]
(L = 2,50 m)						
0.00	9	-66.71	0.049	36.7	3.99	6.43M
	8	-45.31	-	-	-	-
0.25a	9	-66.71	0.049	36.7	3.99	6.43M
	8	-17.93	-	-	-	1.61f
0.40	5	-30.24	0.032	36.9	1.80	6.43M

x [m]	Ek	myd,o myd,u [kNm/m]	x/do x/du	zo zu [cm]	as,o as,u [cm ² /m]	as,o,erf as,u,erf [cm ² /m]
	4	-	-	-	-	6.43M
1.46*	3	33.73	-	-	-	-
	2	87.79	0.057	36.5	5.26	6.43M
2.28a	3	14.75	-	-	-	1.30e
	2	33.86	0.033	36.9	2.01	6.43M
2.50	1	-	-	-	-	1.30e
	1	-	0.001	37.3	-	6.43M

Força de cisalhamento
Seção 6.2

Dimensionamento da tensão da força de cisalhamento

x [m]	Ek	vEd [kN/m]	θ [°]	vRd,max [kN/m]	vRd,c [kN/m]	asw,erf [cm ² /m ²]
<i>(L = 2,50 m)</i>						
0.00	2	71.76R	18.4	1213.80	-	-
0.23a	2	71.76R	18.4	1213.80	-	-
0.60v	2	71.76	18.4	1213.80	176.09	-
1.04	3	11.08R	18.4	1213.80	176.09	-
1.88v	7	144.43	18.4	1213.80	176.09	-
2.25a	7	144.43R	18.4	1213.80	-	-
2.50	7	144.43R	18.4	1213.80	-	-
<i>(L = 2,50 m)</i>						
0.00	7	112.63R	18.4	1213.80	-	-
0.25a	7	112.63R	18.4	1213.80	-	-
0.62v	7	112.63	18.4	1213.80	176.09	-
1.25	7	10.94	18.4	1213.80	176.09	-
1.88v	9	112.63	18.4	1213.80	176.09	-
2.25a	9	112.63R	18.4	1213.80	-	-
2.50	9	112.63R	18.4	1213.80	-	-
<i>(L = 2,50 m)</i>						
0.00	9	144.43R	18.4	1213.80	-	-
0.25a	9	144.43R	18.4	1213.80	-	-
0.62v	9	144.43	18.4	1213.80	176.09	-
1.46	5	11.08R	18.4	1213.80	176.09	-
1.90v	2	71.76	18.4	1213.80	176.09	-
2.28a	2	71.76R	18.4	1213.80	-	-
2.50	2	71.76R	18.4	1213.80	-	-

Seleção de reforço

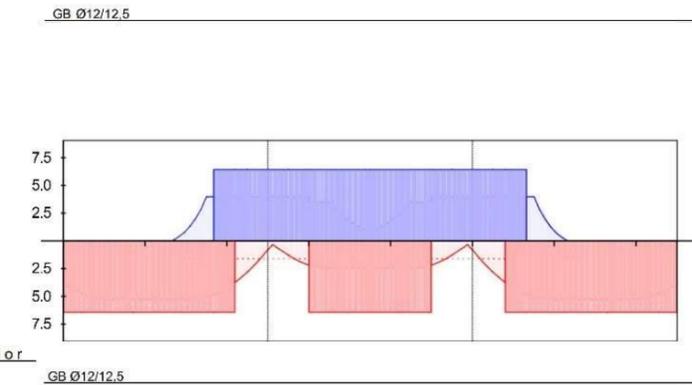
Máximo. Espaçamento de acordo com 9.3.1.1(3)	Campo	1	2	3
Distância [em cm]		25	25	25
Reforço longitudinal inferior	Campo	escolhido como [cm ² /m]	a [m]	l [m]
	1	GB Ø12/12,5	9.05	-0.24
Reforço longitudinal superior	Campo	escolhido como [cm ² /m]	a [m]	l [m]
	1	GB Ø12/12,5	9.05	-0.24

(Comprimentos incluindo comprimentos de ancoragem, sem juntas)

Reforço longitudinal
M 1:75

como [cm²/m]

Camada superior r.1:



erf. Reforço longitudinal / Linha de cobertura de tensão
verl. Reforço de campo de acordo com a norma DIN EN 1992-1-1
1, 9.3.1.2(1) Reforço longitudinal existente

De acordo com a norma DIN EN 1992-1-1, 9.3.1.1, deve ser fornecido um reforço de cisalhamento de pelo menos 20% do reforço de tração existente.

Reforço da força de cisalhamento Não é necessário nenhum reforço de força de cisalhamento calculado.

Provas (GZG)

no estado limite de manutenção de acordo com a norma DIN EN 1992-1-1:2011-01

Esbeltez à flexão

Limitação da esbeltez de flexão

Nível de reforço de referência $\rho = 0.59$ % O fator de ampliação ($A_{s,vorh}/A_{s,erf}$) na EQ. 7.17 foi limitado a 1,1.

Campo	Dado l/d [-]	ρ [%]	ρ' [%]	K [-]	por. l/d [-]	η [-]
1	6.70	0.14	0.00	1.30	45.50	0.15
2	6.70	0.07	0.01	1.50	52.50	0.13
3	6.70	0.14	0.00	1.30	45.50	0.15

Cargas de suporte

Cargas de suporte Viga

Carga. Cargas de apoio

Característica Cargas de suporte (por carga)

Sup.	Fz,k,min [kN/m]	Fz,k,max [kN/m]
Carga Gk	A 81.25	81.25
	B 223.44	223.44
	C 223.44	223.44
	D 81.25	81.25
Carga Qk.N	A- 39.38	
	B-8.75	105.00
	C-8.75	105.00
	D- 39.38	

Cal. Cargas de suporte

Dimensionamento das forças de apoio (mínimo/máximo)

Sup.	Fz,d,min [kN/m]	Fz,d,max [kN/m]
A	74.69	168.75
B	210.31	459.14
C	210.31	459.14
D	74.69	168.75

Resumo

Resumo das provas

Provas (GZT)

Provas no estado limite da capacidade de carga

Prova	η [-]
Classes de exposição	OK
Flexão	OK
Força de cisalhamento	OK
Seleção de reforço	OK

Provas (GZG)

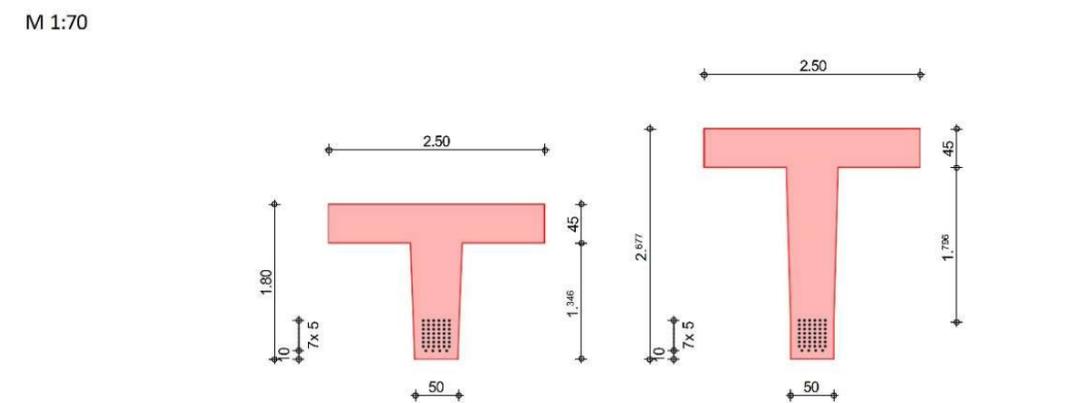
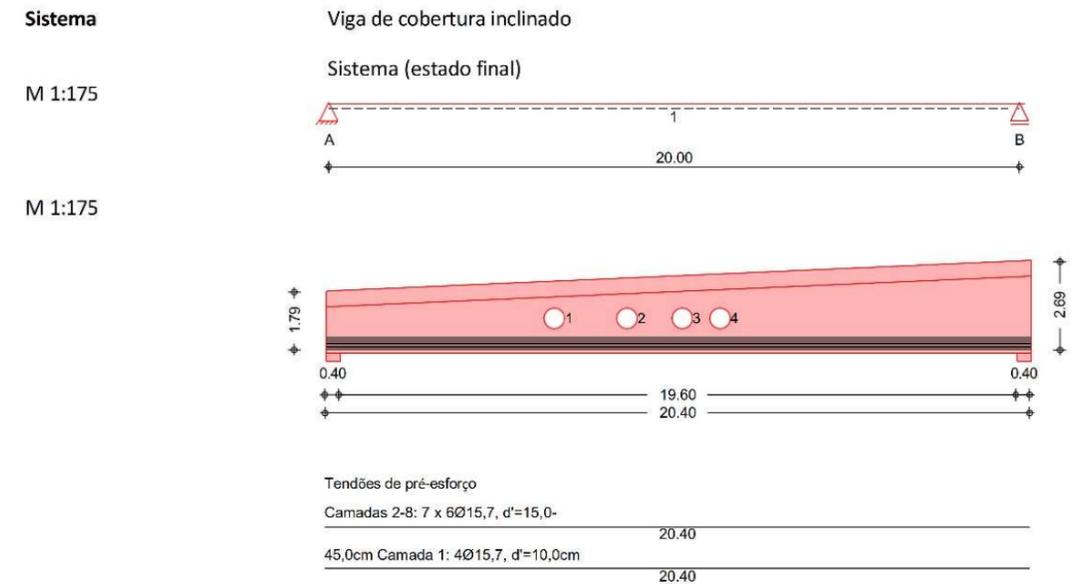
Provas no estado limite de manutenção

Prova	Feld	η [-]
Esbeltez à flexão	Campo 1OK	0.15

Pos. 010 Vigas em T de concreto protendido H=2,7m

Observações preliminares:

Os cálculos foram realizados para uma viga em T de um único vão e, com base nisso, foi simulado o campo máximo de torção: **My > 10600 kNm** e força de cisalhamento **Vz > ~3000 kN**. Após a montagem das vigas, os elementos pré-moldados são sustentados por uma laje de concreto superior.



Dimensões

Seção transversal

Campo	l [m]	x [m]	Material	QS	b/h [cm]
1	20.00	0.00	C 60/75	1	250.0/180.0
1		20.00		2	250.0/267.7

rnc-viewer Versão 2023 - Copyright 2022 - mb AEC Software GmbH

Suporte	Suporte	x [m]	b [cm]	Tipo
A		0.00	40.0	Garfo.
B		20.00	40.0	Garfo.

Vagas	Não.	Campo	x [m]	Arte	ym [cm]	l [cm]	h [cm]
	1	1	6.40	Círculo	100.0	60.0	60.0
	2	1	8.50	Círculo	100.0	60.0	60.0
	3	1	10.10	Círculo	100.0	60.0	60.0
	4	1	11.20	Círculo	100.0	60.0	60.0

Aço de tensionamento **46 fios, St 1660/1860 $\phi_p=15,7mm$, $A_p=1,50cm^2$ /Fio, $\sigma_{p,max}=1350,00$ N/mm²**

Geometria do cobertura Cobertura inclinado
Cobertura, topo Inclinação $\delta = 2.5^\circ$

Classes de exposição do flange

Cargas XC3, XC4, XD3, XF2 e XF3

Cargas de acordo com a norma DIN EN 1990:2010-12

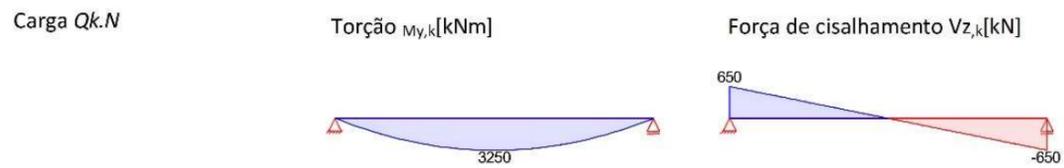
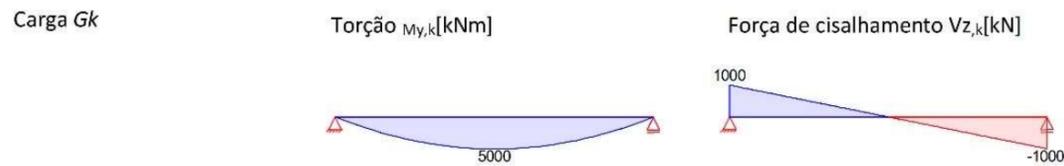
Gk Peso morto
Cargas constantes

Qk.N Cargas vivas
Categoria E - Armazéns fw

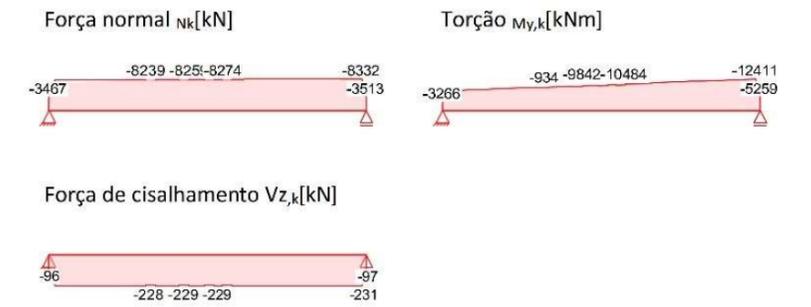
Pk protensão
Cargas devido à pré-tensão

Gk.A # Viga de peso morto
Cargas constantes
A carga foi gerada automaticamente.

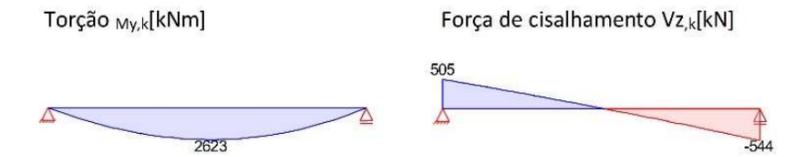
Cargas internas constantes



Carga Pk



Carga Gk.A



Combinações

Formação de combinações de acordo com a norma DIN EN 1990 Representação das combinações determinantes

	Ek	$\Sigma (\gamma * \psi * EW)$		
Pré-esforço	1	1,00 * Gk.A		
	2	1,35 * Gk.A		
permanente/temporário	3	1,35 * Gk	+1,35 * Gk.A	
	4	1,35 * Gk	+1,50 * Qk.N	+1,35 * Gk.A
	5	1,00 * Gk	+1,00 * Gk.A	
raro	7	1,00 * Gk	+1,00 * Gk.A	
frequentes	10	1,00 * Gk	+0,90 * Qk.N	+1,00 * Gk.A
quase constante	11	1,00 * Gk	+1,00 * Gk.A	
	12	1,00 * Gk	+0,80 * Qk.N	+1,00 * Gk.A
Estabilidade estrutural	15	0,90 * Gk	+0,90 * Gk.A	
st./vor. Cargas de apoio	16	1,35 * Gk	+1,35 * Gk.A	
	17	1,35 * Gk	+1,50 * Qk.N	+1,35 * Gk.A
	18	1,00 * Gk	+1,00 * Gk.A	

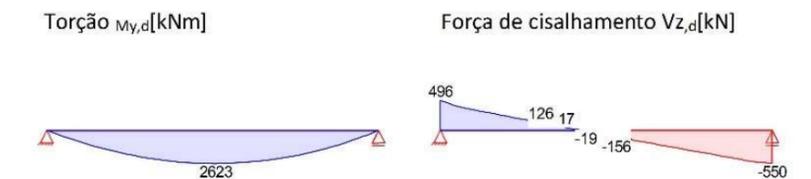
Dimensionamento de forças internas Dimensionamento das forças internas (por combinação)

Estado inicial

Gráfico

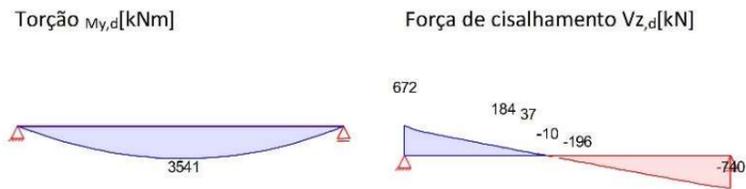
Forças internas (determinantes)

Pente. 1



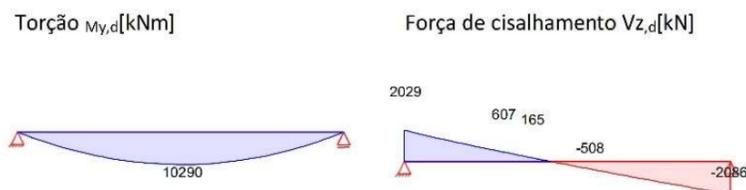
ver Versão 2023 - Copyright 2022 - mb-AEC Software GmbH

Pente. 2

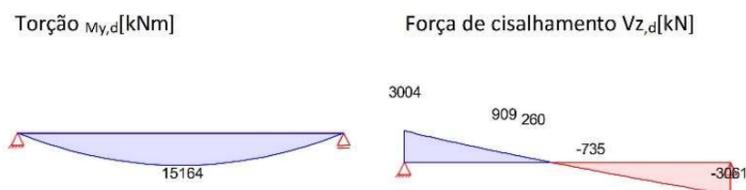


Estado final
Gráfico

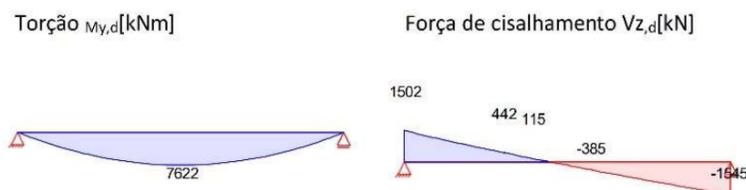
Pente. 3



Pente. 4



Pente. 5



Material / Seção transversal

Valores de material e seção de acordo com a norma DIN EN 1992-1-1

Tendões de pré-esforço

Camada	d_p' [cm]	von x [m]	bis x [m]	Quant. [-]	σ_p [mm]	A_p [cm ²]
1	10.00	-0.20	20.20	4	15.70	1.50
2	15.00	-0.20	20.20	6	15.70	1.50
3	20.00	-0.20	20.20	6	15.70	1.50
4	25.00	-0.20	20.20	6	15.70	1.50
5	30.00	-0.20	20.20	6	15.70	1.50
6	35.00	-0.20	20.20	6	15.70	1.50
7	40.00	-0.20	20.20	6	15.70	1.50
8	45.00	-0.20	20.20	6	15.70	1.50

Material

Aço de tensionamento **St 1660/1860**

0,1% - Resistência ao escoamento
0,2% - Resistência ao escoamento
Força máxima
Módulo de Young
Alongamento na carga máxima

$f_{p0,1k}$	=	1600	N/mm ²
$f_{p0,2k}$	=	1660	N/mm ²
f_{pk}	=	1860	N/mm ²
E_p	=	195000	N/mm ²
ϵ_{uk}	=	30.0	%

Aço reforçado **B 500SA**

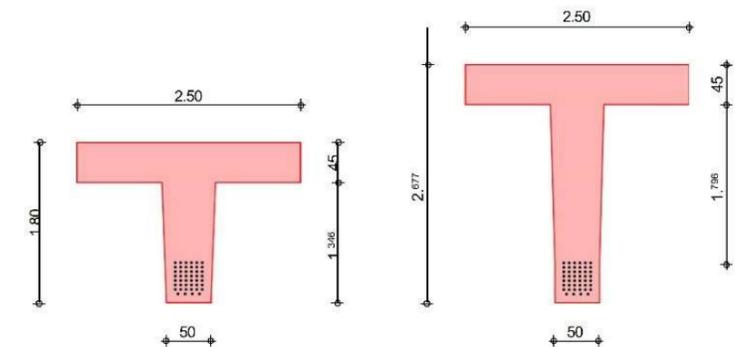
Material

Concreto **C 60/75**

Módulo de Young
Concreto in-situ
Força no momento γ_0

E_{cm}	=	39000	N/mm ²
γ_c	=	1.50	-
f_{ck}	=	45	N/mm ²

M 1:70



Provas (GZT)

01

Perdas

Creep e

encolhimento

no estado limite de resistência final de acordo com a norma DIN EN 1992-1-1:2011-

Aplicação da pré-carga

Início da carga

Início da cura

Umidade do ar $t_0 - t_1$

Umidade do ar $t_1 - t_{\infty}$

Temperatura até t_0

Temperatura $t_0 - t_1$

t_0	=	1	d
t_1	=	21	d
t_s	=	4	d
RH_1	=	70.00	%
RH_{∞}	=	50.00	%
T_0	=	20.00	°C
T_{∞}	=	20.00	°C

Fator de deformação t_0-t_1

Fator de deformação t_1-t_{∞}

Retração t_0-t_1

Retração t_1-t_{∞}

$\phi(t_0;t_1)$	=	0.50	-
$\phi(t_1;t_{\infty})$	=	1.24	-
$\epsilon(t_0;t_1)$	=	-0.09	%
$\epsilon(t_1;t_{\infty})$	=	-0.38	%

Relaxamento

Todo o relaxamento ocorre durante o tratamento térmico.

Perda de estresse

ΔR_z	=	4.00	%
--------------	---	------	---

Comprimentos de transferência Sect.

Transferência de pré-carga

Assentamento passo a passo

α_1	=	1.00	-
------------	---	------	---

Faixa
Coeficiente Tipo de tendão
boas condições de vínculo

$\alpha_2 = 0.19$ -
 $\eta_{p1} = 2.85$ -
 $\eta_1 = 1.00$ -

Comprimentos de transferência para as provas (GZT)

Cam	ϵ_p	f_{ctd}	f_{bpt}	l_{pt}	1,2 l_{pt}	0,8 l_{pt}
	[mm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[m]	[m]	[m]
permanente/temporário1-8	15.7	1.51	4.30	0.89	1.07	0.71

Comprimentos de transferência para as provas (GZG)

Cam	ϵ_p	f_{ctd}	f_{bpt}	l_{pt}	1,2 l_{pt}	0,8 l_{pt}
	[mm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[m]	[m]	[m]
1-8	15.7	2.26	6.44	0.59	0.71	0.47

Perdas instantâneas

Cam	x	$\sigma_{p,max}$	$\Delta\sigma_{el}$	$\Delta\sigma_R$	σ_{pm0}
	[m]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
Campo 1 (L = 20,00 m)					
5	0.27	1350.00	105.94	54.00	1190.06g
5	0.87	1350.00	105.38	54.00	1190.62
5	10.00	1350.00	123.78	54.00	1172.22
5	19.13	1350.00	87.47	54.00	1208.53
5	19.72	1350.00	86.94	54.00	1209.06g

Perdas dependentes do tempo

Cam	x	$\Delta\sigma_{C+S}$	$\sigma_{pm\infty}$
	[m]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
Campo 1 (L = 20,00 m)			
5	0.27	193.74	996.31g
5	0.87	179.08	1011.54
5	10.00	153.54	1018.68
5	19.13	178.72	1029.81
5	19.72	182.58	1026.48g

Símbolos da tabelag - Estado limite de manutenção

Dimensionamento de forças internas de acordo com a DIN EN 1992-1-1:2011-01,

6.2.1(8), 6.2.2(6) Estado inicial Dimensionamento no momento $t=0$

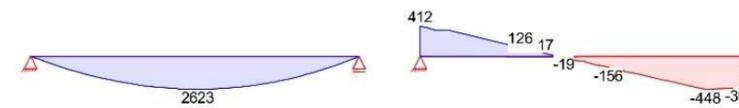
Gráfico

Forças internas (por combinação)

Pente. 1

Torção $M_{y,d}$ [kNm]

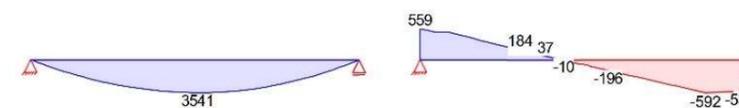
Força de cisalhamento $V_{z,d}$ [kN]



Pente. 2

Torção $M_{y,d}$ [kNm]

Força de cisalhamento $V_{z,d}$ [kN]



mbo-Viewer Versão 2023 - Copyright 2022 - ml MEC Software GmbH

Planilha eletrônica

Forças internas (por combinação)

	Campo	x [m]	Meu,d [kNm]	Vz,d [kN]
Pente. 1	1	0.00	0.00	411.72 *
		10.18	2623.02 *	-83.95
		17.36	1232.19	-448.10 *
		20.00	0.00	-398.58
Pente. 2	1	0.00	0.00	559.21 *
		10.18	3541.07 *	-100.55
		17.36	1663.46	-592.27 *
		20.00	0.00	-535.87

Forças internas (por combinação)

	Campo	x [m]	V'z,d [kN]	Vcc,d [kN]	Vt,d [kN]	Vp,d [kN]	Vz,d [kN]
Pente. 1	1	0.00	421.41 *	26.04 *	5.29 *	-41.01 *	411.72 *
		17.36	-392.3 *	141.58 *	23.81 *	-221.2 *	-448.1 *
		20.00	-392.3	29.52	5.72	-41.57	-398.6
Pente. 2	1	0.00	568.90 *	26.04 *	5.29 *	-41.01 *	559.21 *
		17.36	-529.5 *	137.40 *	21.10 *	-221.2 *	-592.3 *
		20.00	-529.5	29.52	5.72	-41.57	-535.9

Estado final

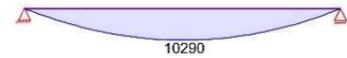
Dimensionamento no estado final

Gráfico

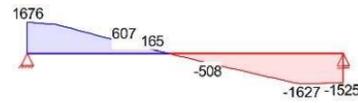
Forças internas (por combinação)

Pente. 3

Torção My,d [kNm]

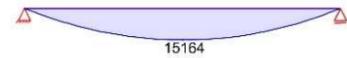


Força de cisalhamento Vz,d [kN]

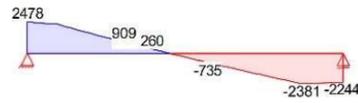


Pente. 4

Torção My,d [kNm]

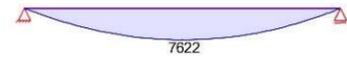


Força de cisalhamento Vz,d [kN]

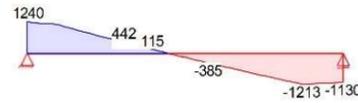


Pente. 5

Torção My,d [kNm]

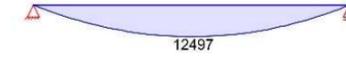


Força de cisalhamento Vz,d [kN]

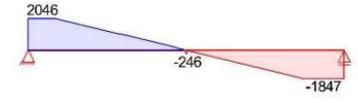


Pente. 6

Torção My,d [kNm]



Força de cisalhamento Vz,d [kN]



Planilha eletrônica

Forças internas (por combinação)

	Campo	x [m]	Meu,d [kNm]	Vz,d [kN]
Pente. 3	1	0.00	0.00	1675.70 *
		10.10	10289.90 *	-222.85
		17.36	4752.14	-1627.33 *
		20.00	0.00	-1525.47
Pente. 4	1	0.00	0.00	2477.54 *
		10.00	15164.80 *	-283.70
		17.36	6982.84	-2381.07 *
		20.00	0.00	-2243.54
Pente. 5	1	0.00	0.00	1240.37 *
		10.10	7622.15 *	-172.17
		17.36	3520.10	-1212.64 *
		20.00	0.00	-1130.42
Pente. 6	1	0.00	0.00	2045.63 *
		10.00	12497.07 *	-246.46
		17.36	5750.81	-1846.79 *
		20.00	0.00	-1846.79

Forças internas (por combinação)

	Campo	x [m]	V'z,d [kN]	Vcc,d [kN]	Vt,d [kN]	Vp,d [kN]	Vz,d [kN]
Pente. 3	1	0.00	1679.1 *	15.38 *	3.09 *	-21.89 *	1675.7 *
		17.36	-1524 *	79.87 *	5.30 *	-188.7 *	-1627 *
		20.00	-1524	17.40	3.36	-22.45	-1525
Pente. 4	1	0.00	2481.0 *	15.38 *	3.09 *	-21.89 *	2477.5 *
		17.36	-2242 *	48.42 *	1.07 *	-188.7 *	-2381 *
		20.00	-2242	17.40	3.36	-22.45	-2244
Pente. 5	1	0.00	1243.8 *	15.38 *	3.09 *	-21.89 *	1240.4 *
		17.36	-1129 *	96.37 *	8.44 *	-188.7 *	-1213 *
		20.00	-1129	17.40	3.36	-22.45	-1130
Pente. 6	1	0.00	2045.6 *	0.00 *	0.00 *	0.00 *	2045.6 *
		17.36	-1847 *	0.00 *	0.00 *	0.00 *	-1847 *
		20.00	-1847	0.00	0.00	0.00	-1847

Flexão

de acordo com a norma DIN EN

1992-1-1:2011-01 Estado inicial

mb-viewer Versão 2023 - Copyright 2023 - mb-AEC Software GmbH

	x [m]	Ek	Myd,o Myd,u [kNm]	x/do x/du [-]	zo zu [cm]	As,o As,u [cm ²]	erf As,o erf As,u [cm ²]
Campo 1	(L = 20,00 m)						
	0.00	2	-	-	-	-	-
		2	-	-	-	-	-
	20.00	2	-	-	-	-	-
		2	-	-	-	-	-

	x [m]	Ek	Myd,o Myd,u [kNm]	x/do x/du [-]	zo zu [cm]	As,o As,u [cm ²]	erf As,o erf As,u [cm ²]
Estado final	(L = 20,00 m)						
Campo 1	0.00	3	-	-	-	-	-
		3	-	-	-	-	-
	0.20	3	402.41	-	-	-	-
		3	402.41	-	-	-	6.03f
	19.80	3	412.44	-	-	-	-
		3	412.44	-	-	-	6.03f
	20.00	3	-	-	-	-	-
		3	-	-	-	-	-

Dimensionamento da força de cisalhamento de acordo com a

norma DIN EN 1992-1-1:2011-01

	x [m]	Ek	vEd [kN]	θ [°]	VRd,max [kN]	vEd,red [kN]	VR d.c [kN]	erf asw [cm ² /m]
Campo 1	(L = 20,00 m)							
	0.00	2	672.4	18	5655.1	559.2	638.5	-
	0.20	2	647.0	18	5684.7	546.5	723.7	-
	1.78	2	494.4	18	5917.7	494.4	1027.1	-
	17.36	2	-592.3	18	8223.1	-592.3	1248.4	-
	19.80	2	-733.2	18	8583.2	-544.5	936.6	-
	20.00	2	-740.2	18	8612.8	-535.9	836.3	-

Estado final

	x [m]	Ek	vEd [kN]	θ [°]	VRd,max [kN]	vEd,vermelho [kN]	VRd,c [kN]	erf asw [cm ² /m]
Campo 1	(L = 20,00 m)							
	0.00	3	2028.6	26	7362.2	-	-	-
	0.20	3	1971.4	25	7346.5	1658.1	677.4	11.95
	0.80	4	2682.0	30	8361.6	2392.6	913.2	20.77
	1.78	5	1151.4	18	5917.7	1151.4	959.5	5.59
	17.36	5	-1213	18	8223.1	-1213	1170.2	4.24
	19.80	4	-3013	24	10488	-2258	881.1	9.90

Símbolos da

tabela* - Torção máxima de campo
l - Sem prova (6.2.2(6.4) e Heft 600) f - verl.
Campo reinf. (9.2.1.4(1), 9.3.1.2(1))

Aberturas

concreto 2005 Geometria

de acordo com Reineck, calendário

Não.	Formulário	x [m]	l/ø [cm]	max l/ø [cm]	h [cm]
Campo 1					
1	Círculo	6.40	60.00	104.50	60.00
2	Círculo	8.50	60.00	122.66	60.00
3	Círculo	10.10	60.00	124.48	60.00
4	Círculo	11.20	60.00	121.45	60.00

Estado inicial

Medição em		o tempo t=t0			
Não.	aR [m]	min aR [m]	aõ [m]	min aõ [m]	
Campo 1					
1	5.90	5.58	1.50	0.67	
2			1.50	0.67	
3			1.00	0.64	
4	8.30	7.90	0.50	0.70	

Campo 1

Não.	Ek	vEd [-]	bC [cm]	aw [cm]	Como,erf [cm ²]	selecionado
Campo 1						
1	2	0.01	4.05	12.80	0.52	2ø14-4Corte
2	2	0.00	0.39	1.24	0.04	2ø14-4Corte
3	2	0.00	2.35	7.44	0.26	2ø14-4Corte
4	2	-0.01	4.22	13.36	0.49	2ø14-4Corte

Estado final

Dimensionamento no estado final					
Não.	aR [m]	min aR [m]	aõ [m]	min aõ [m]	
Campo 1					
1	5.90	5.52	1.50	0.99	
2			1.50	0.99	
3			1.00	0.79	
4	8.30	8.03	0.50	0.97	

Campo 1

Não.	Ek	vEd [-]	bC [cm]	aw [cm]	Como,erf [cm ²]	selecionado
Campo 1						
1	4	0.04	20.22	63.94	4.66	2ø14-4Corte
2	4	0.01	4.18	13.22	0.54	2ø14-4Corte
3	4	-0.01	7.78	24.60	1.12	2ø14-4Corte
4	4	-0.03	15.88	50.22	2.92	2ø14-4Corte

O reforço da suspensão deve ser disposto metade à direita e metade à esquerda da abertura e distribuído ao longo da largura aw.

Estabilidade

Resistência à inclinação de acordo com a norma DIN EN 1992-1-1, 5.9

Estado final
Abs 5.9(3)

Prova de acordo com a Equação 5.40a / Heft600
Comprimento do flange de $l_{ot} = 20.0 \text{ m} \leq 30.0 \text{ m}$
compressão
Relação de aspecto $h/b = 1. \quad 1- \leq 5.0$

Os efeitos de acordo com a teoria II. Order não precisam ser considerados.

25
A1.3.1(3)
DIN EN 1990, 6.4.2

Prova de estabilidade estrutural na direção vertical de acordo com o NDP para

Sup.	Ek [-]	Fd _{dst} [kN]	Fd _{stb} [kN]	η [-]
A	15	0.00	1354.70	0.00
B	15	0.00	1389.27	0.00

Divisão do reforço de tração

Ruptura da armadura de tração como resultado da ancoragem dos tendões de acordo com o cobre, calendário do concreto 2014

de [m]	para [m]	γ _P [-]	NP _{d,0} [MN]	σ _{cd,f} [N/mm ²]	A _{c,u/o} [m ²]	TP [MN]	asw [cm ² /m]
-0.20	0.87	1.35	11.58	-28.31	0.14	2.50	71.94
19.13	20.20	1.35	11.75	-23.11	0.14	2.83	81.10

Seleção de reforço

Reforço longitudinal inferior

Ct.	Ds [mm]	Como [cm ²]	Camada
3 ∅	32	24.13	1

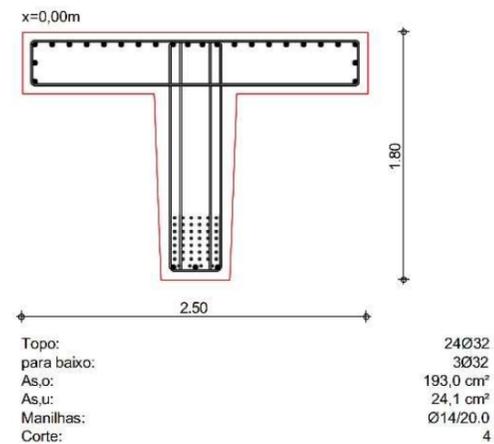
Reforço longitudinal superior

Ct.	Ds [mm]	Como [cm ²]	Camada
20 ∅	32	160.85	1
2 ∅	32	16.08	2
2 ∅	32	16.08	3

Reforço de força de cisalhamento (manilhas)

Campo	x _a [m]	x _e [m]	d _s [mm]	s [cm]	Corte [-]	asw [cm ² /m]
1	-0.20	0.87	14	5.00	4	123.15
	0.87	6.10	14	20.00	4	30.79
	6.70	8.20	14	20.00	4	30.79
	8.80	9.80	14	20.00	4	30.79
	10.40	10.90	14	20.00	4	30.79
	11.50	19.13	14	20.00	4	30.79
	19.13	20.20	14	5.00	4	123.15

M 1:45



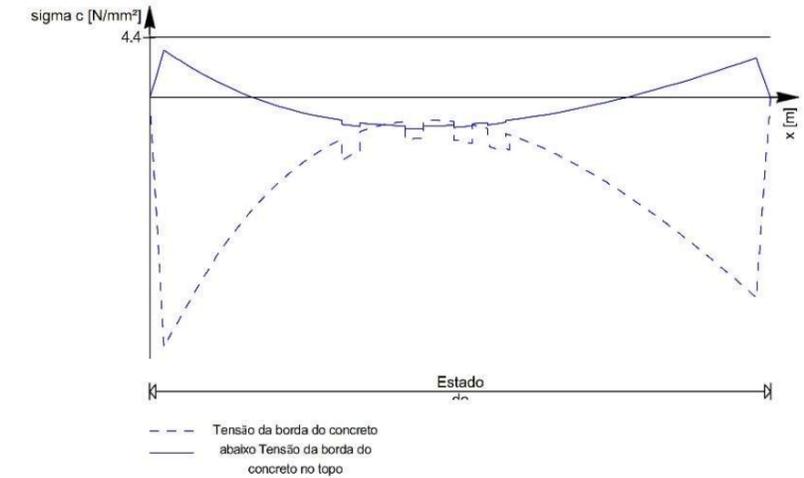
Provas (GZG)

Análise no estado limite de manutenção de acordo com a norma DIN EN 1992-1-1:2011-01

Noções básicas

Divisão em áreas rachadas e não rachadas Tensões

nas bordas do concreto combinação rara (t=∞)



Tensões

Limitação das tensões de acordo com a Seção 5.10 u. 7.2

Tensionamento de aço Seção 5.10.2.1(2)

Tensão do leito de tensionamento com sobretensão

Camada	σ _{p,max} [N/mm ²]	0,95f _{p0,1k} [N/mm ²]	η [-]
a			
1	1350.00	1520.00	0.89
2	1350.00	1520.00	0.89
3	1350.00	1520.00	0.89
4	1350.00	1520.00	0.89
5	1350.00	1520.00	0.89
6	1350.00	1520.00	0.89
7	1350.00	1520.00	0.89
8	1350.00	1520.00	0.89

Aço de tensionamento Seção 5.10.3(2)

Imediatamente após a transmissão da força de tensionamento (t₀)

Campo 1

Camada	x [m]	σ _{pm0} [N/mm ²]	0,75f _{pk} [N/mm ²]	0,85f _{p0,1k} [N/mm ²]	η [-]
a					
1	19.72	1199.99	1395.00	1360.00	0.88
2	19.73	1202.41			0.88
3	19.73	1204.62			0.89
4	19.72	1206.83			0.89
5	19.72	1209.06			0.89
6	19.72	1211.30			0.89
7	19.72	1213.54			0.89
8	19.72	1215.78			0.89

Aço de tensionamento Seção 7.2(NA.6)

combinação de carga característica (t₀)

Campo 1

Camada	Ek	x [m]	σ _p [N/mm ²]	0,80f _{pk} [N/mm ²]	0,90f _{p0,1k} [N/mm ²]	η [-]
a						
1	8	9.20	1276.89	1488.00	1440.00	0.89

Camada	Ek	x [m]	σ_p^{op} [N/mm ²]	$0,80f_{pk}$ [N/mm ²]	$0,90f_{p0,1k}$ [N/mm ²]	η [-]
2	8	9.20	1276.88			0.89
3	8	9.20	1276.87			0.89
4	8	9.20	1276.86			0.89
5	8	9.20	1276.85			0.89
6	8	9.20	1276.85			0.89
7	8	9.20	1276.84			0.89
8	8	9.20	1276.83			0.89

Aço de tensionamento
Seção 7.2(5)

quase constante Combinação de cargas (t_{∞})

Camada	Ek	x [m]	$\sigma_p^{op,\infty}$ [N/mm ²]	$0,65f_{pk}$ [N/mm ²]	η [-]	
Feld 1	1	12	9.20	1133.61	1209.00	0.94
	2	12	9.20	1134.98		0.94
	3	12	9.20	1136.35		0.94
	4	12	9.20	1137.71		0.94
	5	12	9.20	1139.08		0.94
	6	12	9.20	1140.45		0.94
	7	12	9.20	1141.81		0.94
	8	12	9.20	1143.18		0.95

Reforço de aço
Seção 7.2(5)

Característica Combinação de cargas (t_{∞})

Camada	Ek	x [m]	σ_s [N/mm ²]	$0,80f_{yk}$ [N/mm ²]	η [-]	
Feld 1	Parte inferior	7	0.28	-89.36	400.00	0.22
	Topo	8	8.40	-22.78		0.06

Concreto armado
Seção 7.2(2)

Característica Combinação de cargas (t_{∞})

Camada	Ek	x [m]	σ_c [N/mm ²]	$0,60f_{ck}$ [N/mm ²]	η [-]	
Feld 1	Parte inferior	7	0.28	-18.65	36.00	0.52
	Topo	8	8.50	-4.69		0.13

Seção 7.2(3)

quase constante Combinação de cargas (t_{∞})

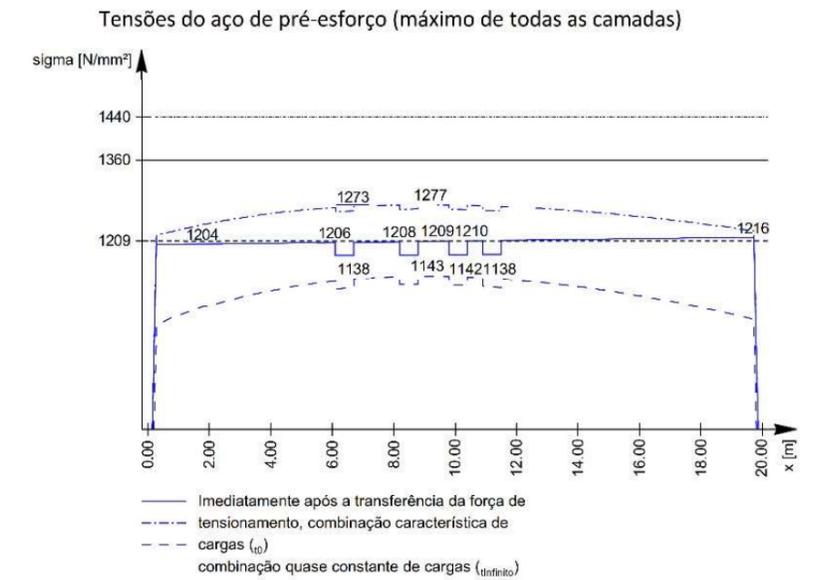
Camada	Ek	x [m]	σ_c [N/mm ²]	$0,45f_{ck}$ [N/mm ²]	η [-]	
Feld 1	Parte inferior	7	0.28	-18.65	36.00	0.52
	Topo	8	8.50	-4.69		0.13

À consideração da fluência não linear pode ser omitida

Concreto armado
Seção 5.10.2.2(5)

Peso morto e protensão (t_0)

Camada	Ek	x [m]	σ_c [N/mm ²]	$0,70f_{ck}$ [N/mm ²]	η [-]	
Feld 1	Parte inferior	1	0.28	-24.64	31.50	0.78

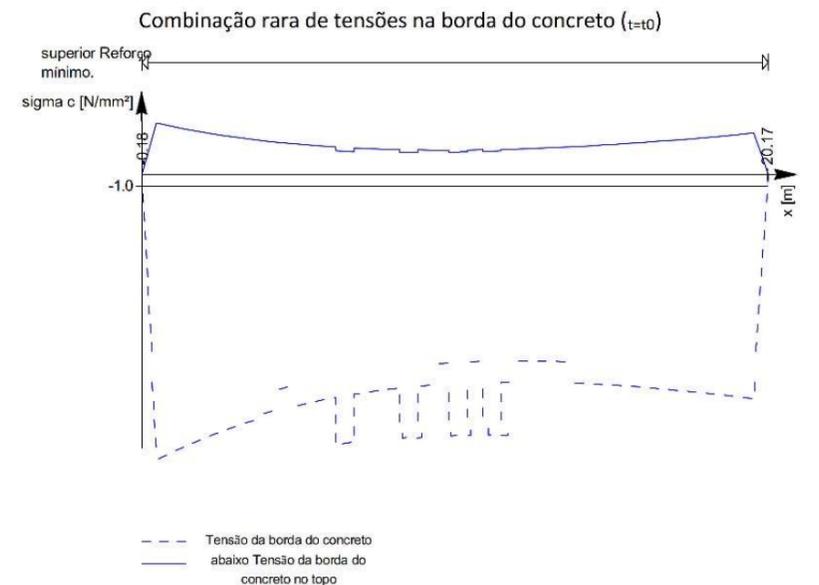


Reforço mínimo

Armadura mínima para limitar a largura da trinca

Estado inicial

Provas no tempo $t=t_0$



Largura máxima da trinca permitida $w_k =$	0.20	mm
Tensão forçada	$f_{ct,eff} =$	4.10 N/mm ²
Dispersão da força de pré-carga	$r_{inf} =$	0.95
	$r_{sup} =$	1.05

Seção 7.3.2

Local	x [m]	k [-]	k_c [-]	Le_i [m ²]	σ_s [N/mm ²]	σ_s [N/mm ²]	ξ_{1Ap} [cm ²]
-------	-------	-------	-----------	--------------------------	---------------------------------	---------------------------------	--------------------------------

Campo 1	Superior	20.00	0.63	0.63	1.257	23	175	-
---------	----------	-------	------	------	-------	----	-----	---

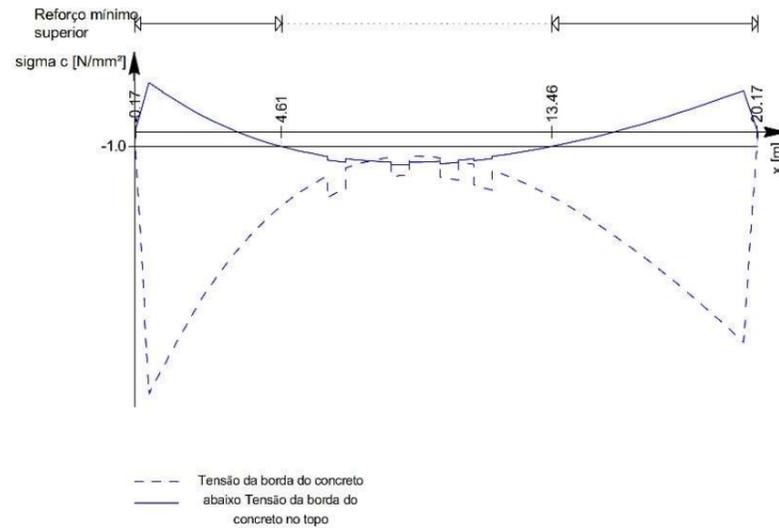
ms-Viewer Versão 2023 - Copyright 2023 - mb AEC-Software GmbH

Local	x [m]	Como, mínimo [cm ²]	Escolhido	Como, vorh. [cm ²]
Topo	20.00	116.4	24ø32	193.02

Não é necessário calcular a armadura mínima inferior, pois as tensões de borda do concreto são ≤ -1 N/mm².

Estado final Provas no tempo $t=t_{\infty}$

Combinação rara de tensões na borda do concreto ($t=\infty$)



Página	x [m]	k [-]	kc [-]	Lei [m ²]	σ^* [mm] [N/mm ²]	σ_s	ξ_{1Ap} [cm ²]
Superior 7	20.00	0.63	0.60	1.282	23	175	-

Página	x [m]	As,min [cm ²]	Escol	As,vorh. [cm ²]
Superior	20.00	112.9	24ø32	193.02

Não é necessário calcular a armadura mínima inferior, pois as tensões de borda do concreto são ≤ -1 N/mm².

Larguras de rachaduras Estado inicial

Seção 7.30

Provas no tempo $t=t_0$

Largura da rachadura permanente	max wk =	0.20	mm
Tensão de carga	fct,eff =	4.40	N/mm ²
Dispersão da força de pré-carga	rinf =	0.95	-
	rsup =	1.05	-

x [m]	MEd,0 [kNm]	NEd,0 [kN]	σ_s [N/mm ²]
19.72	-12885.4	-8750.2	59

Estado final

Ac,eff [cm ²]	peff [-]	esm-ec [%]	Φ [mm]	sr,max [mm]	semana [mm]
4097	0.0393	0.178	32.0	120	0.02

Provas no tempo $t=t_{\infty}$

Campo 1

x [m]	Ek	MEd, ∞ [kNm]	NEd, ∞ [kN]	σ_s [N/mm ²]
19.72	9	-10627.9	-7420.8	46

Ac,eff [cm ²]	peff [-]	esm-ec [%]	Φ [mm]	sr,max [mm]	semana [mm]
4387	0.0367	0.138	32.0	93	0.01

Descompressão

Seção 7.3.1

Prova da linha limite de descompressão

Campo 1

Ek	x [m]	hDek [cm]	MEd [kNm]	NP ∞ ,inf [kN]	$\sigma_{c,Dek}$ [N/mm ²]
12	8.80	0.00	10063.41	-6903.62	-1.75

Somente tensões compressivas ocorrem na altura da linha de descompressão.

Deformações

Estado II do cálculo de deformação para as combinações quase permanentes

Número final de	fluência $\phi = 1.74$	-
Encolhimento final	$\epsilon = -0.46$	%
Deformação final permitida	Todos. $f_{\infty} = l/250$	-
Deformação final permitida	Todos. $f_{\Delta} = l/500$	-

Campo 1

x [m]	Ek	fI,0 [mm]	fII,1 [mm]	fII, ∞ [mm]	zul f ∞ [mm]	ΔfII [mm]	zul f Δ [mm]
9.80	11	-11.9	-6.0	-13.5	80.0	7.5	40.0

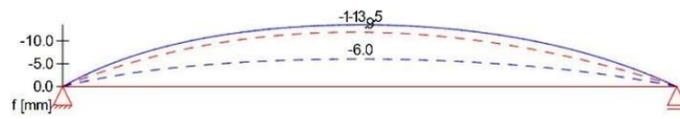
Rotações de suporte

Rotação de suporte

Apoio	Ek	$\phi_{I,0}$ [rad]x10 ³	$\phi_{II,1}$ [rad]x10 ³	$\phi_{II,\infty}$ [rad]x10 ³	$\Delta\phi_{II}$ [rad]x10 ³
A	11	0.0027	0.0017	0.0037	0.0021
B	11	-0.0022	-0.0013	-0.0031	-0.0017
A	12	0.0027	0.0017	0.0022	0.0005
B	12	-0.0022	-0.0013	-0.0018	-0.0005

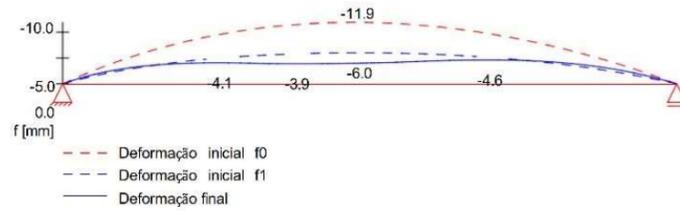
M 1:200

Deformações f [mm] Estado II para a combinação 11



M 1:200

Deformações f [mm] Estado II para a combinação 12



Cargas de suporte

Carga. Cargas de suporte

Característica Cargas de suporte (por carga)

Sup.	Fz,min [kN]	Fz,max [kN]
A	1505.23	1505.23
B	1543.63	1543.63
A	650.00	650.00
B	650.00	650.00

Carga Gk

Carga Qk.N

Cal. Cargas de suporte permanente/temporário

Sup.	Fz,d,min [kN]	EK	Fz,d,max [kN]	EK
A	1505.23	18	3007.05	17
B	1543.63	18	3058.90	17

Resumo

Resumo das provas

Provas (GZT)

Provas no estado limite da capacidade de carga

Prova	Campo	x [m]	η [-]
Classes de exposição			OK
Abertura			OK
Flexão			OK
Força de cisalhamento			OK
Estabilidade			OK
Seleção de reforço			OK
Estabilidade estrutural			OK

Estado final

Provas (GZG)

Provas no estado limite de manutenção

Prova	Campo	x [m]	η [-]
Processo de tensionamento t=t0			OK 0.89
Tensões t=t0	1	19.72	OK 0.89
Tensões t=t∞	1	9.20	OK 0.95
Reforço mínimo t=t0	1	20.00	OK 0.60
Reforço mínimo t=t∞	1	20.00	OK 0.59
Limite da largura da rachadura t=t0	1	19.72	OK 0.11
Limite da largura da rachadura t=t∞	1	19.72	OK 0.06
Descompressão t=t∞	1	8.80	OK
Prova de deformação t=t∞	F	9.80	OK

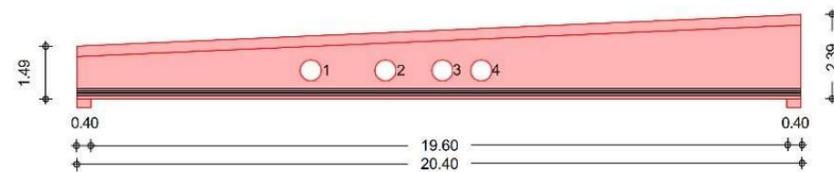
gff 2022 - mb AEC Software GmbH

Pos. 110 **Viga em T de concreto protendido H=2,4m - área Esplanada**

Escolha da área Esplanada da seção transversal

Sistema Viga de cobertura inclinado

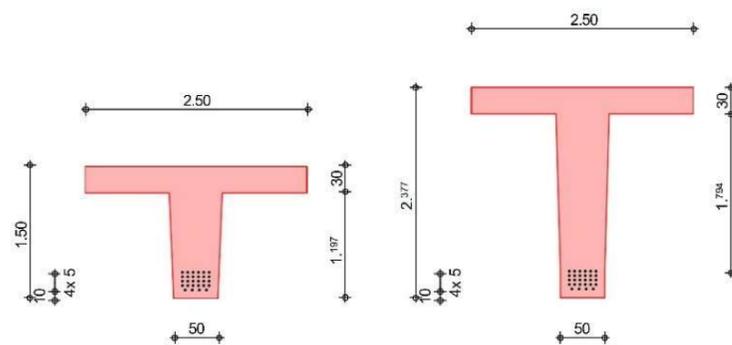
M 1:175



Tendões de pré-esforço

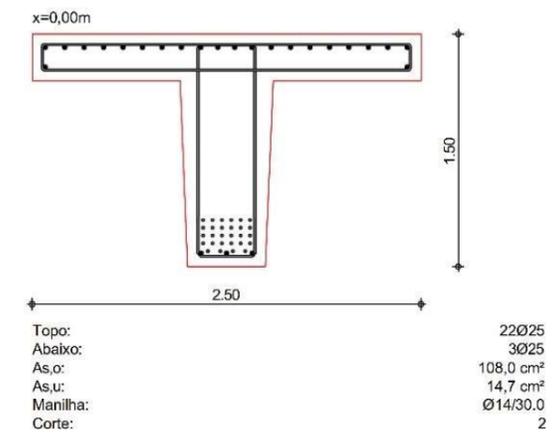
Camadas 2-5: 4 x 6Ø15,7, d'=15,0-	20.40
30,0cm Camada 1: 4Ø15,7, d'=10,0cm	20.40

M 1:70



Seleção de reforço

M 1:40



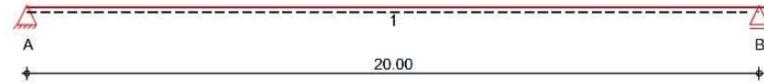
Escolha da seção transversal Área de construção cultural

Sistema

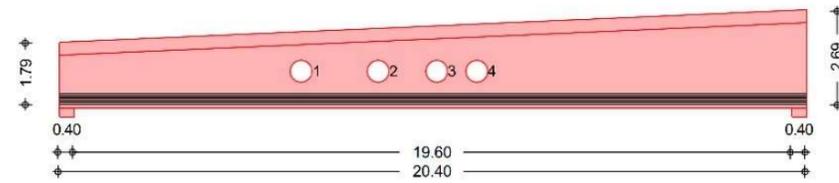
Viga de cobertura inclinado

M 1:175

Sistema (estado final)



M 1:175



Tendões de pré-esforço

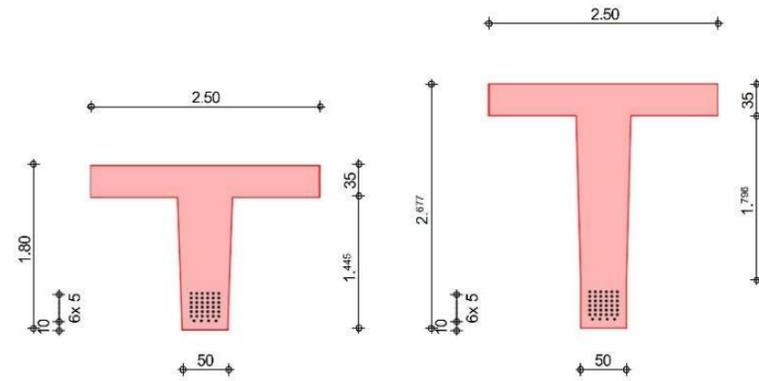
Camada 2-7: 6 x Ø15,7, d'=15,0-

20.40

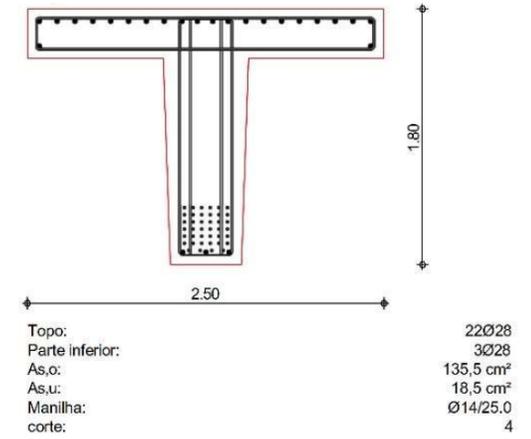
40,0cm Camada 1: 4Ø15,7, d'=10,0cm

20.40

M 1:70



Seleção de reforço



Pos. 011 **Viga em T H = 2,7 m, reforço necessário acima da coluna central**

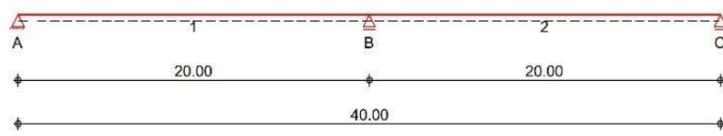
Observações preliminares:

Na posição seguinte, é realizada a verificação da capacidade de suporte de carga da laje de concreto armado acima do suporte.
As cargas foram aplicadas de forma a resultar em uma torção do suporte de aproximadamente **27.000 kNm**, e o reforço necessário acima do suporte foi determinado.

Sistema

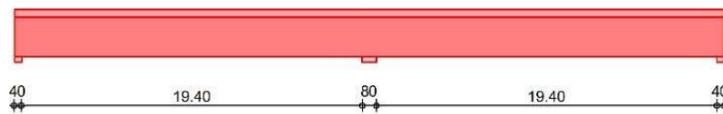
Viga de múltiplos vãos
Sistema

M 1:355



Ver

M 1:355



Dimensões
Seção transversal

Campo	l [m]	x [m]	Material	QS	beff/bw/h [cm]
1	20.00	0.00	C 35/45	1	450.0/50.0/270.0
1		20.00		2	250.0/50.0/270.0
2	20.00	0.00		2	250.0/50.0/270.0
2		20.00		1	450.0/50.0/270.0

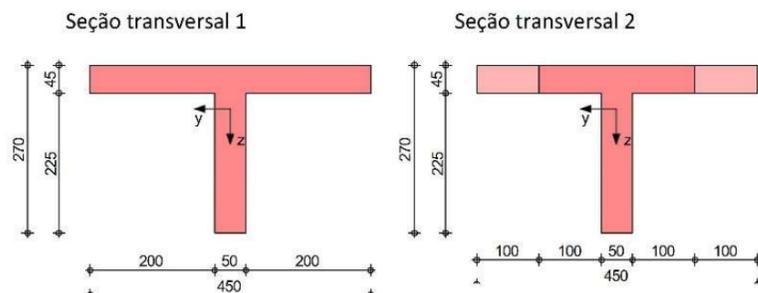
Classes de exposiçãoXC4

, XD3 e XF3

Gráficos

Gráficos de seção transversal

M 1:100



Suporte

Sup.	x [m]	b [cm]	Tipo	KT _z [kN/m]
A	0.00	40.0	Concreto	feita
B	20.00	80.0	Concreto	feita

Cargas

Gk

Qk.N

Cargas

Gráficos

Cargas

Cargas lineares
na direção z

Carga Gk

Carga Qk.N

Carga. Forças internas

Gráfico

Carga Gk

Carga Qk.N

Planilha eletrônica

Carga Gk

Sup.	x [m]	b [cm]	Tipo	KT _z [kN/m]
C	40.00	40.0	Concreto	feita

Cargas de acordo com a norma DIN EN 1990:2010-12

Peso morto

Cargas constantes

Cargas vivas

Categoria E - Armazéns

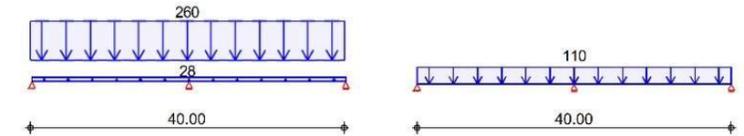
fw

Cargas no sistema

Gráficos de carga (baseados em influência)

Gk

Qk.N



Cargas uniformes

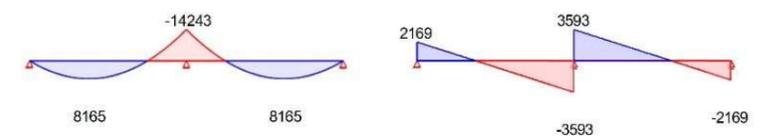
Campo	Comunicações.	a [m]	s [m]	q _{li} [kN/m]	q _{re} [kN/m]
1	Peso morto	0.00	40.00		28.12
1		0.00	40.00		260.00
1		0.00	40.00		110.00

Característica Forças internas

Forças internas (por carga)

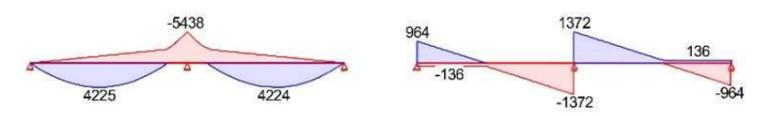
Torção M_{y,k}[kNm]

Força de cisalhamento V_{z,k}[kN]



Torção M_{y,k}[kNm]

Força de cisalhamento V_{z,k}[kN]



Forças internas (por carga)

Campo	x [m]	My,k,min [kNm]	My,k,max [kNm]	Vz,k,min [kN]	Vz,k,max [kN]
1	0.00	0.00	0.00	2169.09	2169.09 *
	0.20	428.06	428.06	2111.47	2111.47

Campo	x	Meu,k,min	Meu,k,max	Vz,k,min	Vz,k,max
	[m]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
	2.83	4980.71	4980.71	1353.99	1353.99
	7.53	8164.79	8164.79 *	0.00	0.00
	16.97	-4681.58	-4681.58	-2720.68	-2720.68
	19.60	-12828.8	-12828.8	-3478.16	-3478.16
	20.00	-14243.2 *	-14243.2	-3593.41 *	-3593.41
2	0.00	-14243.2 *	-14243.2	3593.41	3593.41 *
	0.40	-12828.8	-12828.8	3478.16	3478.16
	3.03	-4681.58	-4681.58	2720.68	2720.68
	12.47	8164.79	8164.79 *	0.00	0.00
	17.17	4980.71	4980.71	-1353.99	-1353.99
	19.80	428.06	428.06	-2111.47	-2111.47
	20.00	0.00	0.00	-2169.09 *	-2169.09
Carga Qk.N	1	0.00	0.00	-135.94	964.06 *
	0.20	-27.19	190.61	-135.94	942.06
	2.83	-384.58	2286.11	-135.94	652.87
	8.76	-1191.43	4224.57 *	-141.75	5.80
	16.97	-2307.10	519.77	-1038.70	0.00
	19.60	-4897.78	0.00	-1327.89	0.00
	20.00	-5437.74 *	0.00	-1371.89 *	0.00
2	0.00	-5437.74 *	0.00	0.00	1371.89 *
	0.40	-4897.78	0.00	0.00	1327.89
	3.03	-2307.10	519.77	0.00	1038.70
	11.24	-1191.43	4224.57 *	-5.80	141.75
	17.17	-384.58	2286.11	-652.87	135.94
	19.80	-27.19	190.61	-942.06	135.94
	20.00	0.00	0.00	-964.06 *	135.94

Carga Qk.N

Combinções

de acordo com as normas DIN EN 1992-1-1 e DIN EN 1990

permanente/temporário

Ek	$\Sigma (\psi * \psi * EW)$
1	1,00 * Gk
2	1,35 * Gk + 1,50 * Qk.N (1)
3	1,00 * Gk + 1,50 * Qk.N (2)
4	1,00 * Gk + 1,50 * Qk.N (1)
5	1,35 * Gk + 1,50 * Qk.N (2)
6	1,35 * Gk + 1,50 * Qk.N (1,2)

st./vor. Cargas de apoio

Ek	$\Sigma (\psi * \psi * EW)$
7	1,00 * Gk + 1,50 * Qk.N (1,2)
8	1,35 * Gk + 1,50 * Qk.N (1)
9	1,00 * Gk
10	1,35 * Gk + 1,50 * Qk.N (1,2)
11	1,00 * Gk + 1,50 * Qk.N

me-Viewer Versão 2020 - Copyright 2020 - by AEC Software GmbH

EkΣ (ψ*ψ*EW) (1)

Dimensionamento de forças internas Dimensionamento de forças internas

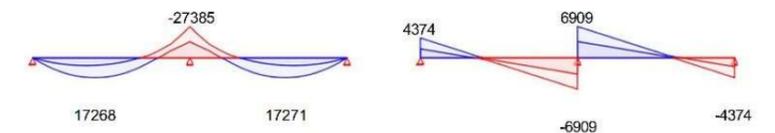
Gráfico

Forças internas (de fechamento)

Combinções

Torção My,d[kNm]

Força de cisalhamento Vz,d[kN]



Planilha eletrônica

Forças internas (de fechamento)

Campo 1

x	Meu,d,min	Ek	Meu,d,max	Ek	Vz,d,min	Ek	Vz,d,max	Ek
[m]	[kNm]		[kNm]		[kN]		[kN]	
0.00	0.00	3	0.00	2	1965.18	3	4374.36	2
0.20	387.27	3	863.80	2	1907.55	3	4263.56	2
2.71	4270.70	3	9827.78	2	1183.61	3	2871.66	2
7.90	6533.96	3	17270.8	2	-348.49	5	35.49	4
17.01	-9931.6	5	-4060.3	4	-5252.7	6	-2732.0	1
19.60	-24666	6	-12829	1	-6687.3	6	-3478.2	1
20.00	-27385	6	-14243	1	-6908.9	6	-3593.4	1

Campo 2

0.00	-27385	6	-14243	1	3593.41	1	6908.93	6
0.40	-24666	6	-12829	1	3478.16	1	6687.34	6
2.99	-9931.6	2	-4060.3	3	2731.98	1	5252.68	6
12.10	6533.96	4	17270.8	5	-35.49	3	348.49	2
17.29	4270.70	4	9827.78	5	-2871.7	5	-1183.6	4
19.80	387.27	4	863.80	5	-4263.6	5	-1907.6	4
20.00	0.00	4	0.00	5	-4374.4	5	-1965.2	4

Material / Seção transversal

Valores de material e seção de acordo com a norma DIN EN 1992-1-1:2011-01

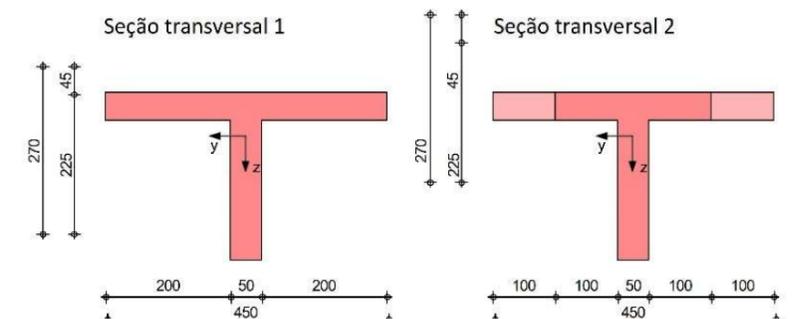
Material

Material	f _{yk}	f _{oda}	E
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
C 35/45		35	34000
B 500SA	500		200000

Gráfico

Gráficos da seção transversal [cm]

M 1:100



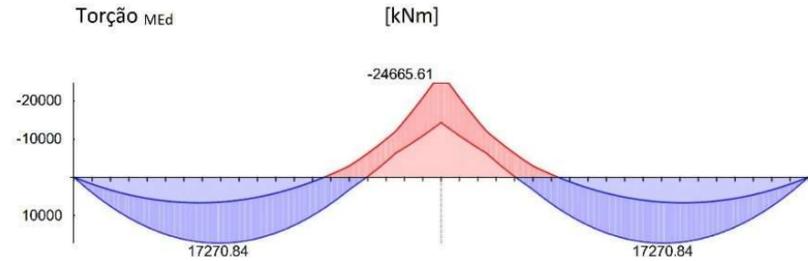
Dimensionamento (GZT)
1-1:2011-01

para a condição limite de resistência máxima de acordo com a norma DIN EN 1992-1-1:2011-01

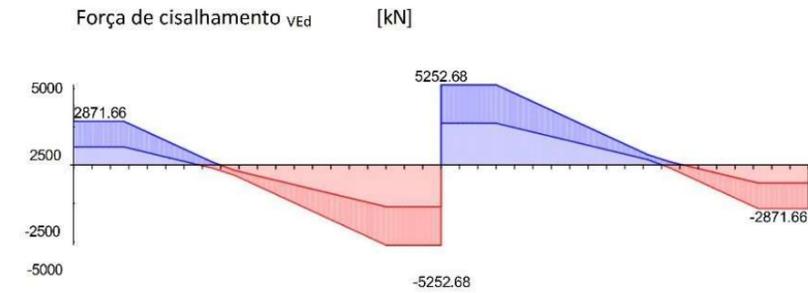
Torção mínima 5.3.2.2(3)

Combinat.	Sup.	min M _I [kNm]	max M _I [kNm]	min M _{Sr} [kNm]	máximo M _{Sr} [kNm]
Pente básico.	B	-17291.0	0.00	-17291.0	0.00

Combinação de bases
M 1:330



Combinação de bases
M 1:330



Dimensionamento de forças internas

x [m]	máximo M _{Ed} [kNm]	Ek	min M _{Ed} [kNm]	Ek	V _{Ed} máximo [kN]	Ek	min V _{Ed} [kN]	Ek
Campo 1, L = 20,00 m								
0.00	0.00	1	0.00	1	2871.7	2	1183.6	3
0.20 a	863.79	2	387.27	3	2871.7	2	1183.6	3
2.71 v	9827.2	2	4270.4	3	2871.7	2	1183.6	3
7.90 *	17271	2	6535.1	3	37.12	4	-347.09	5
13.64	8129.8	2	0.00	3	-1761.3	1	-3386.3	6
15.96	0.00	4	-6046.9	5	-2428.4	1	-4669.0	6
17.01 v	-4060.9	4	-9932.1	5	-2732.0	1	-5252.7	6
19.60 a	-12829	1	-24666	6	-2732.0	1	-5252.7	6
20.00	-14243	1	-24666	6	-2732.0	1	-5252.7	6
Campo 2, L = 20,00 m								
0.00	-14243	1	-24666	6	5252.7	6	2732.0	1
0.40 a	-12829	1	-24666	6	5252.7	6	2732.0	1
2.99 v	-4060.9	3	-9932.1	2	5252.7	6	2732.0	1
4.04	0.00	3	-6046.9	2	4669.0	6	2428.4	1
6.36	8129.8	5	0.00	4	3386.3	6	1761.3	1
12.10 *	17271	5	6535.1	4	347.09	2	-37.12	3
17.29 v	9827.2	5	4270.4	4	-1183.6	4	-2871.7	5
19.80 a	863.79	5	387.27	4	-1183.6	4	-2871.7	5
20.00	0.00	1	0.00	1	-1183.6	4	-2871.7	5



Flexão
flexão Sect. 6.1

Campo 1

Dimensionamento para tensão de

x [m]	Ek	M _{yd,o} M _{yd,u} [kNm]	x/d _o x/d _u	z _o z _u [cm]	A _{s,o} A _{s,u} [cm ²]	A _{s,o,erf} A _{s,u,erf} [cm ²]
(L = 20,00 m)						
0.00	1	-	-	-	-	37.88e
	1	-	5.4E-5	251.3	-	83.21q
0.20a	3	387.27	-	-	-	37.88e
	2	863.79	0.011	250.3	7.56	83.21q
7.90*	3	6535.07	-	-	-	-
	2	17270.84	0.056	246.2	153.67	153.67
19.60a	6	-24665.62	0.450	210.5	261.57	261.57
	1	-12828.85	-	-	47.52	47.52
20.00	6	-24665.62	0.450	210.5	261.57	261.57
	1	-14243.16	-	-	47.52	47.52

Campo 2

x [m]	Ek	M _{yd,o} M _{yd,u} [kNm]	x/d _o x/d _u	z _o z _u [cm]	A _{s,o} A _{s,u} [cm ²]	A _{s,o,erf} A _{s,u,erf} [cm ²]
(L = 20,00 m)						
0.00	6	-24665.62	0.450	210.5	261.57	261.57
	1	-14243.16	-	-	47.52	47.52
0.40a	6	-24665.62	0.450	210.5	261.57	261.57
	1	-12828.85	-	-	47.52	47.52
12.10*	4	6535.07	-	-	-	-
	5	17270.84	0.056	246.2	153.67	153.67
19.80a	4	387.27	-	-	-	37.88e
	5	863.79	0.011	250.3	7.56	83.21q
20.00	1	-	-	-	-	37.88e
	1	-	5.3E-5	251.3	-	83.21q

a: Borda de suporte
*: Torção máxima do campo
e: Fixação do suporte final de acordo com 9.2.1.2(1)
q: de VEd em Endsupport de acordo com a Seção 9.2.1.4(2)

Força de cisalhamento
Seção 6.2

Feld 1

Dimensionamento da tensão da força de cisalhamento

x [m]	Ek	V _{Ed} [kN]	θ [°]	VR _{d,max} [kN]	VR _{d,c} [kN]	as _{w,erf} [cm ² /m]
(L = 20,00 m)						
0.00	2	2871.66R	29.9	7272.58	-	-
0.20a	2	2871.66R	29.9	7272.58	-	16.82
2.71v	2	2871.66	29.9	7272.58	572.13	16.82
7.90	5	347.09	18.4	5045.61	572.13	5.12M
17.01v	6	5252.68	34.5	8095.79	681.97	35.67
19.60a	6	5252.68R	34.5	8095.79	-	35.67
20.00	6	5252.68R	34.5	8095.79	-	-

Feld 2

x [m]	Ek	V _{Ed} [kN]	θ [°]	VR _{d,max} [kN]	VR _{d,c} [kN]	as _{w,erf} [cm ² /m]
(L = 20,00 m)						
0.00	6	5252.68R	34.5	8095.79	-	-
0.40a	6	5252.68R	34.5	8095.79	-	35.67
2.99v	6	5252.68	34.5	8095.79	681.97	35.67
12.10	2	347.09	18.4	5045.61	572.13	5.12M
17.29v	5	2871.66	29.9	7272.58	572.13	16.82
19.80a	5	2871.66R	29.9	7272.58	-	16.82
20.00	5	2871.66R	29.9	7272.58	-	-

a: Borda de suporte
v: Distância d da borda do suporte
R: Força de cisalhamento reduzida
M: Reforço mínimo de acordo com a Seção 9.2.2

Reforço do flange

Cam	v_{Ed} [kN/m]	$v_{Rd,ma}$ x	$a_{sf,erf}$ [cm ² /m]	d_s [mm]	s_f [cm]	$v_{Rd,s}$ y
1	753.97	3346.88	8.67	ø16	20.0	524.51
2	750.77	3346.88	8.63	ø16	20.0	524.51

A armadura determinada deve ser colocada nas metades superior e inferior da laje.
A armadura de flexão transversal pode ser levada em conta de acordo com 6.2.4(5).

Seleção de reforço

Reforço longitudinal inferior

Campo	escolhido	Como [cm ²]	a [m]	l [m]	$l_{bd,l}$ [m]	$l_{bd,r}$ [m]	Camada
1	GB 4ø32	32.17	-0.16	40.32	0,36h	0,36h	1
	2ø32	16.08	-0.16	40.32	0,36h	0,36h	1
	2ø32	16.08	-0.16	40.32	0,36h	0,36h	5
	4ø32	32.17	-0.16	40.32	0,36h	0,36h	2
	4ø32	32.17	-0.16	40.32	0,36h	0,36h	3
	4ø32	32.17	-0.16	40.32	0,36h	0,36h	4

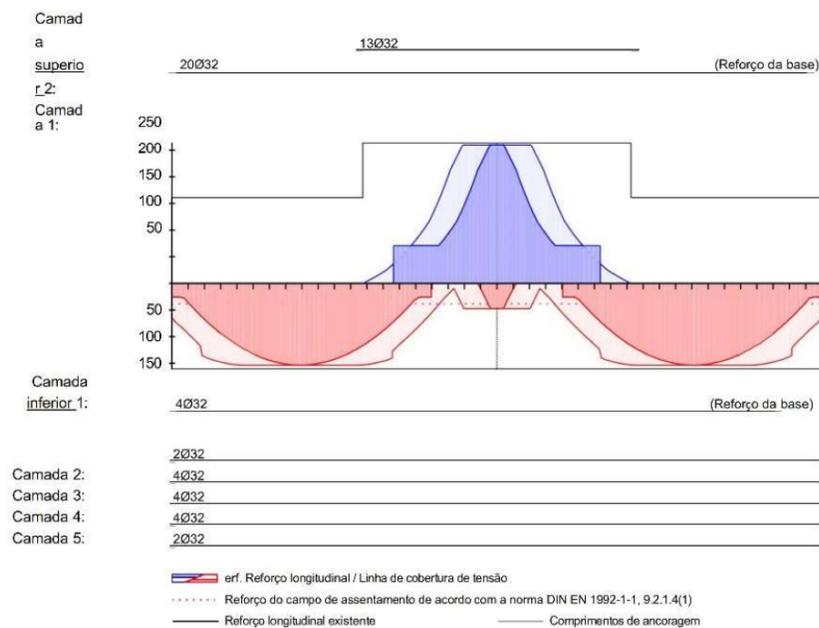
(Comprimentos incluindo comprimentos de ancoragem, sem juntas) h: É necessário um formulário de ancoragem separado

Reforço longitudinal superior

Sup.	escolhido	Como [cm ²]	a [m]	l [m]	$l_{bd,l}$ [m]	$l_{bd,r}$ [m]	Camada
A	GB 20ø32	160.85	-0.26	40.52	0,46mh	0,46mh	1
B	13ø32	104.55	-8.72	17.43	0,46m	0,46m	2

(Comprimentos incluindo comprimentos de ancoragem, sem juntas) m: condições de ligação moderadas
h: É necessário um formulário de ancoragem separado

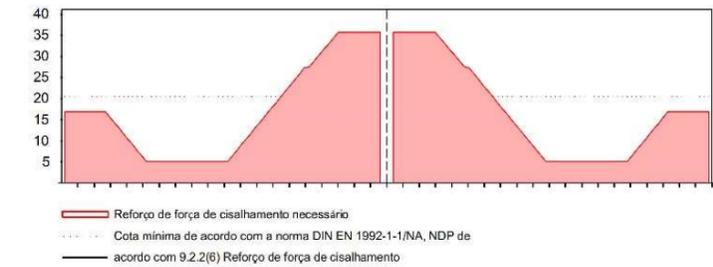
Reforço longitudinal
M 1:375



Reforço de força de cisalhamento (manilha)

Cam	x_a [m]	x_e [m]	d_s [mm]	s [cm]	Corte [-]	a_{sw} [cm ² /m]
1	0.00	20.00	ø14	15.0	4	41.05
2	0.00	20.00	ø14	15.0	4	41.05

Reforço de força de cisalhamento a_{sw}
M 1:375



Cargas de suporte

Carga. Cargas de apoio

Carga G_k

Carga $Q_k.N$

Cal. Cargas de suporte

Combinações básicas

Resumo

Provas (GZT)

Cargas de suporte Viga

Característica Cargas de suporte (por carga)

Sup.	$F_{z,k,min}$ [kN]	$F_{z,k,max}$ [kN]
A	2169.09	2169.09
B	7186.82	7186.82
C	2169.09	2169.09
B	A-135.94	964.06
	0.00	2743.77
C	C-135.94	964.06

Dimensionamento das forças de apoio (mínimo/máximo)

Sup.	$F_{z,d,min}$ [kN]	$F_{z,d,max}$ [kN]
A	1965.18	4374.36
B	7186.82	13817.86
C	1965.18	4374.36

Resumo das provas

Provas no estado limite da capacidade de carga

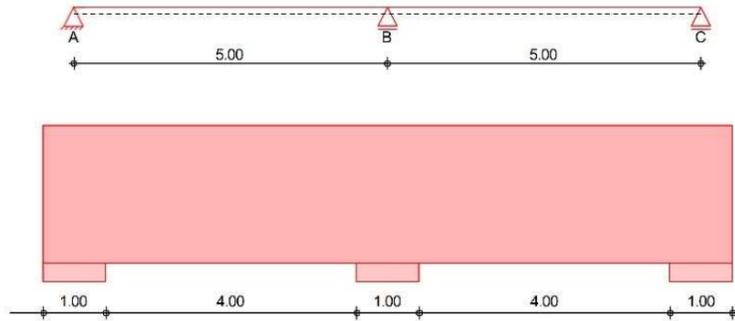
Prova	Ort	η [-]
Classes de exposição	OK	
Flexão	OK	
Força de cisalhamento	OK	
Reforço do flange	OK	
Seleção de reforço	OK	

Pos. 020 **Viga principal - viga profunda de 2 vãos 2.2**

Sistema de Deep Beam de acordo com a norma DIN EN 1992-1-

1, Heft 631 M 1:100

M 1:100



Dimensões	Campo	b [cm]	h [m]	l [m]	Material	h/l [-]
Seção transversal	Campo 1	80.0	2.20	5.00	C 80/95	0.44
	Campo 2	80.0	2.20	5.00	C 80/95	0.44

Classes de exposição XC4, XD3 e XF3

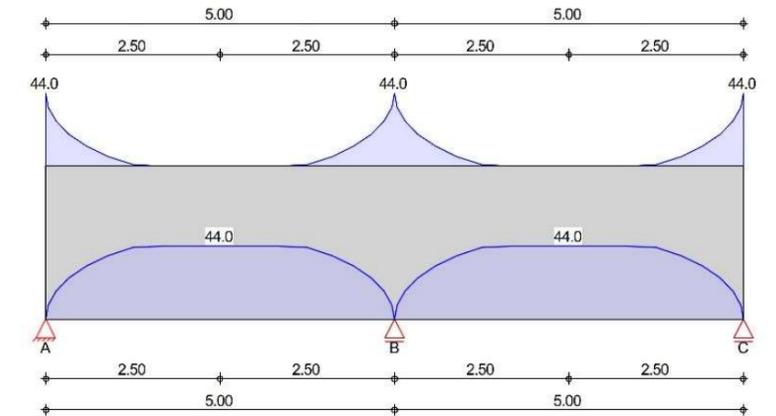
Suporte	Sup.	Tipo	a [cm]	t [cm]
	Sup. A	direto	100.0	80.0
	Sup. B	direto	100.0	80.0
	Sup. C	direto	100.0	80.0

Cargas de acordo com a norma DIN EN 1990:2010-12

Cargas	Peso morto
Gk	Cargas constantes
Qk.N	Cargas vivas
	Categoria E - Armazéns
	fw

Explicações
Conjunto de carga desfavorável (fw)
As forças da carga são aplicadas na posição desfavorável da carga.

Cargas
Gk (Introduzido.)

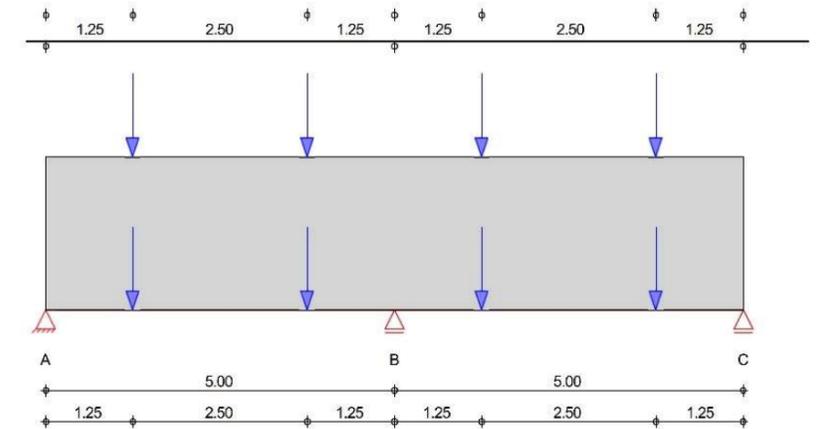


Peso próprio

Distribuição de acordo com DAfSb Heft 631

Campo	Comentário	total [kN/m]	Parte inferior, máximo [kN/m]
Campo 1	Peso próprio	44.00	44.00
Campo 2	Peso próprio	44.00	44.00

Gk



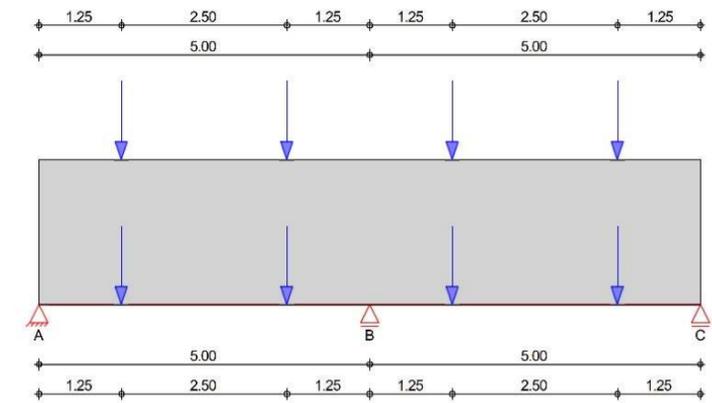
Cargas individuais

Não.	Campo	Aplicar	a [m]	F [kN]
1	Campo 1	Topo	1.25	3050.00
2	Campo 1	Topo	3.75	3050.00
3	Campo 2	Topo	1.25	3050.00
4	Campo 2	Topo	3.75	3050.00
5	Campo 1	Parte inferior	1.25	3050.00
6	Campo 1	Parte inferior	3.75	3050.00
7	Campo 2	Parte inferior	1.25	3050.00

mb-Viewer Versão 2020 - Copyright 2020 - mb-AEC Software GmbH

8	Campo 2	inferior Parte inferior	3.75	3050.00
---	---------	----------------------------	------	---------

Qk.N



Cargas individuais

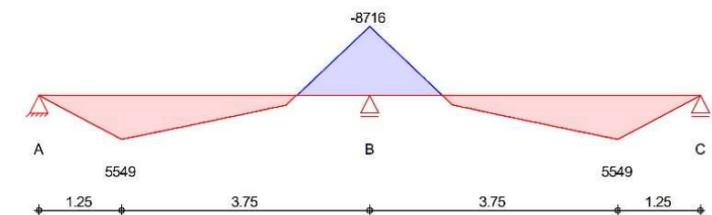
Não.	Campo	Aplicar	a [m]	F [kN]
1	Campo 1	Topo	1.25	1125.00
2	Campo 1	Topo	3.75	1125.00
3	Campo 2	Topo	1.25	1125.00
4	Campo 2	Topo	3.75	1125.00
5	Campo 1	Parte inferior	1.25	1125.00
6	Campo 1	Parte inferior	3.75	1125.00
7	Campo 2	Parte inferior	1.25	1125.00
8	Campo 2	Parte inferior	3.75	1125.00

Carga. Forças internas

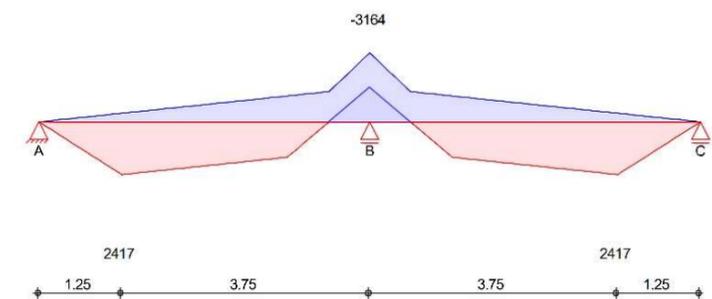
Método de aproximação de acordo com o DAFStb. DAFStb Heft 631

Carga Gk

Torção característica M_k de acordo com a teoria da viga



Carga Qk.N



ris-Viewer Versão 2023 - Copyright 2022 - r3c-REC Software GmbH

Carga Gk	Campo	Posição [m]	Mmax [kNm]	Mínimo [kNm]
Feld 1		0.00	0.00	0.00
		1.25	5549.22	5549.22
		2.50	3404.69	3404.69
		5.00	-8715.62	-8715.62
Feld 2		0.00	-8715.62	-8715.62
		2.50	3404.69	3404.69
		3.75	5549.22	5549.22
		5.00	0.00	0.00

Carga Qk.N	Campo	Posição [m]	Mmax [kNm]	Mínimo [kNm]
Feld 1		0.00	0.00	-0.00
		1.25	2416.99	-395.51
		2.50	2021.48	-791.02
		5.00	-1582.03	-3164.06
Feld 2		0.00	-1582.03	-3164.06
		2.50	2021.48	-791.02
		3.75	2416.99	-395.51
		5.00	0.00	-0.00

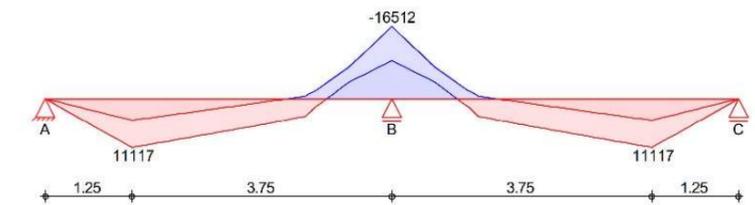
característica	Forças de apoio	Teoria do feixe			Teoria do disco	
		Sup.	Fz,max [kN]	Fz,min [kN]	Fator [-]	Fz,max [kN]
Gk	A	4466.9	4466.9	1.09	4854.0	4854.0
	B	15906.2	15906.2	*	15519.1	15519.1
	C	4466.9	4466.9	1.09	4854.0	4854.0
Qk.N	A	1933.6	-316.4	1.09	2101.2	-343.8
	B	5765.6	0.0	*	5625.5	0.0
	C	1933.6	-316.4	1.09	2101.2	-343.8

*As forças de suporte do primeiro suporte interno são reduzidas pela metade do valor do aumento do suporte final.

Combinções Formação de combinações de acordo com a norma DIN EN 1990 Representação das combinações determinantes

Ek	Σ (γ*ψ*EW)
1	1,35*Gk
2	1,35*Gk +1,50*Qk.N (1)
3	1,35*Gk +1,50*Qk.N (1,2)
4	1,35*Gk +1,50*Qk.N (2)
5	1,00*Gk
6	1,00*Gk +1,50*Qk.N (1)
7	1,00*Gk +1,50*Qk.N (2)

Combinções básicas Torsion Med



Combinções básicas

Campo	Posição [m]	Mmax [kNm]	EK	Mmin [kNm]	EK
Campo 1	0.00	0.00	2	0.00	7
	1.25	11116.93	2	4955.96	7
	2.50	7628.55	2	2218.16	7
	5.00	-8715.62	5	-16512.19	3
Campo 2	0.00	-8715.62	5	-16512.19	3
	2.50	7628.55	4	2218.16	6
	3.75	11116.93	4	4955.96	6
	5.00	0.00	4	0.00	6

mod. Cargas de sup

Tipo	Sup.	Fz,max [kN]	EK	Fz,min [kN]	EK
Combinções básicas	A	9704.66	2	4338.26	7
	B	29389.02	3	15519.12	5
	C	9704.66	4	4338.26	6

Seção transversal

Material

Concreto C 80/95

Reforço de aço B 500SA

Módulo de

YoungEcm = 42000 N/mm²

Provas (GZT)

acc. DIN EN 1992-1-1, DAfStb Heft 631, (Schlaich/Schäfer)

Reforço de malha por lado	b [cm]	As,erf. [cm ² /m]
	80	6.00

Reforço longitudinal

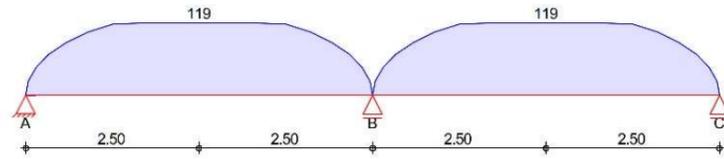
Ort	Med [kNm]	EK	z [m]	Z [kN]	Como, erf. [cm ²]
Campo 1	11116.9	2	1.61	6922.1	159.2
Sup.B	-16512.2	3	1.61	10281.6	236.5
Campo 2	11116.9	4	1.61	6922.1	159.2

Reforço da suspensão Cargas lineares

Campo	von x [m]	bis x [m]	Aed [kN/m]	EK	Como, erf. [cm ² /m]
Campo 1	0.00	5.00	118.80	1	2.73
Campo 2	0.00	5.00	118.80	1	2.73

Combinações básicas

Carga máxima a ser suspensa a partir de combinações básicas



i	Ø [mm]	lb [cm]	As,erf/As,vorh [-]	lb,erf [cm]	lb,vorh [cm]
td1	32	80.9	0.77	62.2	-

Reforço da suspensão
Cargas individuais

Campo	x [m]	Fd [kN]	EK	α [°]	A'd [kN]	Como, erf [cm²]
Campo 1	1.25	5805.00	2	75.0	6009.8	138.22
Campo 1	3.75	5805.00	2	75.0	6009.8	138.22
Campo 2	1.25	5805.00	3	75.0	6009.8	138.22
Campo 2	3.75	5805.00	3	75.0	6009.8	138.22

Reforço de lacunas e bordas
Cargas individuais

Último	x [m]	Fd [kN]	EK	Z's [kN]	Como, erf [cm²]	ZR [kN]	Como, erf [cm²]
1	1.25	5805.0	2	0.0	0.00	0.0	0.00
2	3.75	5805.0	2	0.0	0.00	0.0	0.00
3	6.25	5805.0	3	0.0	0.00	0.0	0.00
4	8.75	5805.0	3	0.0	0.00	0.0	0.00

Provas de nós Suporte A

Concreto C 80/95

Suporte da extremidade de acordo com o Heft 600, seg. 9.7

EK	FEd [kN]	Ac [cm²]	escolhido	Como [cm²]	FRd [kN]	η [-]
2	9704.66	7949.73	4Ø40	50.27	28676.16	0.34

Tipo de ancoragem barra reta
coeficiente α_a 1.00
Condição de vínculo mod.
A ancoragem ocorre em 80% da força de tração

i	Ø [mm]	lb [cm]	As,erf/As,vorh [-]	lb,erf [cm]	lb,vorh [cm]
td1	32	115.6	0.77	59.2	94.5

Suporte B

Suporte interno de acordo com Heft 600, Kap. 9.7

EK	FEd [kN]	Ac [cm²]	escolhido	Como [cm²]	FRd [kN]	η [-]
3	29389.02	7949.73	4Ø40	50.27	32063.81	0.92

Tipo de ancoragem barra reta
Coeficiente α_a 1.00
Condição de vínculo mod.
A ancoragem ocorre em 80% da força de tração

i	Ø [mm]	lb [cm]	As,erf/As,vorh [-]	lb,erf [cm]	lb,vorh [cm]
td2	32	80.9	0.77	62.2	-

Suporte C

Suporte de extremidade de acordo com Heft 600, Kap. 9.7

Ek	FE _d [kN]	A _c [cm ²]	escolhido	Como [cm ²]	FR _d [kN]	η [-]
4	9704.66	7949.73	4Ø40	50.27	28676.16	0.34

Tipo de ancoragem barra reta
 Coeficiente α_a 1.00
 Condição de vínculo mod.
 A ancoragem ocorre em 80% da força de tração

i	Ø [mm]	lb [cm]	As,erf/As,vorh [-]	lb,erf [cm]	lb,vorh [cm]
td1	32	115.6	0.77	59.2	94.5

Seleção de reforço

B 500SA

Reforço de malha por lado

Campo	Como, erf. [cm ² /m]	selecionado [mm/cm]	Como, Dado [cm ² /m]	η [-]
alle	6.00	Ø12/15.0	7.54	0.80

Reforço longitudinal

Ort	de h [m]	para h [m]	Como, erf. [cm ²]	Adição	Como, Dado* [cm ²]	η [-]
Campo 1	0.00	0.33	159.21	5*4Ø32	165.83	0.96
Sup.B	0.50	1.32	64.64	3*4Ø25	71.31	0.91
Sup.B	1.32	2.15	171.84	9*4Ø25	189.12	0.91
Campo 2	0.00	0.33	159.21	5*4Ø32	165.83	0.96

* inkl. Reforço de malha

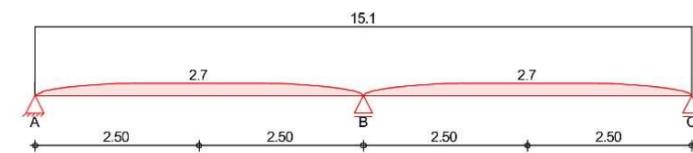
Reforço da suspensão Cargas lineares

Feld	von x [m]	bis x [m]	Como, erf. [cm ² /m]	Adição Bügel	Como,vorh.* [cm ² /m]	η [-]
Feld 1	0.00	5.00	2.73	-/-	15.08	0.18
Feld 2	0.00	5.00	2.73	-/-	15.08	0.18

* inkl. Reforço de malha, a ser fechado por clipe Manilha

Reforço da suspensão

Cargas lineares



Reforço da suspensão Cargas individuais

Campo	x [m]	Como, erf. [cm ²]	α [°]	Adição 2 cortes	Como, Dado [cm ²]	η [-]
Campo 1	1.25	138.22	75.00	9Ø32	144.76	0.95

Campo 1	3.75	138.22	75.00	9Ø32	144.76	0.95
---------	------	--------	-------	------	--------	------

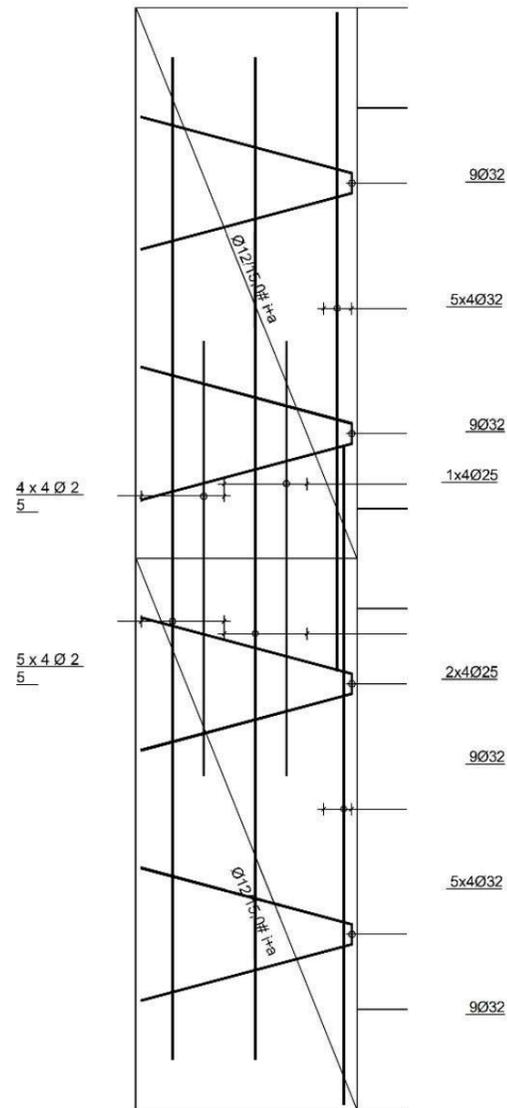
Reforço de tração na borda Cargas individuais

Campo	x [m]	Como, erf. [cm ²]	α [°]	Adição 2 cortes	Como, Dado [cm ²]	η [-]
Campo 2	1.25	138.22	75.00	9Ø32	144.76	0.95
Campo 2	3.75	138.22	75.00	9Ø32	144.76	0.95

Último	de h [m]	para h [m]	Como, erf. [cm ²]	Adição	Como, vorh. [cm ²]	η [-]
1	1.70	2.20	0.00	-/-	0.00	-
2	1.70	2.20	0.00	-/-	0.00	-
3	1.70	2.20	0.00	-/-	0.00	-
4	1.70	2.20	0.00	-/-	0.00	-

A moldura da borda está incluída no cálculo

Esboço de reforço
M 1:62



Resumo

Provas (GZT)

- Suporte A
- Suporte B
- Suporte C

EW	Suporte	Fz,max [kN]	Fz,min [kN]
Gk	Suporte A	4854.0	4854.0
	Suporte B	15519.1	15519.1
	Suporte C	4854.0	4854.0
Qk.N	Suporte A	2101.2	-343.8
	Suporte B	5625.5	0.0
	Suporte C	2101.2	-343.8

Resumo das provas

Provas no estado limite da capacidade de carga

Prova	η [-]
Classes de exposição	OK
Pressão de suporte	OK 0.34
Comprimento da ancoragem	OK
Pressão de suporte	OK 0.92
Pressão de suporte	OK 0.34
Comprimento da ancoragem	OK
Seleção de reforço	OK

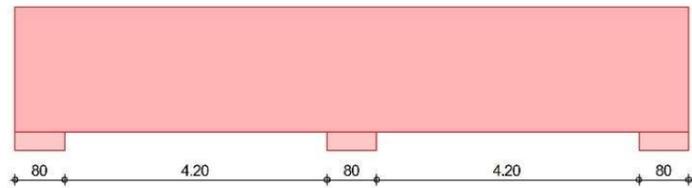
rbs-Viewer Versão 2023 - Copyright 2022 - rbs-AEC Software GmbH

Cargas de suporte característica Cargas de acordo com Heft 631

Pos. 120Feixe profundo 2m - área Esplananda

Escolha da área Esplananda da seção transversal

Sistema Deep beam de acordo com a norma DIN EN 1992-1-1, livreto 631M 1:100



Seção transversal

Seção transversal

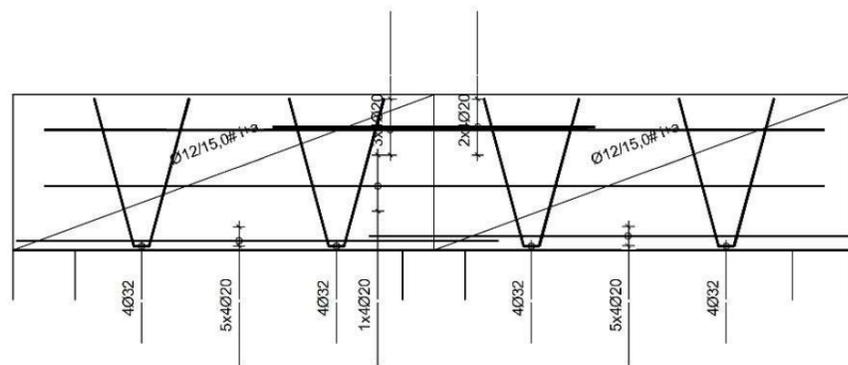
R	r [cm]	h [cm]	A [cm ²]	I_y [cm ⁴]
R	80.0	200.0	16000	53333333

R: Seção transversal retangular

Seleção de reforço

B 500SA

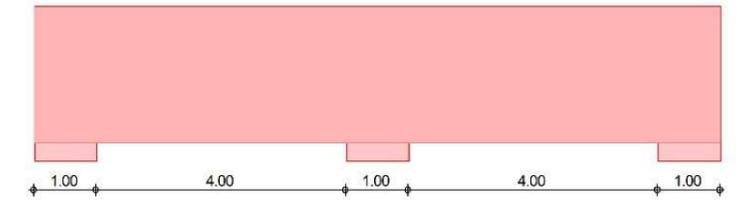
Esboço de reforço
M 1:80



Pos. 220Viga profunda 2,2m - Área do edifício cultural

Escolha da seção transversal Área de construção cultural

Sistema Viga profunda de acordo com a norma DIN EN 1992-1-1, Heft 631 M 1:100



Seção transversal

Seção transversal

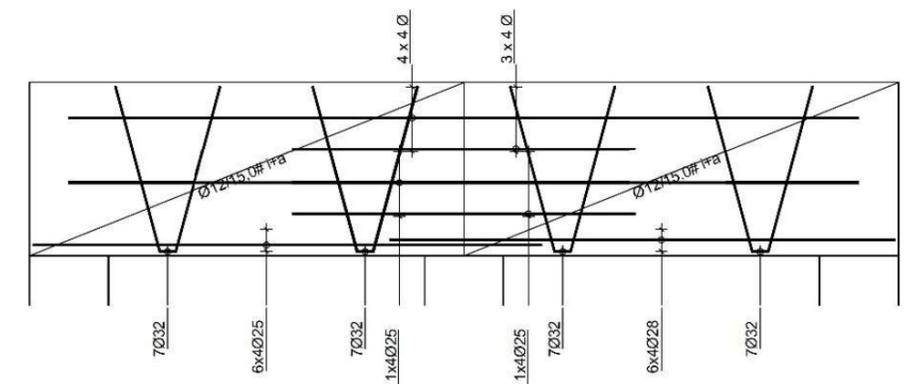
E	r [cm]	h [cm]	A [cm ²]	I_y [cm ⁴]
R	80.0	220.0	17600	70986667

R: Seção transversal retangular

Seleção de reforço

B 500SA

Esboço de reforço
M 1

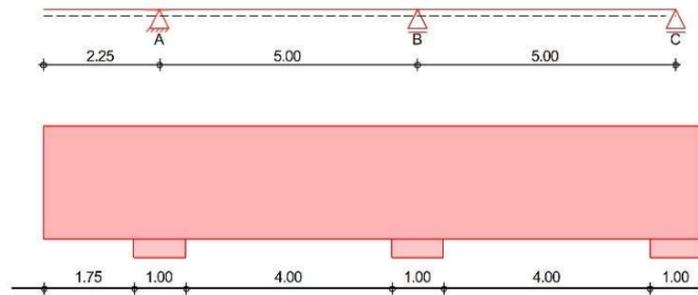


Pos. 021 **Viga principal - viga de 2 vãos profundos de 2,2 m com cantilever**

Sistema de Deep Beam de acordo com a norma DIN EN 1992-1-

1, Heft 631 M 1:120

M 1:120



Dimensões	Campo	b [cm]	h [m]	l [m]	Material	h/l [-]
Seção transversal	Cantilever l.	80.0	2.20	2.25	C 80/95	0.98
	Campo 1	80.0	2.20	5.00	C 80/95	0.44
	Campo 2	80.0	2.20	5.00	C 80/95	0.44

Classes de exposição XC4, XD3 e XF3

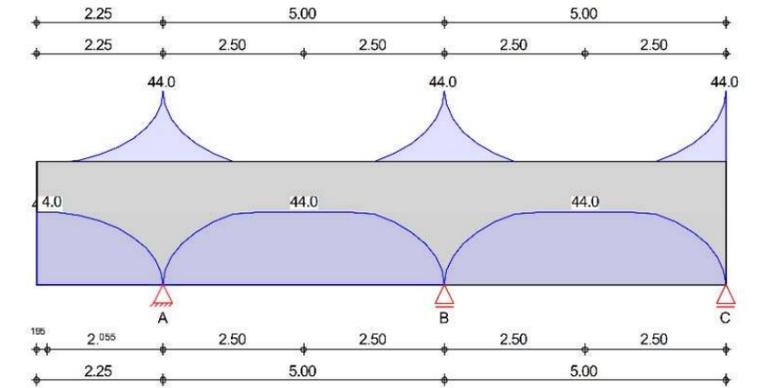
Sup.	Arte	a [cm]	t [cm]
Sup.A	direto	100.0	80.0
Sup.B	direto	100.0	80.0
Sup.C	direto	100.0	80.0

Cargas de acordo com a norma DIN EN 1990:2010-12

Gk **Peso morto**
Cargas constantes
 Cargas vivas
 Categoria E - Armazéns fw

Explicações Conjunto de carga desfavorável (fw)
 As forças da carga são aplicadas na posição desfavorável da carga.

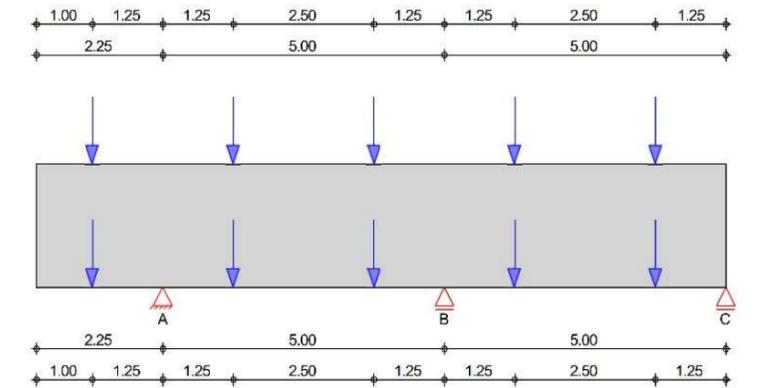
Cargas Gk (empossado)



Peso próprio

Distribuição de acordo com DAfSb Heft 631

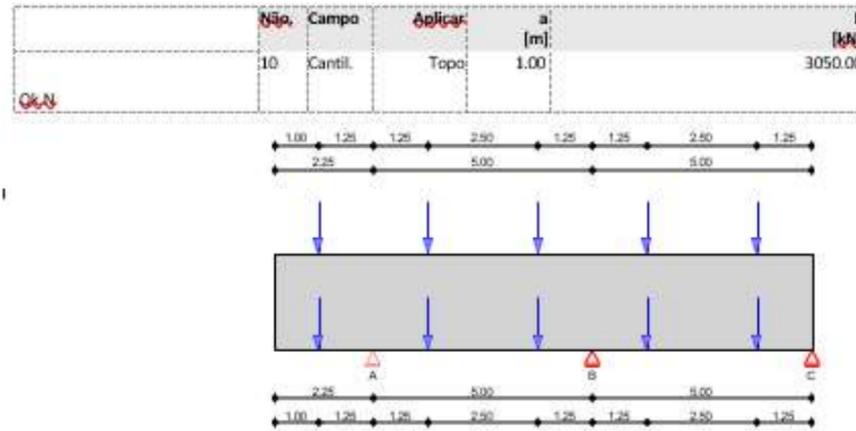
Campo	Comentário	total [kN/m]	Parte inferior, máximo [kN/m]
Cantil.	Peso bruto	44.00	44.00
Campo 1	Peso bruto	44.00	44.00
Campo 2	Peso bruto	44.00	44.00



Cargas individuais

Não.	Campo	Aplicar	a [m]	F [kN]
1	Campo 1	Topo	1.25	3050.00
2	Campo 1	Topo	3.75	3050.00
3	Campo 2	Topo	1.25	3050.00
4	Campo 2	Topo	3.75	3050.00
5	Campo 1	Parte inferior	1.25	3050.00
6	Campo 1	Parte inferior	3.75	3050.00
7	Campo 2	Parte inferior	1.25	3050.00
8	Campo 2	Parte inferior	3.75	3050.00
9	Cantil.	Parte inferior	1.00	3050.00

mbo-viewer Versão 2020 - Copyright 2020 - mb MEC Software GmbH



Cargas individuais	Nº	Campo	Aplicar	a [m]	F [kN]
	1	Campo 1	Topo	1.25	1125.00
	2	Campo 1	Topo	3.75	1125.00
	3	Campo 2	Topo	1.25	1125.00
	4	Campo 2	Topo	3.75	1125.00
	5	Campo 1	Base inferior	1.25	1125.00
	6	Campo 1	Base inferior	3.75	1125.00
	7	Campo 2	Base inferior	1.25	1125.00
	8	Campo 2	Base inferior	3.75	1125.00
	9	Cantil.	Base inferior	1.00	1125.00
	10	Cantil.	Topo	1.00	1125.00

Carga. Forças internas Método de aproximação de acordo com o DAfStb. DAFStb. Heft 631

Carga Gk	Campo	Posição [m]	Mom. [kNm]	Força [kN]
	Cantil.	0.00	0.00	0.00
		1.12	-790.40	-790.40
		2.25	-7736.37	-7736.37
	Campo 1	0.00	-7736.37	-7736.37
		2.50	503.55	503.55
		3.75	707.88	707.88
		5.00	-6781.53	-6781.53
	Campo 2	0.00	-6781.53	-6781.53
		2.50	4371.73	4371.73
		3.75	6032.74	6032.74

		5.00	0.00	0.00
--	--	------	------	------

Carga Qk.N

Campo	Posição [m]	Mmax [kNm]	Mínimo [kNm]
Cantil.	0.00	0.00	0.00
	1.12	0.00	-281.25
	2.25	0.00	-2812.50
Campo 1	0.00	0.00	-2812.50
	1.25	2416.99	-2329.10
	2.50	2021.48	-1845.70
	5.00	703.12	-3164.06
Campo 2	0.00	703.12	-3164.06
	2.50	2373.05	-791.02
	3.75	2592.77	-395.51
	5.00	0.00	-0.00

forças de apoio características

Ew	Sup.	Feixe teoria			Disco teoria	
		Fz,max [kN]	Fz,min [kN]	Fator [-]	Fz,max [kN]	Fz,min [kN]
Gk	A	12600.0	12600.0	1.09	13692.0	13692.0
	B	13585.3	13585.3	*	12829.0	12829.0
	C	4853.7	4853.7	1.09	5274.3	5274.3
Qk.N	A	4886.7	-316.4	1.09	5310.2	-343.8
	B	5765.6	-843.7	*	5625.5	-977.8
	C	2074.2	-316.4	1.09	2254.0	-343.8

*As forças de suporte do primeiro suporte interno são reduzidas pela metade do valor do aumento do suporte final.

Combinações

Formação de combinações de acordo com a norma DIN EN 1990 Representação das combinações determinantes

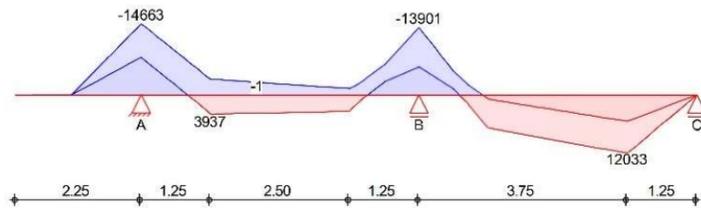
permanente/temporário

Ek	Σ (γ*ψ*EW)
1	1,35*Gk
2	1,35*Gk +1,50*Qk.N (1)
3	1,35*Gk +1,50*Qk.N (1,2)
4	1,35*Gk +1,50*Qk.N (1,K1)
6	1,35*Gk +1,50*Qk.N (2,K1)
9	1,00*Gk +1,50*Qk.N (1)
14	1,00*Gk +1,50*Qk.N (2)
15	1,00*Gk +1,50*Qk.N (K1)

Combinações básicas

Torção Med

rev-Viewer Versão 2023 - Copyright 2023 - R3-REC Software GmbH



Combinções básicas

Campo	Posição [m]	Mmax [kNm]	EK	Mmin [kNm]	EK
Cantil.	0.00	0.00	4	0.00	8
	1.12	-790.40	14	-1488.91	4
	2.25	-7736.37	8	-14662.86	4
Campo 1	0.00	-7736.37	8	-14662.86	4
	1.25	3936.61	2	-3263.19	10
	2.50	3712.01	2	-2265.01	10
Campo 2	5.00	-5726.84	15	-13901.16	3
	0.00	-5726.84	15	-13901.16	3
	2.50	9461.41	6	3185.21	9
	3.75	12033.36	6	5439.48	9
	5.00	0.00	6	0.00	9

mod. Cargas de suporte

Tipo	Sup.	Fz,max [kN]	EK	Fz,min [kN]	EK
Combinação básica.	A	26449.51	4	13176.22	14
	B	25757.37	3	11362.29	15
	C	10501.35	6	4758.61	9

Seção transversal

Materiais

Concreto C 80/95

Reforço de aço B 500SA

Módulo de

YoungEcm = 42000 N/mm²

Provas (GZT)

acc. DIN EN 1992-1-1, DAfStb Heft 631, (Schlaich/Schäfer)

Reforço de malha por lado

b [cm]	As,erf. [cm ² /m]
80	6.00

Reforço longitudinal

Local	Med [kNm]	EK	z [m]	Z [kN]	Como, erf. [cm ²]
Sup.A	-14662.9	6	1.50	9801.4	225.4
Campo 1	3936.6	2	1.50	2631.4	60.5
Sup.B	-13901.2	3	1.50	9292.2	213.7
Campo 2	12033.4	6	1.61	7492.8	172.3

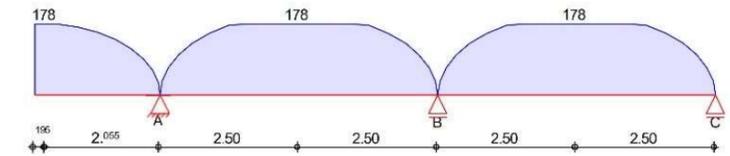
Reforço da suspensão Cargas lineares

Campo	de x [m]	para x [m]	Aed [kN/m]	EK	Como, erf. [cm ² /m]
Cantil.	0.00	2.25	178.20	1	4.10
Campo 1	0.00	5.00	178.20	1	4.10

Combinções básicas

Campo	de x [m]	para x [m]	Aed [kN/m]	EK	Como, erf. [cm ² /m]
Campo 2	0.00	5.00	178.20	1	4.10

Carga máxima a ser suspensa a partir de combinações básicas



Reforço da suspensão Cargas individuais

Campo	x [m]	Fd [kN]	EK	α [°]	A'd [kN]	Como, erf. [cm ²]
Campo 1	1.25	5805.00	2	75.0	6009.8	138.22
Campo 1	3.75	5805.00	2	75.0	6009.8	138.22
Campo 2	1.25	5805.00	3	75.0	6009.8	138.22
Campo 2	3.75	5805.00	3	75.0	6009.8	138.22
Cantil.	1.00	5805.00	4	75.0	6009.8	138.22

Reforço de lacunas e bordas Cargas individuais

Carga	x [m]	Fd [kN]	EK	Z's [kN]	Como, erf. [cm ²]	ZR [kN]	Como, erf. [cm ²]
1	1.00	5805.0	4	0.0	0.00	6733.8	154.88
2	3.50	5805.0	2	0.0	0.00	0.0	0.00
3	6.00	5805.0	2	0.0	0.00	0.0	0.00
4	8.50	5805.0	3	0.0	0.00	0.0	0.00
5	11.00	5805.0	3	0.0	0.00	0.0	0.00

Provas de nós Suporte A

Concreto C 80/95

Suporte interno de acordo com Heft 600, seg. 9.7

EK	FEd [kN]	Ac [cm ²]	escolhido	Como [cm ²]	FRd [kN]	η [-]
4	26449.51	7949.73	4φ40	50.27	32063.81	0.82

Tipo de ancoragem

barra reta

Coefficiente αa

1.00

Condição de vínculo

mod

A ancoragem ocorre em 80% da força de tração

i	∅ [mm]	lb [cm]	As,erf/As,vorh [-]	lb,erf [cm]	lb,vorh [cm]
td1	25	0.0	0.00	0.0	-
td2	25	63.2	0.62	38.9	-

Suporte B

Suporte interno de acordo com Heft 600, seg. 9.7

Ek	FE _d [kN]	A _c [cm ²]	escolhido	Como [cm ²]	FR _d [kN]	η
3	25757.37	7949.73	4Ø40	50.27	32063.81	0.80

Tipo de ancoragem barra reta

Coefficiente α_a 1.00
 Condição de vínculo mod.
 A ancoragem ocorre em 80% da força de tração

i	Ø [mm]	l _b [cm]	A _{s,erf} /A _{s,vorh} [-]	l _{b,erf} [cm]	l _{b,vorh} [cm]
td1	25	63.2	0.62	38.9	-
td2	28	70.8	0.73	51.5	-

Suporte C

Suporte da 600, Kap. 9.7
 extremidade de acordo com o Heft

Ek	FE _d [kN]	A _c [cm ²]	escolhido	Como [cm ²]	FR _d [kN]	η
6	10501.35	7949.73	4Ø40	50.27	28676.16	0.37

Tipo de ancoragem barra reta
 Coeficiente α_a 1.00
 Condição de vínculo mod.
 A ancoragem ocorre em 80% da força de tração

i	Ø [mm]	l _b [cm]	A _{s,erf} /A _{s,vorh} [-]	l _{b,erf} [cm]	l _{b,vorh} [cm]
td1	28	101.2	0.73	49.0	94.5

Seleção de reforço

B 500SA

Reforço de malha por lado

Campo	Como, erf. [cm ² /m]	Escolhido [mm/cm]	Como, vorh. [cm ² /m]	η
todos	6.00	Ø12/15.0	7.54	0.80

Reforço longitudinal

Local	de h [m]	para h [m]	Como, erf. [cm ²]	Adição	Como, vorh.* [cm ²]	η
Sup.A	0.66	1.43	75.14	3*5Ø25	85.24	0.88
Sup.A	1.43	2.20	150.29	6*5Ø25	158.87	0.95
Feld 1	0.00	0.33	60.52	3*5Ø25	78.61	0.77
Sup.B	0.50	1.32	58.42	2*5Ø25	61.49	0.95
Sup.B	1.32	2.15	155.30	6*5Ø25	159.67	0.97
Feld 2	0.00	0.33	172.33	6*5Ø28	189.70	0.91

* inkl. Proteção de rede

Reforço da suspensão

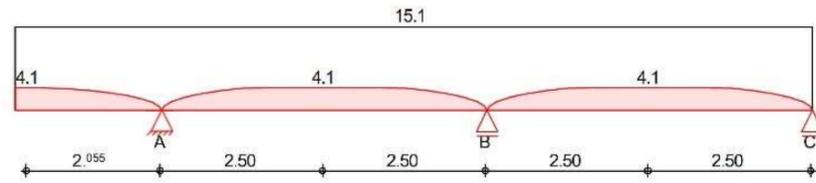
Campo	de x [m]	para x [m]	Como, erf. [cm ² /m]	Adição Bügel	Como, vorh.* [cm ² /m]	η
Cantil.	0.00	2.25	4.10	-/-	15.08	0.27
Feld 1	2.25	5.00	4.10	/	15.08	0.27

* inkl. Reforço de malha, a ser fechado por Cipe Manilha

mb-Viewer Version 2023 - Copyright 2022 - mb AEC Software GmbH

Reforço da suspensão

Cargas lineares



Reforço da suspensão
Cargas individuais

Campo	x [m]	Como, erf. [cm ²]	α [°]	Adição 2 cortes	Como, vorh. [cm ²]	η [-]
Campo 1	1.25	138.22	75.00	9Ø32	144.76	0.95
Campo 1	3.75	138.22	75.00	9Ø32	144.76	0.95
Campo 2	1.25	138.22	75.00	9Ø32	144.76	0.95
Campo 2	3.75	138.22	75.00	9Ø32	144.76	0.95
Cantil.	1.00	138.22	75.00	9Ø32	144.76	0.95

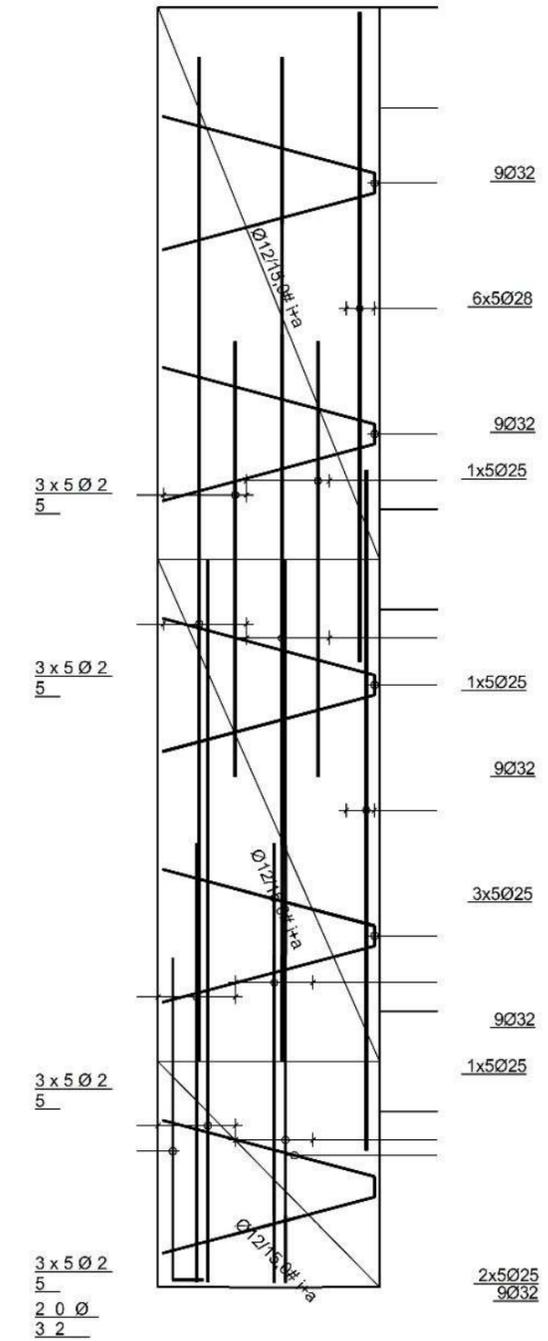
Reforço de borda

Cargas individuais

Carga	de h [m]	para h [m]	Como, erf. [cm ²]	Adição	Como, vorh. [cm ²]	η [-]
1	1.98	2.20	154.88	20Ø32	160.85	0.96

A moldura da borda está incluída no cálculo

Esboço de reforço
M 1:71



Cargas de suporte

Cargas características de acordo com Heft 631

Copyright 2022 - H&E Software GmbH

EW	Suporte	Fz,max [kN]	Fz,min [kN]
Gk	Suporte A	13692.0	13692.0
	Suporte B	12829.0	12829.0
	Suporte C	5274.3	5274.3
Qk.N	Suporte A	5310.2	-343.8
	Suporte B	5625.5	-977.8
	Suporte C	2254.0	-343.8

Resumo

Resumo das provas

Provas (GZT)

Provas no estado limite da capacidade de carga

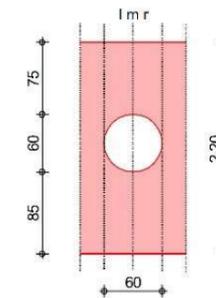
Prova	η [-]
Classes de exposição	OK
Pressão de suporte	OK 0.82
Pressão de suporte	OK 0.80
Pressão de suporte	OK 0.37
Comprimento da ancoragem	OK
Seleção de reforço	OK

Suporte A
Suporte B
Suporte C

Pos. 022 **Viga principal Abertura da viga**

Sistema Abertura de viga de concreto armado

M 1:65



Dimensões	Material	b/h	Abertura	ym [cm]	d [cm]
Seção transversal	C 80/95	80/220	Círculo	115.0	60.0

Classes de exposição XC4, XD3 e XF3

Cargas

Comunicação s.	Vz,l [kN]	My,m [kNm]	Vz,r [kN]	Nx,m [kN]
Carga Gk	3000.00	5500.00	-3000.00	-
Carga Qk.N	500.00	2400.00	-500.00	-

Combinações

Formação de combinações de acordo com a norma DIN EN 1990 Representação das combinações determinantes

	EkΣ (γ*ψ*EW)	
permanente/temporário	2 1,35*Gk	+1,50*Qk.N
	3 1,00*Gk	

Material / Seção transversal

Valores de material e seção de acordo com a DIN EN 1992-1-1:2011-01

Material	para	fyk [N/mm²]	foda [N/mm²]	E [N/mm²]
C 80/95			80	42000
B 500SA	As, Asw	500		200000

Dimensionamento (GZT)

De acordo com a norma DIN EN 1992-1-1:2011-01, DAfStb, Heft 399 (6)

Proporção Para o flange de pressãoαD =	0.85	-
Reforço do dimensionamento de dobras	dado	reforçoAs,o = 0.00 cm²
		As,u = 119.93 cm²
	Esse reforço é considerado já coberto.	

Vistoria Versão 2020 - Copyright 2020 - mb MEC Software GmbH

Flexão
Abs. 6.1

	EK	Md [kNm]	Nd [kN]	As,u [cm ²]	EK	Md [kNm]	Nd [kN]	As,o [cm ²]
Topo	L 3	-382.5	-3143	-	2	-612.0	-6300	-
	R 3	-382.5	-3143	-	2	-612.0	-6300	-
Parte inferior	L 2	2097.0	6300.0	134.6	2	2097.0	6300.0	3.44
	R 2	2097.0	6300.0	134.6	2	2097.0	6300.0	3.44

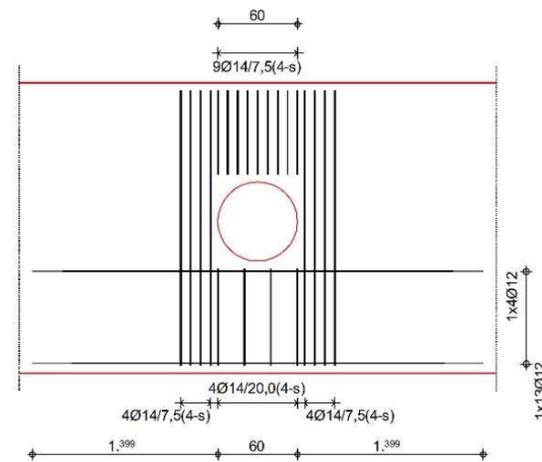
		[kN]	[kN]	[°]	[kN]	[cm ² /m]
Topo	L 2	4080.00	680.40	31	7276.80	92.33
	R 2	2-4080.00	680.40	31	7276.80	92.33
Fundo	L 2	720.00	-	45	9520.00	23.66
	R 2	2-720.00	-	45	9520.00	23.66

Bord	EK	D [kN]	x [cm]	ZM [kN]	ZV [kN]	ZN [kN]	ASV [cm ²]
Esquerda	2	5413.4	24.9	-	908.0	-	20.89
Certo	2	5413.4	24.9	-	908.0	-	20.89

Seleção de reforço

M 1:45

Reforço adicional na área de abertura



Reforço longitudinal

Flange	Camada	Ct.	ds [mm]	Como [cm ²]	Camadas	lb _j [cm]	lb _r [cm]
Para cima. Flange	Topo	-	-	-	-	-	-
	Parte inferior	-	-	-	-	-	-
Baixa. Flange	Topo	4	12	4.52	1	22.4	22.4
	Parte inferior	13	12	14.70	1	29.4	29.4

Reforço de força de cisalhamento

Flange/borda	Ct.	ds [mm]	Spa. [cm]	Corte	Asw [cm ² /m]
Para cima.	9	14	7.5	4	82.10
Flange					
Baixa. Flange	4	14	20.0	4	30.79

Reforço da suspensão

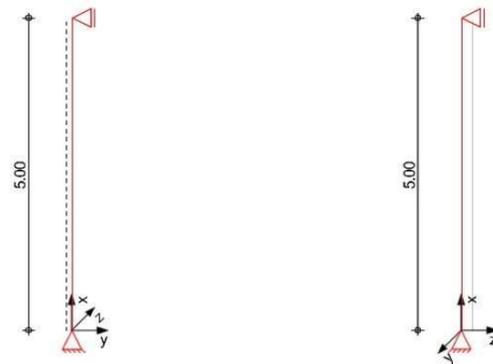
Flange/bor	Ct.	ds [mm]	Spa. [cm]	Corte	Asw [cm ²]
Borda esquerda	4	14	7.5	4	24.63
Borda direita	4	14	7.5	4	24.63

me3viewer Versão 2020 - Copyright 2020 - mb AEC Software GmbH

Pos. 030 Coluna central

Sistema Coluna pendular de concreto armado de acordo com a norma DIN EN 1992-1-1

Sistema
M 1:100



Dimensões da seção transversal	I [m]	Material	by/bz [cm]
	5.00	C 70/85	100/80

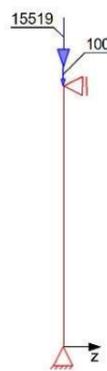
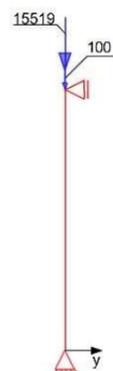
O sistema é fixo nas direções z e y

Gráfico de cargas XC4, XD3 e XF3

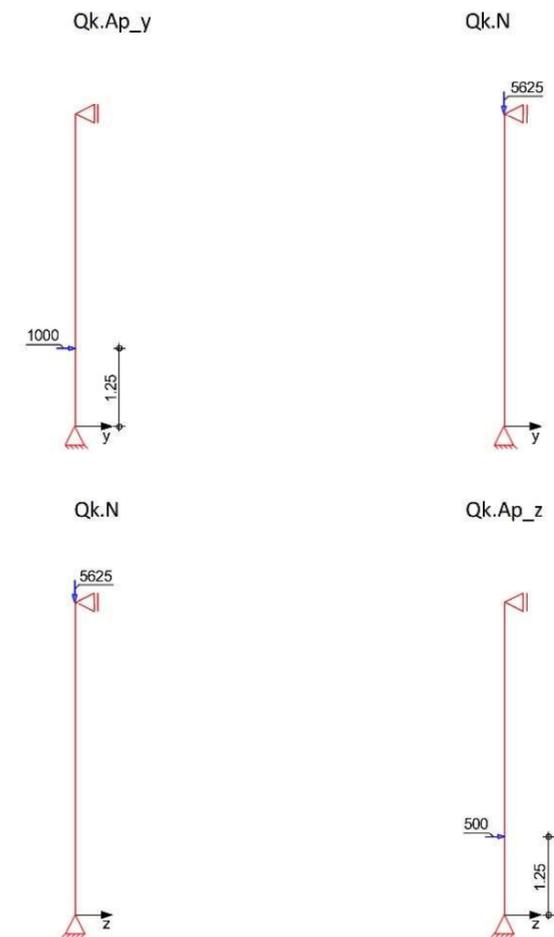
de classes de Cargas no sistema

exposição Gráficos de carga (baseados em influência)

Cargas Gk



im3Viewer Versão 2023 - Copyright 2022 - im3 AEC Software GmbH



Cargas pontuais na direção x

Carga Gk

Carga Qk.N

(a)

Cargas pontuais na direção y

Carga Qk.Ap_y

Cargas pontuais na direção z

Carga Qk.Ap_z

Cargas individuais

Comunicações.	a [m]	Fx [kN]	ey [cm]	ez [cm]
Peso morto	5.00	100.00		
(a)	5.00	15519.12	0.0	0.0
(a)	5.00	5625.47	0.0	0.0

da Pos. '020', suporte 'B' (página 42)

Cargas individuais

Comunicações.	a [m]	Fy [kN]
	1.25	1000.00

Cargas individuais

Comunicações.	a [m]	Fz [kN]
	1.25	500.00

Carga. Forças internas

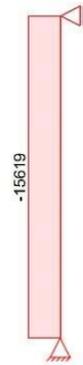
característica Forças internas

Gráfico

Forças internas (por carga)

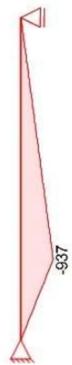
Carga G_k

Força normal N_k [kN]



Carga $Q_k.A_{p_y}$

Torção $M_{z,k}$ [kNm]

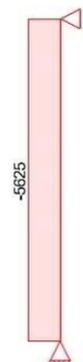


Força de cisalhamento $V_{y,k}$ [kN]



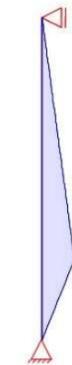
Carga $Q_k.N$

Força normal N_k [kN]



Carga $Q_k.A_{p_z}$

Torção $M_{y,k}$ [kNm]



Força de cisalhamento $V_{z,k}$ [kN]



Combinações

Formação de combinações de acordo com a norma DIN EN 1990 Representação das combinações determinantes

	E_k	$\Sigma (\gamma \cdot \psi \cdot E W)$		
permanente/temporário	1	$1,35 \cdot G_k$	$+1,35 \cdot Q_k.A_{p_y}$	$+1,50 \cdot Q_k.N$
excepcional	5	$1,00 \cdot Q_k.A_{p_z}$	$+1,00 \cdot G_k$	$+1,00 \cdot Q_k.A_{p_y}$

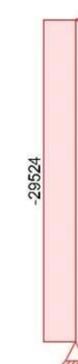
Dimensionamento de forças internas Dimensionamento de forças internas

Gráfico

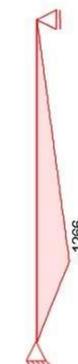
Forças internas (por combinação)

Comb. 1 (G_k)

Força normal N_d [kN]



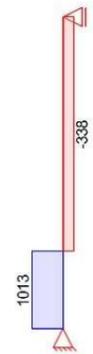
Torção $M_{z,d}$ [kNm]



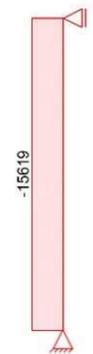
swr Versão 2020 - Copyright 2022 - mb AEG Schreier GmbH

Pente. 5 (AK)

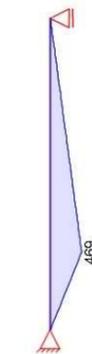
Força de cisalhamento $V_{y,d}$ [kN]



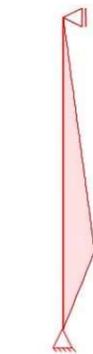
Força normal N_d [kN]



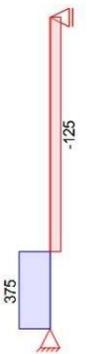
Torção $M_{y,d}$ [kNm]



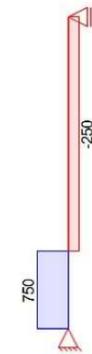
Torção $M_{z,d}$ [kNm]



Força de cisalhamento $V_{z,d}$ [kN]



Força de cisalhamento $V_{y,d}$ [kN]



Material / Seção transversal

1-1:2011-01 Material

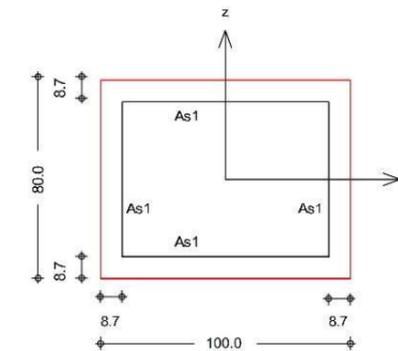
Valores de material e seção de acordo com a norma DIN EN 1992-

Material	f_{yk} [N/mm ²]	f_{ck} [N/mm ²]	E [N/mm ²]
C 70/85		70	41000
B 500SB	500		200000

Gráfico

Gráfico de seção transversal

M 1:25



Dimensionamento (GZT)

1-1:2011-01

para a condição limite de resistência máxima de acordo com a norma DIN EN 1992-

Estabilidade

Prova de resistência à flambagem

Magreza
Seção 5.8.3.1(1)

Eixo	E_k	i_0 [m]	i [cm]	λ [-]	λ_{lim} [-]
y	5	5.00	23.1	21.7	25.0
z	5	5.00	28.9	17.3	25.0

De acordo com 5.8.3.1(1), os efeitos da II. Order podem ser desprezados.

rmb-Viewer/Versão 2023 - Copyright 2022 - mb-AEC Software GmbH

A prova de flambagem não é necessária para a deflexão na direção z, de acordo com a norma DIN EN 1992-1-1, 5.8.3.1(1).
 $\lambda_y = 21,65 < \lambda_{lim} = 25,00$

A prova de flambagem não é necessária para a deflexão na direção y, de acordo com a norma DIN EN 1992-1-1, 5.8.3.1(1).
 $\lambda_z = 17,32 < \lambda_{lim} = 25,00$

Flexão

Seção 6.1

Verificação da capacidade de suporte de força normal e de flexão

Ek	x [m]	NEd [kN]	MEdy [kNm]	MEdz [kNm]	As1 [cm ²]
1	1.	25-29524.02787	.31 *	-1265.62	32.28

Área total de aço Como = 129.11 cm²
 *: levando em consideração a excentricidade mínima de acordo com a seção 6.1(4))

Seleção de reforço

Reforço longitudinal

Camada	Ct.	ds [mm]	As,vorh [cm ²]
por lado	4 Ø	40	50.27

Reforço de cisalhamento

Camada	ds [mm]	Espaçamento [cm]
Grilhões	12	15

Dada a área de aço Co = 201.06 cm²
 Dado Grau de reforço $\rho = 2.51$ %

Cargas de suporte

Carga. Cargas de suporte

Sup.	Fx,k [kN]	Fz,k [kN]	Fy,k [kN]	Meu,k [kNm]	Mz,k [kNm]
Carga Gk					
A	15619.12	0.00	0.00	0.00	0.00
B	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Carga Qk.Ap_y					
A	0.00	0.00	750.00	0.00	0.00
B	0.00	0.00	250.00	0.00	0.00
Carga Qk.N					
A	5625.47	0.00	0.00	0.00	0.00
B	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Carga Qk.Ap_z					
A	0.00	375.00	0.00	0.00	0.00
B	0.00	125.00	0.00	0.00	0.00

Cal. Cargas de suporte

Sup.	Fx,d [kN]	Fz,d [kN]	Fy,d [kN]	Meu,d [kNm]	Mz,d [kNm]
Pente. 1					
A	29524.02	0.00	1012.50	0.00	0.00
B	0.00	0.00	337.50	0.00	0.00
Pente. 5					
A	15619.12	375.00	750.00	0.00	0.00
B	0.00	125.00	250.00	0.00	0.00

Resumo

Provas (GZT)

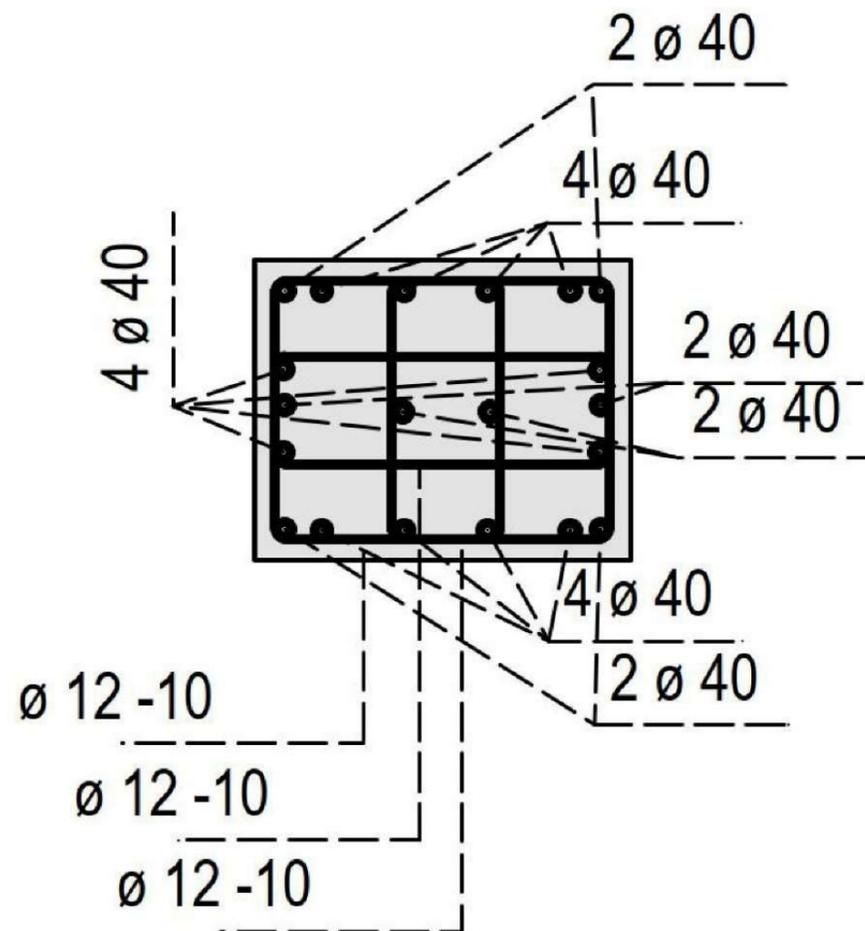
Resumo das provas

Provas no estado limite da capacidade de carga

Prova	η [-]
Classes de exposição	OK
Estabilidade	OK
Flexão	OK
Seleção de reforço	OK

me-y/veer/veer2023 - Copyright 2023 - All AEC Software GmbH

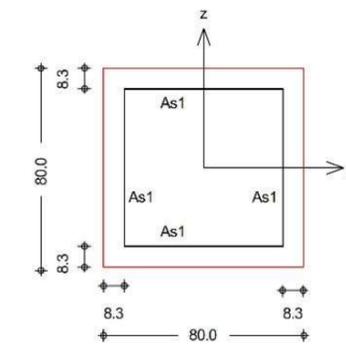
Seleção de reforço:



Pos. 130 Coluna central - área Esplananda

Escolha da área Esplananda da seção transversal

Sistema 1992-1-1 Coluna de pêndulo feita de concreto reforçado de acordo com a norma DIN EN
Material / Seção transversal Valores de material e seção transversal de acordo com a DIN EN 1992-1-1:2011-01
Gráfico Gráfico de seção transversal
M 1:25



Seleção de reforço

Reforço longitudinal

Reforço cruzado

Camada	Qty.	ds [mm]	As, vorh [cm ²]
Por	local 4 \varnothing	32	32.17
Camada		ds [mm]	espaçamento
Manilha		12	15
determinada área de aço	Como =	128.68	cm ²
determinado grau de reforço	ρ =	2.01	%

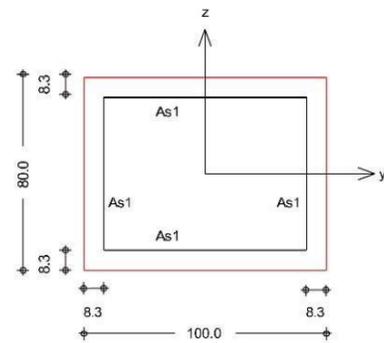
Pos. 230 Coluna central - Área do edifício cultural

Escolha da seção transversal Área de construção cultural

Sistema Coluna pendular de concreto armado de acordo com a norma DIN EN 1992-1-1
 Material / Seção transversal Valores de material e seção transversal de acordo com a norma DIN EN 1992-1-1:2011-01

Gráfico Gráfico de seção transversal

M 1:25



Seleção de reforço

Reforço longitudinal	Camada	Qtd.	ds [mm]	As,vorh [cm ²]
	por site	4 Ø	32	32.17

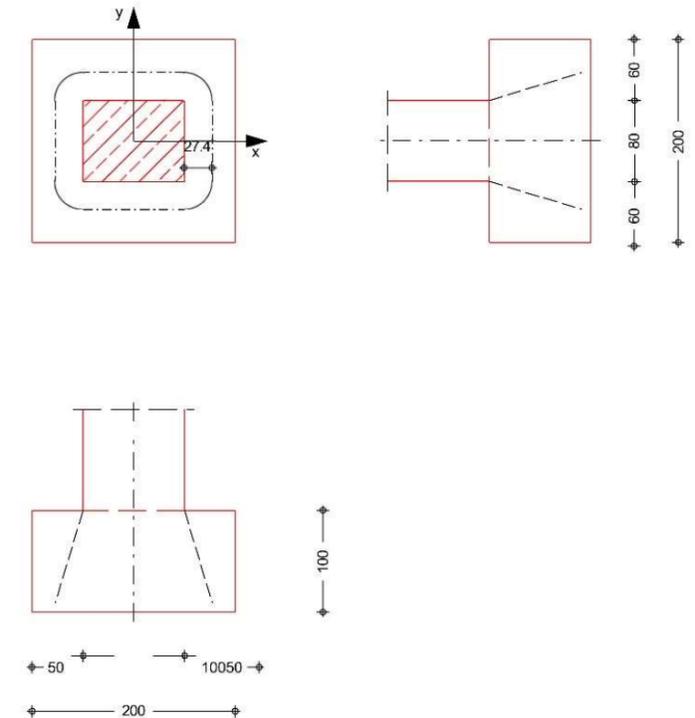
Reforço cruzado	Camada	ds [mm]	Espaçamento [cm]
	Manilha	12	15

determinada área de aço	Como =	128.68	cm ²
determinado grau de reforço	ρ =	1.61	%

Pos. 031 Estaca com capa de perfuração à prova de cisalhamento Suporte

Sistema Coluna interna, fundação sem aberturas

M 1:60



Fundação	Espessura	h =	100.00	cm	
	Dimensões	b _x =	200.00	cm	
		b _y =	200.00	cm	
	Espaçamento entre eixos	d' _x / d' _y =	7.00 / 10.00	cm	
	Altura útil estática média	d =	91.50	cm	
Coluna retangular	Largura	c _x =	100.00	cm	
	Altura	c _y =	80.00	cm	
	Distância crítica do corte redondo - (determinado iterativamente)	Corte de coluna	a _{crit} = 0,30 d =	27.45	cm
	superfície crítica	A _{crit} =	20249	cm ²	

Cargas Cargas de acordo com a norma DIN EN 1990:2010-12

G_k **Peso morto**
 Q_{k,N} **Cargas constantes**
 Cargas vivas
 Categoria E - Armazéns

Cargas	Einwirkung	F _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
G _k		15650.00	0.00	0.00

me-viewer Versão 2020 - Copyright 2020 - me-REC Software GmbH

Carga	F_z [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]
Qk.N	5650.00	0.00	0.00

Combinacões
Formação de combinações de acordo com a norma DIN EN 1990 Representação das combinações determinantes

Ek	$\Sigma (\gamma * \psi * E W)$
2	1,35*Gk + 1,50*Qk.N

permanente/temporário

Seção transversal
Concreto armado

Valores dos materiais de acordo com a norma DIN EN 1992-1-1:2011-01

Material	f_{yk} [N/mm ²]	f_{ck} [N/mm ²]	E [N/mm ²]
C 50/60		50.0	37000
B 500SA	500.0		200000

Dimensionamento (GZT)
de acordo com a norma DIN EN 1992-1-1, 6.4 e DIBt (11/19)
Aprovação técnica europeia ETA-13/0151

Valor de dimensionamento Força de cisalhamento $V_{Ed} = 29603$ kN
Pressão inferior $\sigma_{gd} = 7400.6$ kN/m²
Redução da força de cisalhamento $V_{Ed,ver} = 14617$ kN

Fator de ampliação de carga para cargas excêntricas de acordo com 6.4.3(6), Bild 6.21N $\beta = 1.10$ -
char. Pré-valor $CRk,c = 0.15$ -
Coeficiente de influência Espessura da laje $k = 1.47$ -

selecionado Barra de aço como adição para as direções x e y
28 $\phi 28$ / 7,5 cm
espaçamento mínimo $p_{or} / b_x = 2.00 / 2.00$ m

Reforço longitudinal médio $\rho_l = 0.90$ %

Prova

Redond	Spa.	u	v_{Ed}	$v_{Rd,c}$	$v_{Rd,max}$
O	[cm]	[m]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
cortar	27.5	5.32	3.300 ≤	3.477	
Ucrit			3.300 ≤		4.867

Não é necessário reforço de cisalhamento por perfuração!

Reforço mínimo NCI Zu 6.4.5 para garantir a capacidade de suporte da força de cisalhamento

Lado da placa	Direção	η	$m_{Ed,vermelho}$ [kNm/m]	min_{as} [cm ² /m]	a ser aplicado Largura
Top*	x	0.125	2960.25	75.73	$b_y = 0,3 l_y$
	y	0.125	2960.25	78.92	$b_x = 0,3 l_x$
Parte inferior	x	0.000	0.00	0.00	-

informação da placa oposto à superfície de aplicação da carga

Pos. 040 **Viga - longitudinal no suporte da borda, H =135**

Sistema
Viga de múltiplos vãos
Sistema

M 1:100

M 1:100

Ver

Dimensões da seção transversal

Cam	l [m]	Material	b/h [cm]
1-2	5.00	C 45/55	50.0/135.0

Classes de exposição
XC4, XD3 e XF3

Gráfico de seção transversal

M 1:15

Suporte

Sup.	x [m]	b [cm]	Tipo	KT_z [kN/m]
A	0.00	100.0	Concreto	festa

Sup.	x [m]	b [cm]	Tipo	KT _z [kN/m]
B	5.00	100.0	Concreto	feita
C	10.00	100.0	Concreto	feita

Cargas

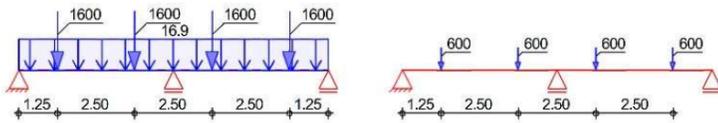
Cargas no sistema

Gráficos

Gráficos de carga (baseados em influência)

Cargas

Gk Qk.N



Cargas lineares na direção z

Campo	Com.	a [m]	s [m]	qli [kN/m]	qre [kN/m]
1	Peso morto	0.00	10.00		16.88

Cargas pontuais na direção z

Campo	Com.	a [m]	Fz [kN]
1		1.25	1600.00
1		3.75	1600.00
2		1.25	1600.00
2		3.75	1600.00
1		1.25	600.00
1		3.75	600.00
2		1.25	600.00
2		3.75	600.00

Carga. Forças internas

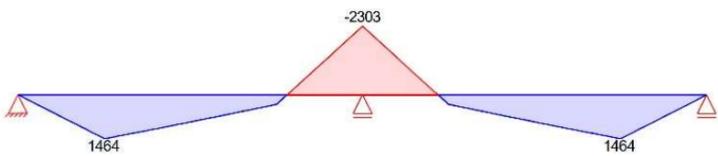
característica Forças internas

Gráfico

Forças internas (por carga)

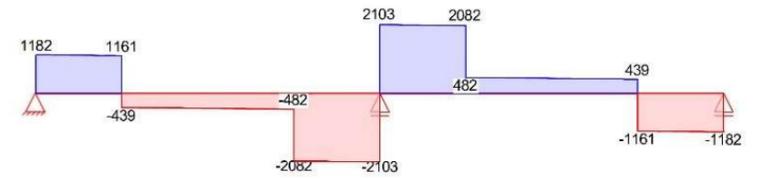
Carga Gk

Torção M_{y,k}[kNm]

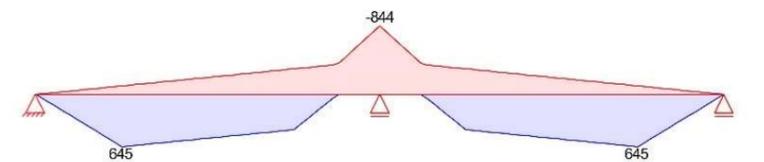


Carga Qk.N

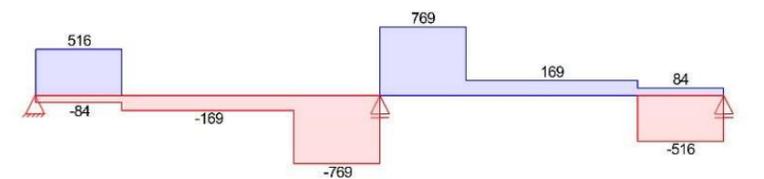
Força de cisalhamento Vz,k[kN]



Torção M_{y,k}[kNm]



Força de cisalhamento Vz,k[kN]



Combinações

de acordo com as normas DIN EN 1992-1-1 e DIN EN 1990

permanente/temporário

Ek	Σ (γ*ψ*EW)
1	1,00*Gk
2	1,35*Gk +1,50*Qk.N (1)
3	1,00*Gk +1,50*Qk.N (2)
4	1,35*Gk +1,50*Qk.N (1,2)
5	1,00*Gk +1,50*Qk.N (1)
6	1,35*Gk +1,50*Qk.N (2)

st./vor. Cargas de apoio

Ek	Σ (γ*ψ*EW)
7	1,00*Gk +1,50*Qk.N (1,2)
8	1,35*Gk +1,50*Qk.N (1)
9	1,00*Gk
10	1,35*Gk +1,50*Qk.N (1,2)
11	1,00*Gk +1,50*Qk.N (1)

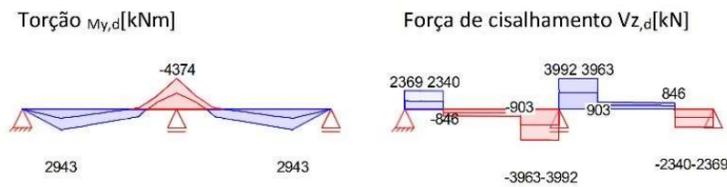
mb-Viewer Version 2023 - Copyright 2022 - mb-AEC Software GmbH

Dimensionamento de forças internas Dimensionamento de forças internas

Gráfico

Forças internas (de fechamento)

Combinações



Material / Seção transversal

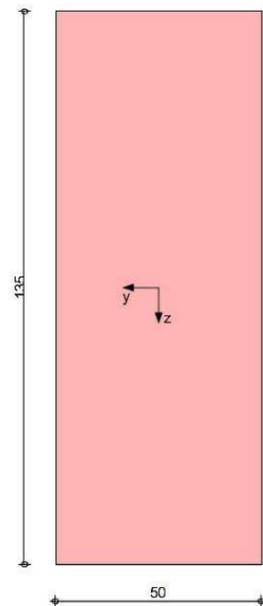
Valores de material e seção de acordo com a norma DIN EN 1992-1-1:2011-01

Material

Material	f_{yk} [N/mm ²]	f_{ck} [N/mm ²]	E [N/mm ²]
C 45/55		45	36000
B 500SA	500		200000

Gráfico

Gráfico da seção transversal [cm]



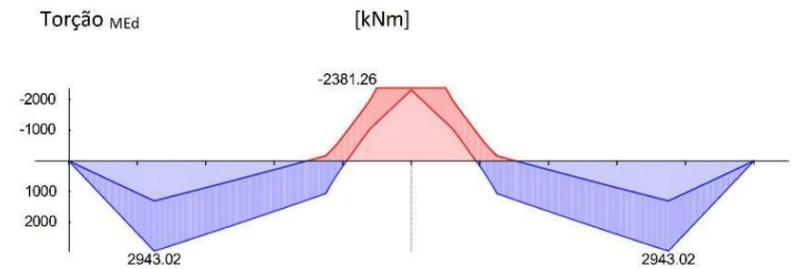
Dimensionamento (GZT)
1992-1-1:2011-01

Torção mínima 5.3.2.2(3)

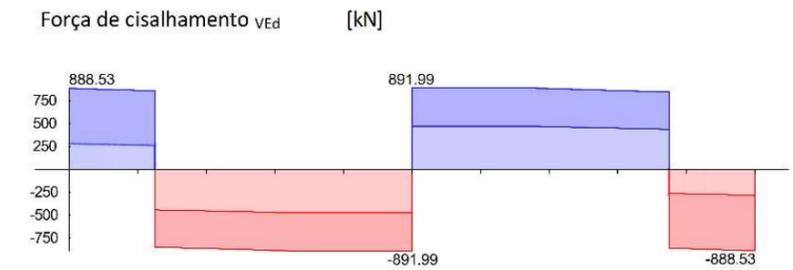
para a condição limite de resistência máxima de acordo com a norma DIN EN

Combinat.	Sup.	min Ml [kNm]	max Ml [kNm]	min Sr. [kNm]	máximo Sr. [kNm]
Pente básico.	B	-2324.22	0.00	-2324.22	0.00

Combinação de bases
M 1:90



Combinação de bases
M 1:90



Flexão

Seção 6.1

Campo 1

Campo 2

Dimensionamento para tensão de flexão

x	Ek	Myd,o Myd,u [kNm]	x/do x/du	zo zu [cm]	Como, o As,u [cm ²]	Como, o, erf As,u,erf [cm ²]
<i>(L = 5,00 m)</i>						
0.00	1	-	-	-	-	13.07e
	1	-	2.9E-4	124.8	-	57.64q
0.50a	3	525.43	-	-	-	13.07e
	2	1181.48	0.086	120.7	21.44	57.64q
1.25*	3	1305.66	-	-	-	13.07e
	2	2943.02	0.200	114.5	57.64	57.64q
4.50a	4	-2381.26	0.155	118.0	44.75	44.75
	1	-1253.48	-	-	-	14.41f
5.00	4	-2381.26	0.155	118.0	44.75	44.75
	1	-2302.73	-	-	-	-
<i>(L = 5,00 m)</i>						
0.00	4	-2381.26	0.155	118.0	44.75	44.75
	1	-2302.73	-	-	-	-
0.50a	4	-2381.26	0.155	118.0	44.75	44.75
	1	-1253.48	-	-	-	14.41f
3.67	5	1258.44	-	-	-	13.07e
	6	2882.95	0.195	114.7	56.30	57.64q
3.75*	5	1305.66	-	-	-	13.07e
	6	2943.02	0.200	114.5	57.64	57.64q
4.50a	5	525.43	-	-	-	13.07e
	6	1181.48	0.086	120.7	21.44	57.64q
5.00	1	-	-	-	-	13.07e
	1	-	2.8E-4	124.8	-	57.64q

a: Borda de suporte
*: Torção máxima do campo
e: Fixação do suporte final de acordo com 9.2.1.2(1)
f: Reforço de campo prolongado de acordo com a seção

9.2.1.4(1), 9.3.1.2(1) q: de VEd em suporte final de acordo com a seção 9.2.1.4(2)

Força de cisalhamento
Seção 6.2

Dimensionamento da tensão da força de cisalhamento

x [m]	Ek	V _{Ed} [kN]	θ [°]	VR _{d,max} [kN]	VR _{d,c} [kN]	asw,erf [cm ² /m]
<i>(L = 5,00 m)</i>						
0.00	2	888.53R	21.0	3592.43	-	-
0.50a	2	877.14R	20.7	3551.50	-	6.26
1.25V	2	860.06R	20.2	3487.03	309.54	6.26
1.75	4	857.74	20.2	3477.98	309.54	6.45
3.25V	4	891.99	21.1	3604.53	309.54	7.04
4.50a	4	891.99R	27.3	4422.70	-	7.04
5.00	4	891.99R	27.4	4435.36	-	-
<i>(L = 5,00 m)</i>						
0.00	4	891.99R	27.4	4435.36	-	-
0.50a	4	891.99R	27.3	4422.70	-	7.04
1.75V	4	891.99	21.1	3604.53	309.54	7.04
3.25	4	857.74	20.2	3477.98	309.54	6.45
3.75v	6	860.06R	20.2	3487.03	309.54	6.49
4.50a	6	877.14R	20.7	3551.50	-	6.26
5.00	6	888.53R	21.0	3592.43	-	-

a: Borda de
v: Distância d da borda do suporte
R: Força de cisalhamento reduzida

Observação

Em desvio da norma DIN EN 1992-1-1, 6.2.1(8), o dimensionamento da força de cisalhamento não é realizado na distância d da borda do suporte nos seguintes suportes:

Sup.	Local	Motivo
A	certo	Mudança de sinal da força de cisalhamento em d
C	esquerda	Mudança de sinal da força de cisalhamento em d

Seleção de reforço

Reforço longitudinal inferior

Campo	escolhido	Como [cm ²]	a [m]	l [m]	l _{bd,l} [m]	l _{bd,r} [m]	Cama da
1	GB 4ø32	32.17	-0.03	10.06	0.53	0.53	1
	2ø25	9.82	-0.01	10.02	0.51	0.51	1
	4ø25	19.63	-0.01	10.02	0.51	0.51	2

(Comprimentos incluindo comprimentos de ancoragem, sem juntas)

Reforço longitudinal superior

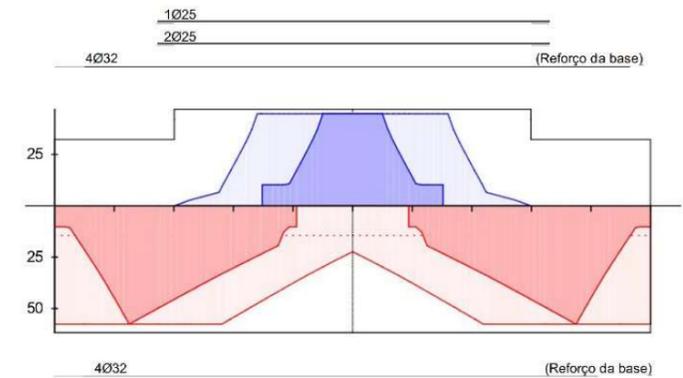
Sup.	escolhido	Como [cm ²]	a [m]	l [m]	l _{bd,l} [m]	l _{bd,r} [m]	Cama da
A	GB 4ø32	32.17	-0.01	10.02	0.51m	0.51m	1
B	2ø25	9.82	-3.30	6.59	0.31m	0.31m	1
	1ø25	4.91	-3.30	6.59	0.31m	0.31m	2

(Comprimentos incluindo comprimentos de ancoragem, sem juntas) m: condições de ligação moderadas

Reforço longitudinal
M 1:105

Como [cm²]

Camada superior
r.2:
Camada 1:

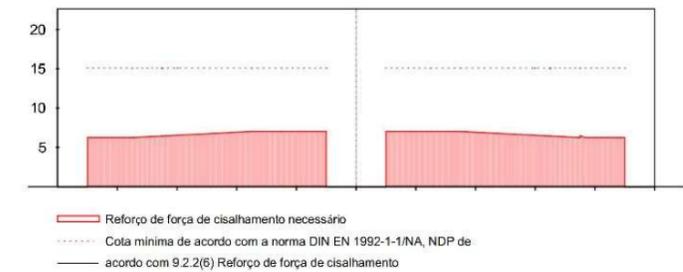


Camada inferior
1:
Camada 2:

Campo	xa [m]	xe [m]	ds [mm]	s [cm]	Corte [-]	asw [cm ² /m]
1	0.00	5.00	ø12	20.0	4	22.62
2	0.00	5.00	ø12	20.0	4	22.62

Reforço de força de cisalhamento (manilha)

M 1:105



Cargas de suporte

Carga. Cargas de apoio

Carga G_k

Carga Q_{k,N}

Cargas de suporte Viga

Característica Cargas de suporte (por carga)

Sup.	F _{z,k,min} [kN]	F _{z,k,max} [kN]
A	1181.64	1181.64
B	4205.47	4205.47
C	1181.64	1181.64
B	A-84.38	515.63
	0.00	1537.50
	C-84.38	515.62

Cal. Cargas de suporte

Dimensionamento das forças de apoio (mínimo/máximo)

Sup.	Fz,d,min [kN]	Fz,d,max [kN]
A	1055.08	2368.65
B	4205.47	7983.63
C	1055.08	2368.65

Combinções básicas

Resumo

Resumo das provas

Provas (GZT)

Provas no estado limite da capacidade de carga

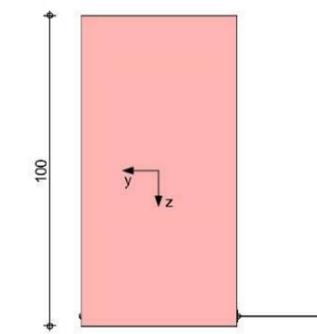
Prova	Ort	η [-]
Classes de exposição	OK	
Flexão	OK	
Força de cisalhamento	OK	
Seleção de reforço	OK	

Pos. **140Viga longitudinal no suporte final, H =105 - área da paisagem**

Escolha da área Esplananda da seção transversal

Material / Seção transversal Valores de material e seção transversal de acordo com a norma DIN EN 1992-1-1:2011-01

Gráfico Gráfico de seção transversal [cm] M 1:20



Seleção de reforço

Longitudinal inferior reforço

Campo	escolhido	Como [cm ²]	a [m]	l [m]	lbd,l [m]	lbd,r [m]	Camada
1	GB 4ø25	19.63	-0.01	10.02	0.41	0.41	1
	3ø25	14.73	-0.01	10.02	0.41	0.41	1
	3ø25	14.73	-0.01	10.02	0.41	0.41	2

(comprimentos incluindo comprimentos de ancoragem, sem juntas)

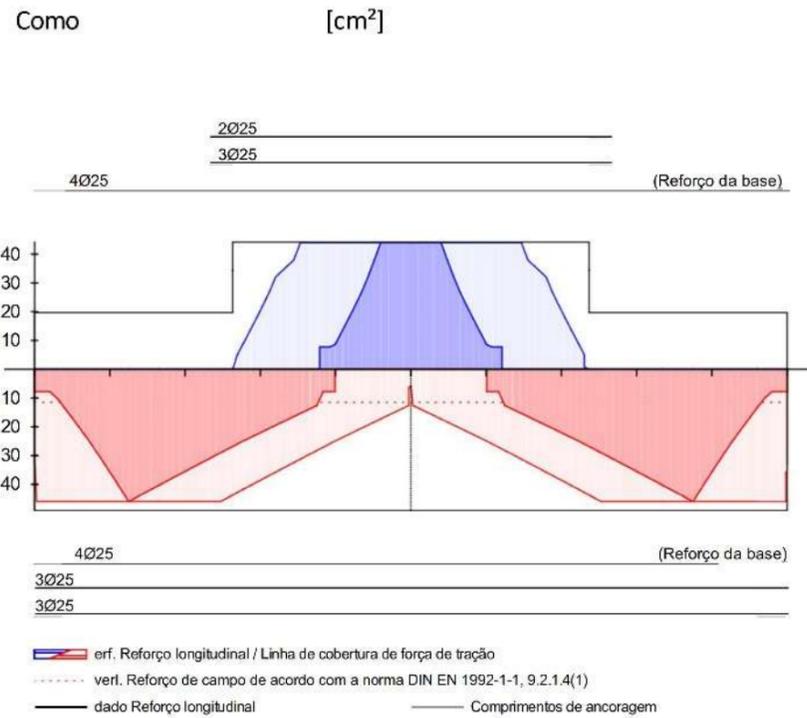
Reforço longitudinal superior

Sup.	escolhido	Como [cm ²]	a [m]	l [m]	lbd,l [m]	lbd,r [m]	Camada
A	GB 4ø25	19.63	-0.01	10.02	0,41m	0,41m	1
B	3ø25	14.73	-2.67	5.35	0,31m	0,31m	1
	2ø25	9.82	-2.67	5.35	0,31m	0,31m	2

(comprimentos incluindo comprimentos de ancoragem, sem juntas)

Reforço longitudinal
M 1:100

Camada superior
r2:
Camada 1:

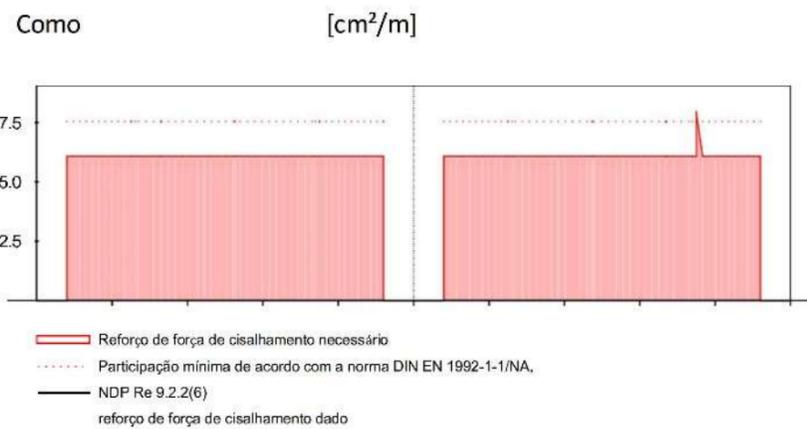


Camada inferior
1:
Camada 2:

Reforço de força de cisalhamento (manilha)

Campo	xa	xe	ds	s	cortar	asw
	[m]	[m]	[mm]	[cm]	[-]	[cm ² /m]
1	0.00	5.00	Ø12	25.0	2	9.05
2	0.00	5.00	Ø12	25.0	2	9.05

Reforço de força de
M 1:100

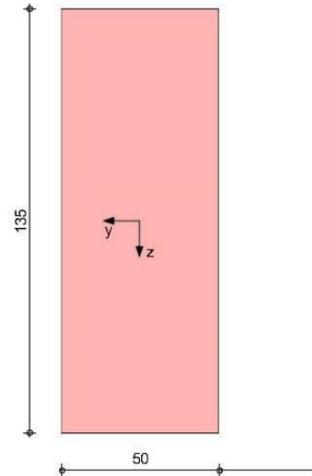


Pos. **240Viga longitudinal no suporte final, H =135 - Cultural Área do**

Escolha da seção transversal Área de construção cultural

Material / Seção transversal Valores de material e seção transversal de acordo com a DIN EN 1992-1-1:2011-01

Gráfico transversal [cm] M 1:20 Gráfico de seção



Seleção de reforço

Longitudinal inferior reforço

Campo	escolhido	Como [cm ²]	a [m]	l [m]	lbd,l [m]	lbd,r [m]	Camada
1	GB 4φ32	32.17	-0.03	10.05	0.53	0.53	1
	2φ25	9.82	-0.01	10.02	0.51	0.51	1
	1φ25	4.91	-0.01	10.02	0.51	0.51	2

(comprimentos incluindo comprimentos de ancoragem, sem juntas)

Reforço longitudinal superior

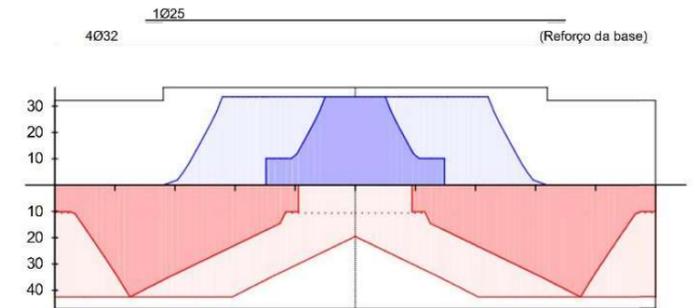
Sup.	escolhido	Como [cm ²]	a [m]	l [m]	lbd,l [m]	lbd,r [m]	Camada
A	GB 4φ32	32.17	-0.01	10.02	0,51m	0,51m	1
B	1φ25	4.91	-3.50	7.00	0,31m	0,31m	1

(comprimentos incluindo comprimentos de ancoragem, sem juntas)

Reforço longitudinal M 1:105

Como [cm²]

Camada superior 1:



Camada inferior 1:



Camada 2:

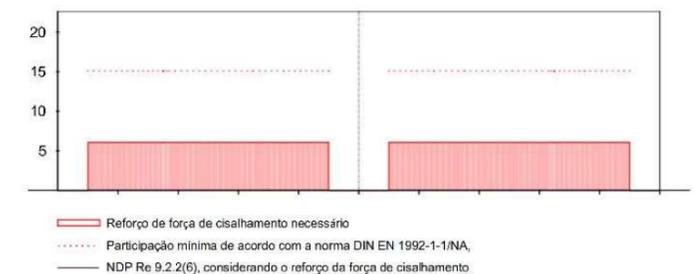
- erf. Reforço longitudinal / Linha de cobertura de força de tração
- verl. Reforço de campo de acordo com a norma DIN EN 1992-1-1, 9.2.1.4(1)
- dado Reforço longitudinal
- Comprimentos de ancoragem

Reforço de força de cisalhamento (manilha)

Cam	xa [m]	xe [m]	ds [mm]	s [cm]	Corte	asw [cm ² /m]
1	0.00	5.00	ø12	20.0	4	22.62
2	0.00	5.00	ø12	20.0	4	22.62

Reforço de força de cisalhamento Asw M 1:105

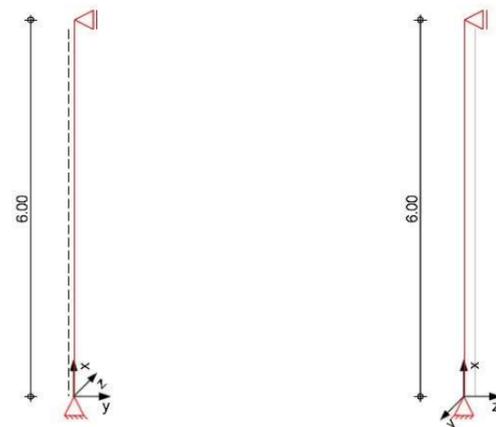
[cm²/m]



Pos. 050 Coluna de borda na parede existente

Sistema Coluna pendular de concreto armado de acordo com a norma DIN EN 1992-1-1

Sistema
M 1:100



Dimensões da seção transversal	I [m]	Material	by/bz [cm]
	6.00	C 70/85	100/50

O sistema é fixo nas direções z e y

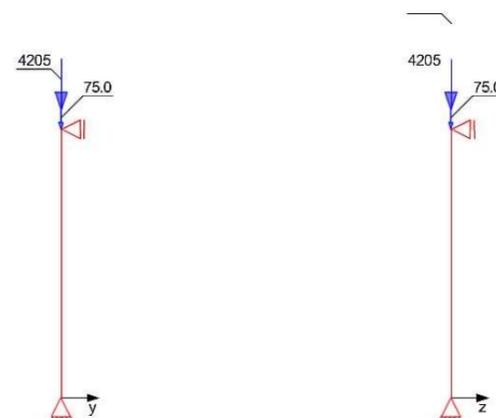
Classes de exposição XC4, XD3 e XF3

Cargas no sistema

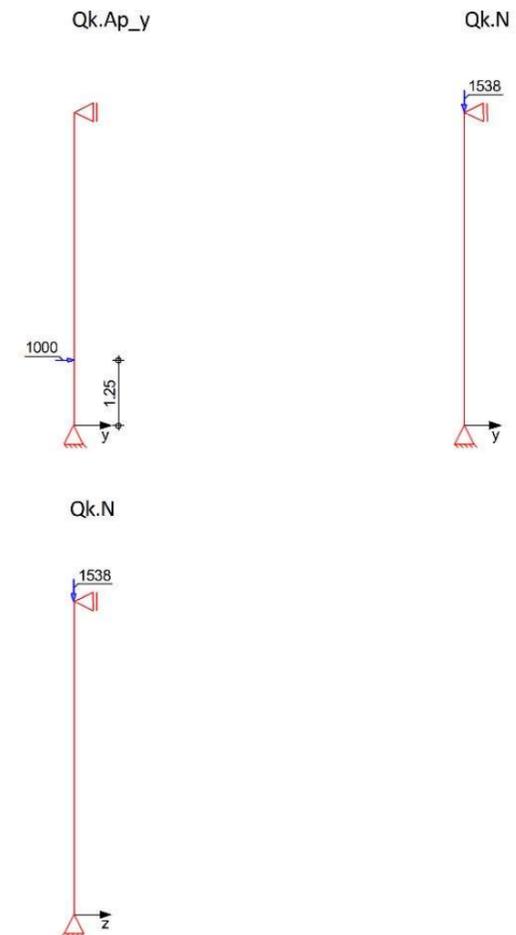
Cargas Gráficos de carga (baseados em influência)

Gráfico Gk Gk

Cargas



mb-Viewer Verão 2023 - Copyright 2022 - mb-NEC Software GmbH



Cargas pontuais na direção x

Carga Gk

Carga Qk.N

(a)

Cargas pontuais na direção y

Carga Qk.Ap_y

Cargas individuais

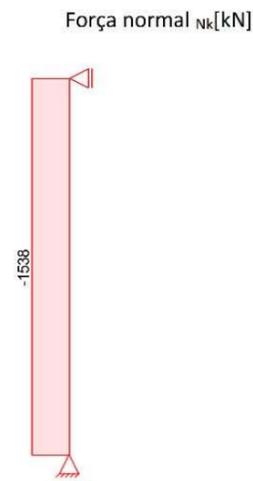
Comunicação.	a [m]	Fx [kN]	ey [cm]	ez [cm]
Peso morto	6.00	75.00		
(a)	6.00	4205.47	0.0	0.0
(a)	6.00	1537.50	0.0	0.0

De Pos. '040', Lager 'B' (página 74)

Cargas individuais

Com.	a [m]	Fy [kN]
	1.25	1000.00

Carga $Q_k.N$



Força de cisalhamento $V_{y,d}$ [kN]



Combinações

Formação de combinações de acordo com a norma DIN EN 1990

	E_k	$\Sigma (\gamma * \psi * E W)$		
permanente/temporário	1	$1,35 * G_k$	$+1,35 * Q_k.A_{p,y}$	$+1,50 * Q_k.N$
	2	$1,35 * G_k$	$+1,00 * Q_k.A_{p,y}$	$+1,50 * Q_k.N$
	3	$1,00 * G_k$	$+1,35 * Q_k.A_{p,y}$	

Material / Seção transversal

Valores de material e seção de acordo com a norma DIN EN 1992-

1-1:2011-01 Material	Material	f_{yk} [N/mm ²]	f_{ck} [N/mm ²]	E [N/mm ²]
	C 70/85		70	41000
	B 500SA	500		200000

Dimensionamento de forças internas Dimensionamento de forças internas

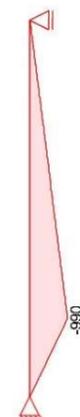
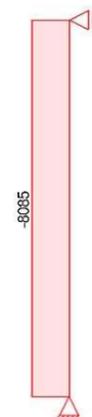
Gráfico

Forças internas (por combinação)

Comb. 2 (GK)

Força normal N_d [kN]

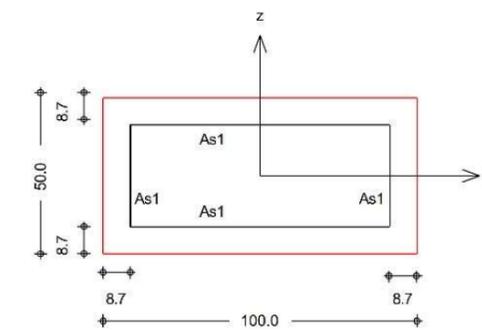
Torção $M_{z,d}$ [kNm]



Gráfico

Gráfico de seção transversal

M 1:20



Dimensionamento (GZT)
1-1:2011-01

para a condição limite de resistência máxima de acordo com a norma DIN EN 1992-

Estabilidade

Prova de resistência à flambagem

Método de cálculo: Procedimento com curvatura nominal

Magreza
Seção 5.8.3.1(1)

Eixo	E_k	l_0 [m]	i [cm]	λ [-]	λ_{lim} [-]
y	2	6.00	14.4	41.6	25.1

mb-Mover Versão 2021 - Copyright 2022 - mb.AEC Software GmbH

Imperfeições
Sect. 5.2(7)

Eixo	Ek	l ₀ [m]	i [cm]	λ	λ _{lim} [-]
z	2	6.00	28.9	20.8	25.1

α _h [-]	1/θ _{iz} [1/rad]	1/θ _{iy} [1/rad]	e _{iz} [cm]	e _{iy} [cm]
0.816	245	245	1.22	1.22

Fator de curvatura c = 10

Teoria II. Ordem
Seção 5.8.8.3

Ek	K _r [-]	K _{1y} [-]	1/r _y [1/m]	e _z [cm]
2	0.99	1.00	1.16E-2	4.16

Dimensionamento de forças internas
Comb. 2 (GK)

x [m]	M _{0Edy} [kNm]	M _{2y} [kNm]	M _{Edy} [kNm]
6.00	99.02	0.00	99.02
3.00	99.02	336.34	435.36
0.00	99.02	0.00	99.02

A prova de flambagem não é necessária para a deflexão na direção z, de acordo com a norma DIN EN 1992-1-1, 5.8.3.1(1)
λ_z = 20,78 < λ_{lim} = 25,06

Flexão
Seção 6.1

Verificação da capacidade de suporte de força normal e de flexão

Ek	x [m]	N _{Ed} [kN]	M _{Edy} [kNm]	M _{Edz} [kNm]	A _{s1} [cm ²]
2	3.	00-8084.88	435.36	-989.58	6.97M

Área total de aço Como = 27.89 cm²
M: Reforço mínimo para suporte

Seleção de reforço

Reforço longitudinal

Camada	Ct.	d _s [mm]	A _{s,vorh} [cm ²]
por lado	3 Ø	40	37.70

Reforço de cisalhamento

Camada	d _s [mm]	Espaçamento [cm]
Grilhões	12	15

Dada a área de aço Como = 150.80 cm²
Dado Grau de reforço ρ = 3.02 %

Cargas de suporte

Carga. Cargas de suporte

Sup.	F _{x,k} [kN]	F _{z,k} [kN]	F _{y,k} [kN]	M _{eu,k} [kNm]	M _{z,k} [kNm]
------	--------------------------	--------------------------	--------------------------	----------------------------	---------------------------

Carga G_k

A	4280.47	0.00	0.00	0.00	0.00
B	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Carga Q_k. A_{p_y}

A	0.00	0.00	791.67	0.00	0.00
---	------	------	--------	------	------

	Sup.	F _{x,k} [kN]	F _{z,k} [kN]	F _{y,k} [kN]	M _{eu,k} [kNm]	M _{z,k} [kNm]
Carga Q _{k,N}	B	0.00	0.00	208.33	0.00	0.00
	A	1537.50	0.00	0.00	0.00	0.00
	B	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Cal. Cargas de suporte

	Sup.	F _{x,d} [kN]	F _{z,d} [kN]	F _{y,d} [kN]	M _{eu,d} [kNm]	M _{z,d} [kNm]
Pente. 2	A	8084.88	0.00	791.67	0.00	0.00
	B	0.00	0.00	208.33	0.00	0.00

Resumo

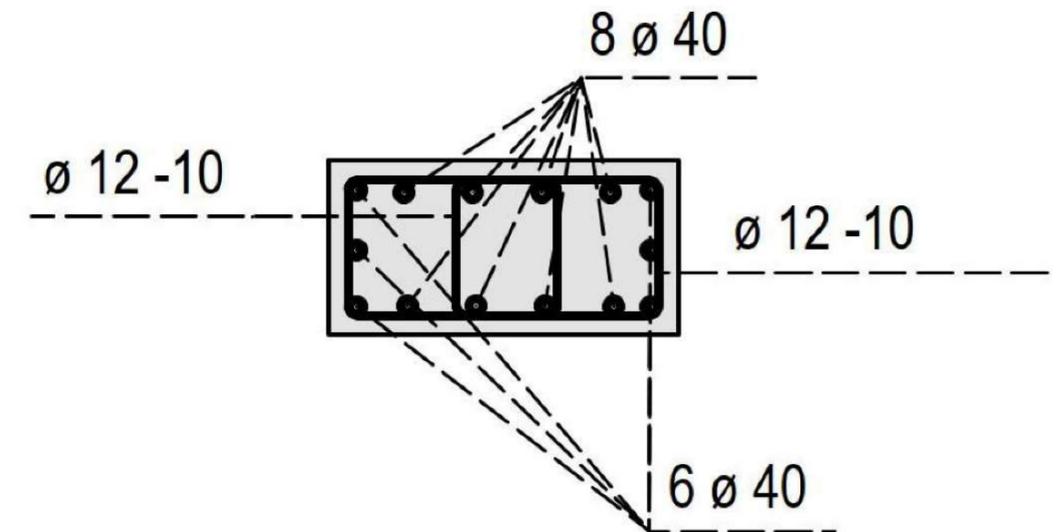
Resumo das provas

Provas (GZT)

Provas no estado limite da capacidade de carga

Prova	η [-]
Classes de exposição	OK
Estabilidade	OK
Flexão	OK
Seleção de reforço	OK

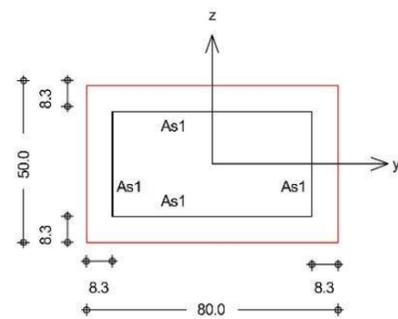
Seleção de reforço:



Pos. 150 Coluna na parede existente - área Esplananda

Escolha da área Esplananda da seção transversal

Sistema 1992-1-1 Coluna de pêndulo feita de concreto reforçado de acordo com a norma DIN EN 1992-1-1
Material / Seção transversal Valores de material e seção transversal de acordo com a DIN EN 1992-1-1:2011-01
Gráfico Gráfico de seção transversal
M 1:20



Seleção de reforço

Reforço longitudinal	Camada	Qty.	ds [mm]	As, vorh [cm ²]
	Por site	3 Ø	32	24.13

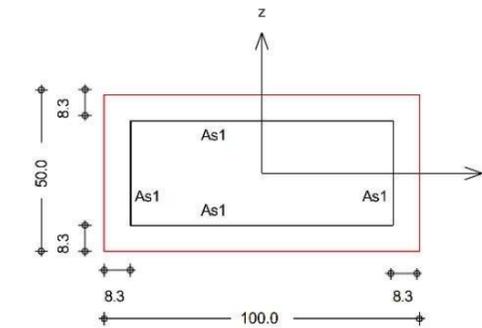
Reforço cruzado	Camada	ds [mm]	Espaçamento [cm]
	Manilha	12	15

determinada área de aço	Como =	96.51	cm ²
determinado grau de reforço	ρ =	2.41	%

Pos. 250 Coluna na parede existente -Área do edifício cultural

Escolha da seção transversal Área de construção cultural

Sistema Coluna pendular de concreto armado de acordo com a norma DIN EN 1992-1-1
Material / Seção transversal Valores de material e seção transversal de acordo com a DIN EN 1992-1-1:2011-01
Gráfico Gráfico de seção transversal
M 1:20



Seleção de reforço

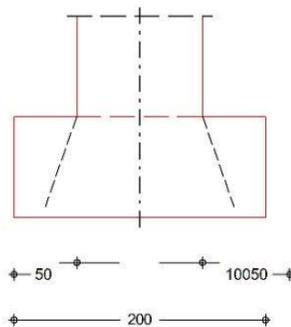
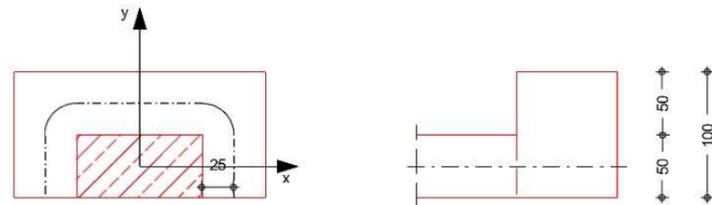
Reforço longitudinal	Camada	Qty.	ds [mm]	As, vorh [cm ²]
	por site	3 Ø	32	24.13

Reforço cruzado	Camada	ds [mm]	Espaçamento [cm]
	Manilha	12	15

determinada área de aço	Como =	96.51	cm ²
determinado grau de reforço	ρ =	1.93	%

Pos. 051 Coluna de borda à prova de cisalhamento com estacas na parede existente

Sistema Coluna de borda, fundação sem aberturas M 1:50



Fundação	Espessura	h =	80.00	cm
	Dimensões	bx =	200.00	cm
		por =	100.00	cm
	Espaçamento entre eixos	d'x/ d'y =	7.00 /	10.00
	altura útil estática média	d =	71.50	cm
Coluna retangular	Largura	cx =	100.00	cm
	Altura	cy =	50.00	cm
	Distância até a borda livre	ay =	0.00	cm
	Distância crítica do corte redondo - (determinado iterativamente)	Corte de coluna	acrit = 0,35 d =	25.03
	área crítica	Acrit =	10989	cm ²
Cargas	Cargas de acordo com a norma DIN EN 1990:2010-12			
Gk	Peso morto			
Qk.N	Cargas constantes			
	Cargas vivas			
	Categoria E - Armazéns			
Cargas	Carga	Fz[kN]	Mx[kNm]	My[kNm]
	Gk	4300.00	0.00	0.00
	Qk.N	1550.00	0.00	0.00

Combinções

Formação de combinações de acordo com a norma DIN EN 1990 Representação das combinações determinantes

Ek	$\Sigma (\gamma \cdot \psi \cdot EW)$	
permanente/temporário	2	1,35*Gk +1,50*Qk.N

Seção transversal

Valores dos materiais de acordo com a norma DIN EN 1992-1-1:2011-01

Material	fyk [N/mm ²]	fck [N/mm ²]	E [N/mm ²]
C 45/55		45.0	36000
B 500SA	500.0		200000

Dimensionamento (GZT)

De acordo com a norma DIN EN 1992-1-1, 6.4 e DIBt

Aprovação técnica europeia ETA-12/0454 (12/21)

Valor de dimensionamento Força de cisalhamento	vEd =	8130.0	kN
Pressão inferior	ogd =	4065.0	kN/m ²
Redução da força de cisalhamento	vEd,ver melho =	3663.1	kN
Fator de ampliação de carga para cargas excêntricas			
De acordo com 6.4.3(6), Pic. 6.21N	β =	1.40	-
char. Pré-valor	CRk,c =	0.15	-
Coefficiente de influência Espessura da laje	k =	1.53	-

selecionado

Barra de aço como complemento

na direção x	15 ϕ 20 / 7,5 cm	asx =	41.89	cm ² /m
na direção y	28 ϕ 20 / 7,5 cm	asy =	41.89	cm ² /m
min. Largura de assentamento por / bx	=	1.00 /	2.00	m

Grau médio de reforço longitudinal	ρl =	0.59	%
------------------------------------	------	------	---

Prova

Redond	Espaçamento	u	vEd	vRd,c	vRd,max
0					

#A seção circular crítica está parcialmente fora da fundação. Para o perímetro, apenas as seções que estão dentro da fundação são aplicadas.

Não é necessário reforço de cisalhamento por perfuração!

Reforço mínimo NCI Zu 6.4.5

para garantir a capacidade de suporte da força de cisalhamento

Placa local	Direção	η [-]	mEd, vermelho [kNm/m]	min as [cm ² /m]	a ser aplicado Largura
Superior*	x	0.250	1693.75	55.42	by=0,15 ly
	y	0.125	846.88	27.53	por m de largura
Parte inferior	x	0.000	0.00	0.00	-
	y	0.125	846.88	27.53	por m de largura

*: lado da placa oposto à superfície de aplicação da carga

mb-Viewer Version 2020 - Copyright 2020 - mb AEC Software GmbH

SISTEMA ESTRUTURAL DOS EDIFÍCIOS

Dois sistemas estruturais diferenciados, um para o edifício cultural e outro para o edifício comercial, foram propostos e analisados separadamente.

Os sistemas estruturais adotados tiveram como fundamento a busca de uma maior otimização estrutural com a adoção de materiais de melhor performance frente às cargas, usos, vãos e condições de contorno particulares a cada edifício, norteados pelo partido arquitetônico e intenção de projeto dos arquitetos.

SISTEMA ESTRUTURAL EDIFÍCIO COMERCIAL

Uma solução estrutural preliminar é proposta, com base principalmente em uma estrutura de madeira engenheirada e lajes compostas de concreto CLT, de acordo com o partido de arquitetura e com a intenção de se obter uma estrutura de maior índice de sustentabilidade.

Todos os pilares na parte externa do edifício ou no nível do estacionamento devem ser executados em concreto armado.

A direção principal da construção da viga é definida paralelamente à direção da via principal. As paredes de cisalhamento principais também são definidas nessa direção. Para garantir a estabilidade, uma terceira parede de cisalhamento será incluída perpendicularmente à direção principal. Essas paredes de cisalhamento consistem em um sistema de estrutura de aço com pilares, vigas e contraventamentos transversais de aço com revestimento térmico. A cobertura desse edifício será uma extensa cobertura verde não acessível. As rampas e as áreas ao redor são acessíveis para pessoas, com algumas áreas em balanço restritas.

SISTEMA ESTRUTURAL EDIFÍCIO CULTURAL

O edifício cultural compreende três áreas que são estudadas de forma independente:

- áreas multiuso
- o teatro
- o átrio

Mantendo os mesmos princípios:

- A direção principal das vigas é planejada paralelamente à estrada principal.
- As paredes de contorno devem ser realizadas em um sistema de estrutura de aço com
- pilares, vigas e contraventamentos transversais de aço com revestimento térmico.
- Da mesma forma, os pilares colocados em áreas externas devem ser de concreto, embora possam ser revestidos.

A cobertura oferece uma área aberta para pedestres, cuja estrutura é sustentada por vigas de madeira engenheirada reforçadas perpendicularmente com vigas de aço em intervalos de aproximadamente 6,0 m..

ÁREAS EDIFÍCIO CULTURAL

ÁREA MULTIUSO

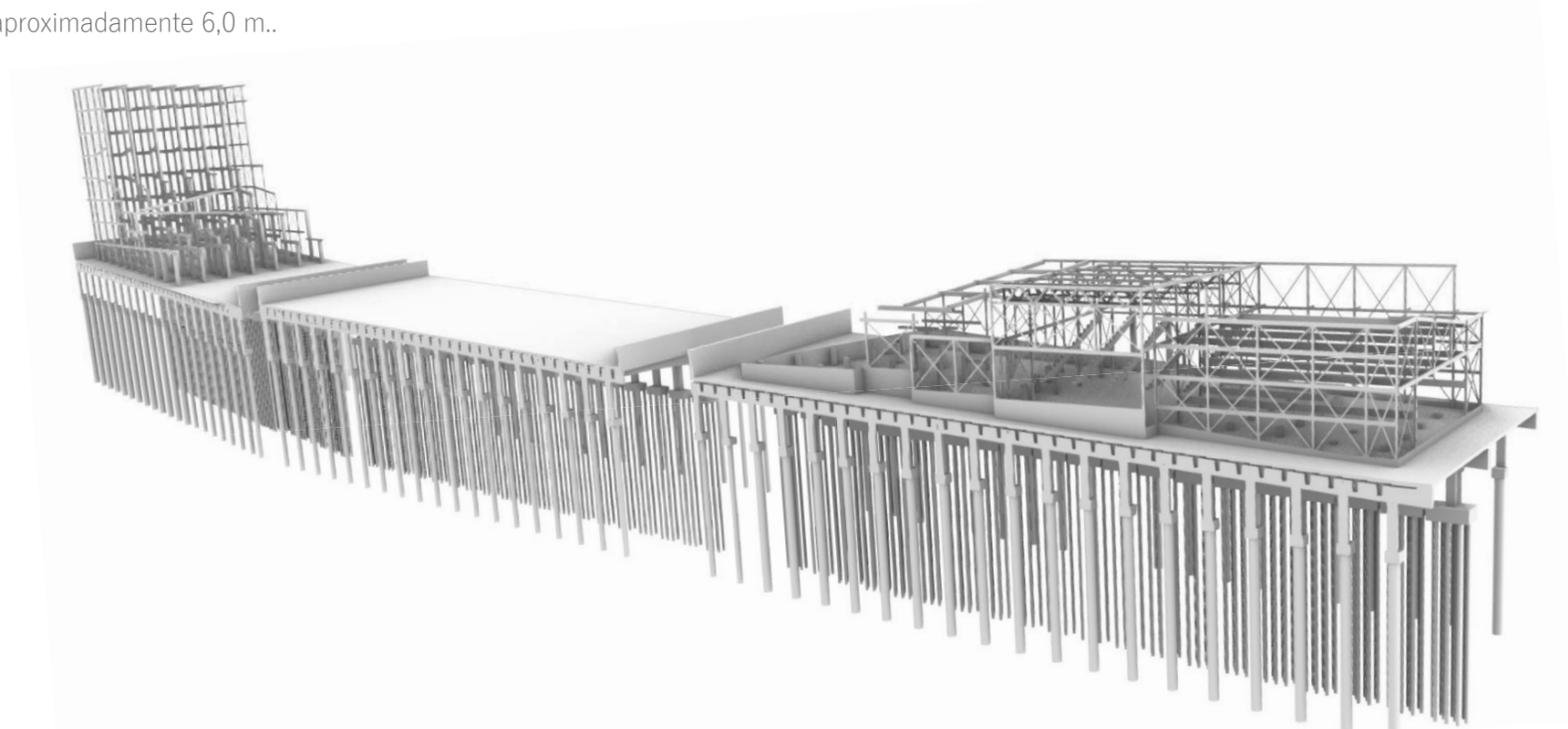
Essa parte do edifício cultural é composta de diferentes andares com um terraço acessível. Semelhante ao edifício comercial, é proposta uma estrutura de madeira laminada cruzada combinada com lajes compostas de concreto CLT.

TEATRO

Devido ao vão entre as paredes laterais (aprox. 20 m), são necessárias treliças de aço para suportar as forças de ação e o peso do cobertura. A arquibancada pode ser construída em madeira laminada cruzada com vãos de cerca de 5,0 m, sustentada por uma estrutura CLT.

ÁTRIO

O átrio se estende sob rampas acessíveis a pedestres e sua estrutura é feita de pilares de concreto ou madeira e lajes compostas de concreto CLT para algumas áreas internas.



PRESSUPOSTOS DE CARGA

CARGAS PERMANENTES

PESO ESPECÍFICO

O peso próprio é implementado diretamente pelo software FE por meio da área e do peso específico da seção transversal.

O peso específico assumido é:

$\gamma_s = 4,6 \text{ kN/m}^2$ (madeira)

$\gamma_s = 78,5 \text{ kN/m}^2$ (aço)

CARGAS PERMANENTES SUPERIMPOSTAS

Para simular o peso próprio dos elementos não estruturais, são assumidas as seguintes cargas:

Cargas permanentes Terraço: $7,0 \text{ kN/m}^2$

Cargas permanentes Compósito CLT-concreto com revestimento de piso: $5,0 - 6,5 \text{ kN/m}^2$

CARGAS DINÂMICAS

De acordo com a norma brasileira NBR 6120:2019, são mostradas as cargas necessárias para uma cobertura leve, não destinada à permanência humana.

Edifício comercial

Piso	Área [m ²]	Descrição do uso	Use a classificação	q_k [kN/m ²]
7F	750	Sede empresas / escritórios da cultura oriental	Edifícios corporativos ou escritórios. Salas de uso geral	2,5
6F	750	Embaixada / serviços do governo	Edifícios corporativos ou escritórios. Salas de uso geral	2,5

5F	750	Open Kitchens - Estúdio para gravação de programas gastronômicos	Cozinha	3,0
4F	700	Cursos/escola de gastronomia	Escolas, sala de aula	3,0
3F	700	Restaurantes com vista para a cidade/esplanada	Restaurantes, salão	3,0
2F	1200	Shopping com lojas âncoras da cultura oriental MUJI e UNIQLO	centros comerciais, circulações e lojas em geral	4,0
1F	1300	Mercado e restaurantes orientais com varandas e vista para a praça	Lojas, praça de alimentação	5,0
GF	850	Mercado com produtos orientais conectados com a praça	Lojas, praça de alimentação	5,0
Terraço	2900	Terraço	Terraço	5,0
			Acessos, corredores	5,0

Edifício Cultural

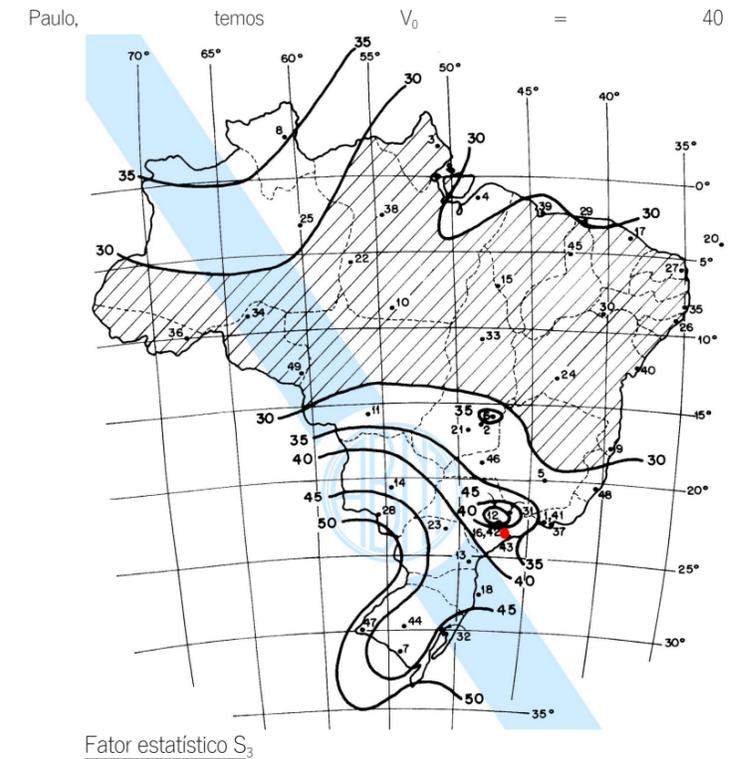
Piso	Área [m ²]	Descrição do uso	Use a classificação	q_k [kN/m ²]
1F	660	Sala multiuso para exposições e eventos	acessos / centros de exposição (acesso exclusivo de pessoas)	5,0
GF-A	200	Restaurante do centro Cultural	Restaurantes, salão	3,0
GF-B	840	Lojas de artigos com design / culturais	centros comerciais, circulações e lojas em geral	4,0
GF-C	700	Auditório comporta 500 lugares	tribunas com assentos fixos	4,0
GF-D	900	Sala multiuso para exposições e eventos	centros de exposição (acesso exclusivo de pessoas)	5,0
BF-B	1200	Anfiteatro: aberto para praça pública	tribunas com assentos móveis	5,0
BF-A	500	Escola de Arts Crafts em Madeira (Convênio com Governo Japonês)	Escolas, sala de aula	3,0

PRESSUPOSTOS DE CARGA

CARGAS DINÂMICAS

CARGAS DE VENTO

A NBR 6123 define a velocidade básica do vento (V_0) como a velocidade do vento em uma rajada de vento de 3 segundos em uma elevação de 10 m com um período de retorno de 50 anos. Para a cidade de São Paulo,



5.2 Fator topográfico, S_1

O fator topográfico S_1 leva em consideração as variações do relevo do terreno e é determinado do seguinte modo:

a) terreno plano ou fracamente acidentado: $S_1 = 1,0$;

Fator S_2

O local é considerado um terreno de categoria IV e classe A (de forma conservadora), conforme abaixo.

"Categoria IV: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada. Exemplos: - zonas de parques e bosques com muitas árvores;

- cidades pequenas e seus arredores;
- subúrbios densamente construídos de grandes cidades;
- áreas industriais plena ou parcialmente desenvolvidas.

A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual a 10 m."

"Classe A: Todas as unidades de vedação, seus elementos de fixação e peças individuais de estruturas sem vedação. Toda edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical não exceda 20 m"

H = 40m Edifício comercial

A pressão do vento é então dada por:

$$V_k = V_0 \times S_1 \times S_2 \times S_3 = 40 \text{ m/s}$$

$$q = 0,613 \times V_k^2 = 980 \text{ N/m}^2 = 0,98 \text{ kN/m}^2$$

Tabela 3 - Valores mínimos do fator estatístico S_3

Grupo	Descrição	S_3
1	Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc.)	1,10
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação	1,00
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.)	0,95
4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc.)	0,88
5	Edificações temporárias. Estruturas dos grupos 1 a 3 durante a construção	0,83

Tabela 2 - Fator S_2

z (m)	Categoria														
	I			II			III			IV			V		
	Classe			Classe			Classe			Classe			Classe		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
≤ 5	1,06	1,04	1,01	0,94	0,92	0,89	0,88	0,86	0,82	0,79	0,76	0,73	0,74	0,72	0,67
10	1,10	1,09	1,06	1,00	0,98	0,95	0,94	0,92	0,88	0,86	0,83	0,80	0,74	0,72	0,67
15	1,13	1,12	1,09	1,04	1,02	0,99	0,98	0,96	0,93	0,90	0,88	0,84	0,79	0,76	0,72
20	1,15	1,14	1,12	1,06	1,04	1,02	1,01	0,99	0,96	0,93	0,91	0,88	0,82	0,80	0,76
30	1,17	1,17	1,15	1,10	1,08	1,06	1,05	1,03	1,00	0,98	0,96	0,93	0,87	0,85	0,82
40	1,20	1,19	1,17	1,13	1,11	1,09	1,08	1,06	1,04	1,01	0,99	0,96	0,91	0,89	0,86
50	1,21	1,21	1,19	1,15	1,13	1,12	1,10	1,09	1,06	1,04	1,02	0,99	0,94	0,93	0,89
60	1,22	1,22	1,21	1,16	1,15	1,14	1,12	1,11	1,09	1,07	1,04	1,02	0,97	0,95	0,92
80	1,25	1,24	1,23	1,19	1,18	1,17	1,16	1,14	1,12	1,10	1,08	1,06	1,01	1,00	0,97

PRESSUPOSTOS DE CARGA

CARGAS DINÂMICAS

TEMPERATURA / UMIDADE DA MADEIRA

Para este estudo de viabilidade, os efeitos da temperatura do aço foram desconsiderados. Sua influência e a influência da umidade devem ser verificadas em estados posteriores do projeto.

COMBINAÇÕES DE CARGA

NORMAS E COEFICIENTES DE COMBINAÇÃO

Valores dos coeficientes de ponderação das ações (Combinação normal) / Partial (safety) factor for actions						
					Desfavorável	Favorável
Ações permanentes (diretas) / Dead load	γ _G	Peso próprio de estruturas metálicas	steel structure	F _{G,1} (Ds)	1,25	1,0
		Peso próprio de estruturas de concreto pré-moldadas	concrete, pre-cast	F _{G,2} (Dc1)	1,30	1,0
		Peso próprio de estruturas de concreto	concrete, cast in place	F _{G,3} (Dc2)	1,40	1,0
		Elementos construtivos industrializados	precast walls and facades, drywall	F _{G,4} (D1)	1,35	1,0
		Elementos construtivos industrializados com adições in loco	precast walls and facades, drywall (with on-site modifications)	F _{G,5} (D2)	1,40	1,0
		Elementos construtivos em geral e equipamentos	MEP, masonry walls, screed	F _{G,6} (D3)	1,50	1,0
Ações permanentes (indiretas) / Prestress, Settlement, Shrinkage	γ _P	Ação da Protensão	Prestress	F _P (P)	1,2	0,9
	γ _R	Recalques de apoio e retração	Support point settlements; material shrinkage	F _R (R)	1,2	0,0
Ações variáveis (normais) / Live load	γ _Q	Ação do vento	Wind load	F _{Qw} (W)	1,4	0,0
		Efeito de temperatura	Temperature load	F _{Qt} (T)	1,2	0,0
		Ações variáveis em geral		F _Q	1,5	0,0

Ação	LC	Kürzel	Nome
permanente	10	G ₁₀	Peso próprio
	11	G ₁₁	Peso próprio da carga permanente
Cargas dinâmicas	20	Q ₂₀	Cargas dinâmicas
	30	Q ₃₀	Cargas de vento

Combinação fator	Caixa de carga				
	10	11	20	30	402
ID	G ₁	G ₁	Q ₂	W ₁	W ₂
γ _U	1.35	1.35	1.5	1.5	1.5
γ _F	1.0	1.0	0	0	0
ψ ₀	1.0	1.0	0	0.6	0.6
ψ ₁	1.0	1.0	0	0.2	0.2
ψ ₂	1.0	1.0	0	0	0

9.4.2 Combinações de carga calculadas De acordo com a norma DIN EN 1990:

SLS:

Combinação de características

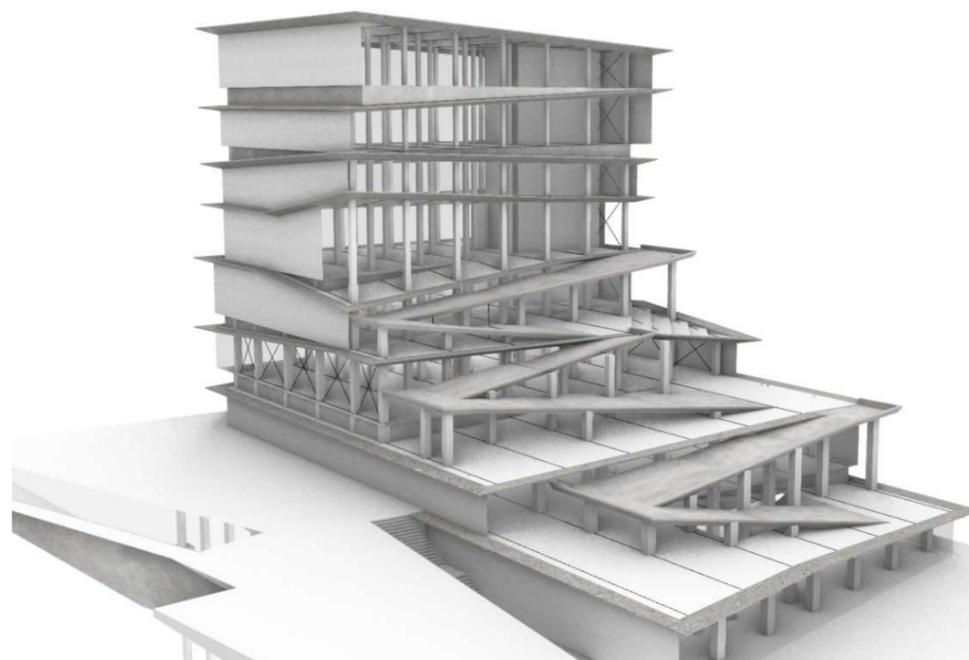
$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + R_k + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

ULS:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

PRINCIPAIS ELEMENTOS ESTRUTURAIS DO EDIFÍCIO COMERCIAL

EDIFÍCIO COMERCIAL



Visão geral dos elementos estruturais:

- Paredes de cisalhamento: estrutura de aço com contraventamento em cruz e revestimento.
- Pilares: áreas internas (exceto paredes de cisalhamento) em CLT áreas externas e pisos de estacionamento em concreto
- Vigas: em CLT (exceto paredes de cisalhamento)
- Lajes de piso: em CLT - lajes compostas de concreto
- Rampas: lajes e vigas de concreto

EDIFÍCIO COMERCIAL PRÉ DIMENSIONAMENTO

Visão geral de uma laje composta por CLT-concreto.



Catálogo da Mayr-Melnhof Holz Holding AG para lajes compostas ou similar:

		Grenzspanweiten in [cm]							
		Kategorie A2: Wohnen 2,3 kN/m ²				Kategorie B1: Büro 2,8 kN/m ²			
		leicht 1,0 kN/m ²		schwer 2,0 kN/m ²		leicht 1,0 kN/m ²		schwer 2,0 kN/m ²	
Bezeichnung	Bauteilhöhe	ohne Ü.	mit Ü.	ohne Ü.	mit Ü.	ohne Ü.	mit Ü.	ohne Ü.	mit Ü.
$h_{\text{Holz}} h_{\text{Beton}}$	[mm]								
XC® 100 80	180	494 ₃₀		464 ₃₀		489 ₃₀		460 ₃₀	
XC® 120 80	200	538 ₃₀		506 ₃₀		533 ₃₀		502 ₃₀	
XC® 140 80	220	595 ₉₀		560 ₉₀		589 ₉₀		555 ₉₀	
XC® 160 80	240	649 ₁₂₀	690 ₁₂₀	612 ₁₂₀	655 ₁₂₀	643 ₁₂₀	690 ₁₂₀	607 ₁₂₀	655 ₉₀
XC® 180 80	260	692 ₁₂₀	837 ₁₂₀	653 ₁₂₀	807 ₁₂₀	686 ₁₂₀	837 ₁₂₀	648 ₁₂₀	807 ₁₂₀
XC® 120 100	220	569 ₃₀		538 ₃₀		564 ₃₀		534 ₃₀	
XC® 140 100	240	623 ₉₀	774 ₉₀	589 ₉₀	739 ₉₀	617 ₉₀	774 ₉₀	585 ₉₀	739 ₉₀
XC® 160 100	260	675 ₁₂₀	841 ₉₀	640 ₁₂₀	803 ₉₀	669 ₁₂₀	841 ₉₀	635 ₁₂₀	803 ₉₀
XC® 180 100	280	715 ₁₂₀	885 ₁₂₀	678 ₁₂₀	861 ₁₂₀	709 ₁₂₀	885 ₁₂₀	673 ₁₂₀	849 ₁₂₀
XC® 200 100	300	754 ₁₂₀	934 ₁₂₀	715 ₁₂₀	906 ₁₂₀	747 ₁₂₀	934 ₁₂₀	710 ₁₂₀	894 ₁₂₀
XC® 120 120	240	631 ₃₀	758 ₃₀	600 ₃₀	675 ₃₀	626 ₃₀	704 ₃₀	596 ₃₀	643 ₃₀
XC® 140 120	260	652 ₉₀	829 ₉₀	620 ₉₀	790 ₉₀	647 ₉₀	816 ₉₀	616 ₉₀	780 ₉₀
XC® 160 120	280	703 ₁₂₀	895 ₉₀	669 ₁₂₀	854 ₉₀	697 ₁₂₀	881 ₉₀	665 ₁₂₀	842 ₉₀
XC® 180 120	300	740 ₁₂₀	939 ₁₂₀	704 ₁₂₀	897 ₁₂₀	734 ₁₂₀	925 ₁₂₀	699 ₁₂₀	885 ₁₂₀
XC® 200 120	320	776 ₁₂₀	975 ₁₂₀	739 ₁₂₀	930 ₁₂₀	770 ₁₂₀	968 ₁₂₀	734 ₁₂₀	927 ₁₂₀
XC® 180 140	320	766 ₁₂₀	973 ₁₂₀	732 ₁₂₀	931 ₁₂₀	760 ₁₂₀	961 ₁₂₀	727 ₁₂₀	921 ₁₂₀
XC® 200 140	340	799 ₁₂₀	996 ₁₂₀	764 ₁₂₀	955 ₁₂₀	794 ₁₂₀	996 ₁₂₀	759 ₁₂₀	955 ₁₂₀

O vão máximo é de cerca de 5,6 m.

Piso	q_k [kN/m ²]	h CLT [mm]	h concreto [mm]	h laje [mm]	Vão máximo [cm]
7F	2,5	160	80	240	607
6F	2,5	160	80	240	607
5F	3,0	160	80	240	583
4F	3,0	160	80	240	583
3F	3,0	160	80	240	583
2F	4,0	200	100	300	568
1F	5,0	180	120	300	607*
GF	5,0	180	120	300	607*

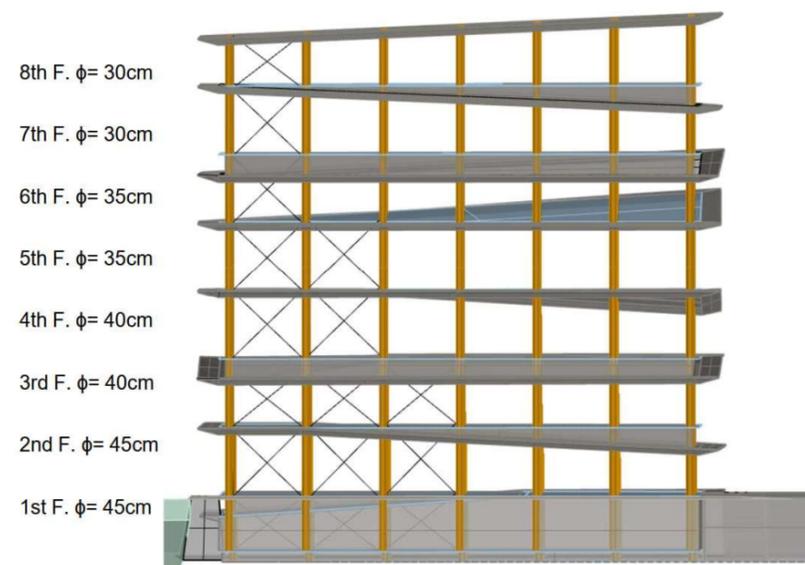
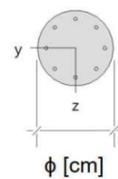
Pilar de dimensionamento para os pisos inferiores.

Área máxima de atuação em um pilar: 33,6 m²

Piso	q_k [kN/m ²]	G_k [kN/m ²]	A (no pilar) [m ²]	A - $\Sigma(q)_{di}$ [kN]	A - $\Sigma(G)_{di}$ [kN]
Cobertura	2,0	6,2	33,6	67,2	208,3
7F	2,5	4,8		84,0	161,3
6F	2,5	4,7		151,2	366,2
5F	3,0	4,7		252,0	524,2
4F	3,0	4,7		352,8	682,1
3F	3,0	4,7		453,6	840,0
2F	4,0	5,4		588,0	1021,4

SEÇÃO CIRCULAR PILARES

Colunas de Concreto



Peso próprio do pilar acima de 130 kN

$$G_d = 1360 \text{ kN}$$

$$Q_d = 760 \text{ kN}$$

PILARES DE CONCRETO ANDARES INFERIORES

Usability - General Method (par. 5.8.6)

Applied reinforcement areas for the checks in the SLS

Sector	assumed As [cm ²]
1	29.3

Investigated load combinations (characteristic design situation)

Load	Lc 1	Lc 2
Stützeigengewicht	1.00	1.00
V = 1360,0 kN(ständig)	1.00	1.00
V = 760,0 kN(sonstg)	1.00	1.00

Deformations - 2nd Order (characteristic design situation for t = ∞)

Lc	Height [m]	N _d [kN]	M _{y,d} [kNm]	M _{z,d} [kNm]	f _y [cm]	f _z [cm]	f _{y,lim} [cm]	f _{z,lim} [cm]	η
1	5.00	-2139.9	0.00	0.00	0.0	0.0			
1	4.17	-2139.9	0.00	0.00	0.0	0.0			
1	3.33	-2139.9	0.00	0.00	0.0	0.0			
1	2.50	-2139.9	0.00	0.00	0.0	0.0			
1	1.67	-2139.9	0.00	0.00	0.0	0.0			
1	0.83	-2139.9	0.00	0.00	0.0	0.0			
1	0.00	-2139.9	0.00	0.00	0.0	0.0			

Deformations - 2nd Order (characteristic design situation for t = 0)

Lc	Height [m]	N _d [kN]	M _{y,d} [kNm]	M _{z,d} [kNm]	f _y [cm]	f _z [cm]	f _{y,lim} [cm]	f _{z,lim} [cm]	η
1	5.00	-2139.9	0.00	0.00	0.0	0.0			
1	4.17	-2139.9	0.00	0.00	0.0	0.0			
1	3.33	-2139.9	0.00	0.00	0.0	0.0			
1	2.50	-2139.9	0.00	0.00	0.0	0.0			
1	1.67	-2139.9	0.00	0.00	0.0	0.0			
1	0.83	-2139.9	0.00	0.00	0.0	0.0			
1	0.00	-2139.9	0.00	0.00	0.0	0.0			

Limitation of steel tensile stress - 2nd Order (characteristic design situation for t = ∞)

Lc	Height [m]	N _d [kN]	M _{y,d} [kNm]	M _{z,d} [kNm]	φ ^{eff}	ε _s [‰]	σ _s [N/mm ²]	σ _{s,lim} ¹ [N/mm ²]	η
1	5.00	-2139.9	0.00	0.00	0.00	-0.380	-75.96	400.00	0.00
1	4.17	-2139.9	0.00	0.00	0.00	-0.380	-75.96	400.00	0.00
1	3.33	-2139.9	0.00	0.00	0.00	-0.380	-75.96	400.00	0.00
1	2.50	-2139.9	0.00	0.00	0.00	-0.380	-75.96	400.00	0.00
1	1.67	-2139.9	0.00	0.00	0.00	-0.380	-75.96	400.00	0.00
1	0.83	-2139.9	0.00	0.00	0.00	-0.380	-75.96	400.00	0.00
1	0.00	-2139.9	0.00	0.00	0.00	-0.380	-75.96	400.00	0.00

1 : = 0,80 * f_{yk} (EN 1992-1-1, 7.2 (5))

Limitation of steel tensile stress - 2nd Order (characteristic design situation for t = 0)

Lc	Height [m]	N _d [kN]	M _{y,d} [kNm]	M _{z,d} [kNm]	φ ^{eff}	ε _s [‰]	σ _s [N/mm ²]	σ _{s,lim} ¹ [N/mm ²]	η
1	5.00	-2139.9	0.00	0.00	0.00	-0.380	-75.96	400.00	0.00
1	4.17	-2139.9	0.00	0.00	0.00	-0.380	-75.96	400.00	0.00
1	3.33	-2139.9	0.00	0.00	0.00	-0.380	-75.96	400.00	0.00
1	2.50	-2139.9	0.00	0.00	0.00	-0.380	-75.96	400.00	0.00
1	1.67	-2139.9	0.00	0.00	0.00	-0.380	-75.96	400.00	0.00
1	0.83	-2139.9	0.00	0.00	0.00	-0.380	-75.96	400.00	0.00
1	0.00	-2139.9	0.00	0.00	0.00	-0.380	-75.96	400.00	0.00

1 : = 0,80 * f_{yk} (EN 1992-1-1, 7.2 (5))

Concentrated loads (Column dead load)

No.	Impact point	Distance [m]	V [kN]	e _y [cm]	e _z [cm]	F _y [kN]	F _z [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	Action	SimGrp	AltGrp
*	Column head		19.9							Permanent		

Calculation options

Calculation options

- Approach dead weight at the column section top
- Each column section is internally divided into 6 sub-elements

Design options

- Load level for creep effects: quasi-ständige Bemessungssituation
- Long-term effects are respected by the irreversible portion of the creep line as stress-free initial deformation.
- The contribution of the concrete between the cracks (via steel, based on f_{t,m}) is considered in ULS
- Minimum eccentricities according to EN 1992-1-1, 6.1 (4) - if relevant - are applied
- The minimum reinforcement for beams according to EN 1992, paragraph 9.2.1, is not checked

FL.B5lib.dll v4.20221.1019.0 - FLCE906.exe v6.20111.128.1

Results

Smallest load branching factors

min Ncr/N = 8,21 in y- / 8,21 in z-Direction (only concrete cross-section)

Carrying capacity - persistent/transient - General method (paragraph 5.8.6)

Investigated load combinations (persistent/transient design situation)

Load	Lc 1	Lc 2	Lc 3
Stützeigengewicht	1.35	1.00	1.35
V = 1360,0 kN(ständig)	1.35	1.00	1.35
V = 760,0 kN(sonstg)	1.50		

Slenderness, eccentricities and creep effects

Lc	Sector	Type	s _{k,y} [m]	s _{k,z} [m]	λ _y	λ _z	λ _{lim,y}	λ _{lim,z}	e _{i,y} [cm]	e _{i,z} [cm]	φ [∞]	f _{red}
1	1	Column	5.00	5.00	44.4	44.4	25.0	25.0	1.1	1.1	2.585	1.000

Internal forces and bending design according to 2nd Order, with ε (persistent/transient design situation)

Lc	Height [m]	N _d [kN]	M _{y,d} [kNm]	M _{z,d} [kNm]	ρ [%]	A _{s,req} [cm ²]	Failure type
1	5.00	-3002.8	0.00	0.00	1.85	29.3	Cross section
	4.17	-3002.8	25.25	-25.25	1.85	29.3	
	3.33	-3002.8	43.92	-43.92	1.85	29.3	
	2.50	-3002.8	50.32	-50.32	1.85	29.3	
	1.67	-3002.8	43.92	-43.92	1.85	29.3	
	0.83	-3002.8	25.25	-25.25	1.85	29.3	
	0.00	-3002.8	0.00	0.00	1.85	29.3	

Support reactions - extreme value sets from all calculated superposition (persistent/transient)

Support	Height [m]	A _{d,y} [kN]	H _{d,y} [kN]	M _{d,z} [kNm]	H _{d,z} [kN]	M _{d,y} [kNm]	Lc
Segment 1	5.00		0.0	0.00	0.0	0.00	1
			0.02	0.00	0.02	0.00	2
Fußpunkt	0.00	1379.9	0.0	0.00	0.0	0.00	2
		3002.8	0.0	0.00	0.0	0.00	1
		1862.8	0.0	0.00	0.0	0.00	3

PILARES DE CONCRETO ANDARES INFERIORES

Requirements durability:

attack on concrete	X0
attack on reinforc.	XC1
min. concrete class	C 16/20
stirrup	$\phi, l = 8 \text{ mm}$
long. reinforcement	$\phi, m = 14 \text{ mm}$
allowance in design	$\Delta C_{dev} = 10 \text{ mm}$
stirrup	$c_{min, l} = 10 \text{ mm}$
concrete coverage	$c_{nom, l} = 20 \text{ mm}$
longitudinal bars	$c_{min, m} = 14 \text{ mm} \cdot 5$
concrete coverage	$c_{nom, m} = 28 \text{ mm} \cdot 1$
laying dist. link	$c, l = 20 \text{ mm}$
all. crack width	$w_{max} = 0.40 \text{ mm}$
*1: with $c_{min, l}$	
*5: bond decisive	

Creeping fac.

Environmental conditions:

Air Humidity	LU = 50 %	Cement type ZEM_N_R
Loading age	$t_0 = 28 \text{ days}$	
final creep factor	$\phi(t_0, \infty) = 2.59$	

Material selection

Concrete C 25/30	$f_{ck} = 25.00 \text{ N/mm}^2$	$E_{cm} = 31000 \text{ N/mm}^2$
Reinforcement Steel B500A	$f_{yk} = 500.00 \text{ N/mm}^2$	$E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$
	$k(f_t/f_y) = 1.05$	$\epsilon_{uk} = 25.0 \text{ ‰}$

Stirrups and long. reinforcement

Material Design values

Design situation	Concrete C 25/30 $\alpha_{cc} = 0.85 \quad \alpha_{ct} = 0.85$			Reinforcement Steel B500A		
	γ_c	f_{cd} [N/mm ²]	f_{ctd} [N/mm ²]	γ_s	f_{yd} [N/mm ²]	$f_{td} = f_{tk, cal} / \gamma_s$ [N/mm ²]
persistent/transient	1.50	14.17	1.02	1.15	434.78	456.52

System characteristics

Dimensions / Static system

Hinged column in y- and z-direction	
Column height	$l = 5.00 \text{ m}$
Cross section	$d = 45.0 \text{ cm}$
	$d_1 = 4.5 \text{ cm}$
Reinforcement arrangement	circumferentially distributed

Supporting conditions

Location	u_y [kN/m]	ϕ_z [kNm/rad]	u_z [kN/m]	ϕ_y [kNm/rad]
Head point	Rigid		Rigid	
Bottom point	Rigid		Rigid	

Loads

Overview of the actions used (for STR and P/T)

Description	ψ_0	ψ_1	ψ_2	$\gamma_{F, inf}$	$\gamma_{F, sup}$
Miscellaneous imposed loads	0.80	0.70	0.50		1.500
Permanent loads				1.000	1.350

Concentrated loads

No.	Impact point	Distance [m]	V [kN]	e_y [cm]	e_z [cm]	F_y [kN]	F_z [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	Action	SimGrp	AltGrp
1	Column head		1360.0							Permanent		
2	Column head		760.0							Misc		

Position: Commercial_Stütze_Tief_5m_Beton

Reinforced Concrete Column B5+ 01/22C (FRILO R-2022-1/P09)

Basic Parameters

Basis of calculation

- Hinged column in y- and z-direction, circle, bi-axial strained
- Materials C 25/30, B500A

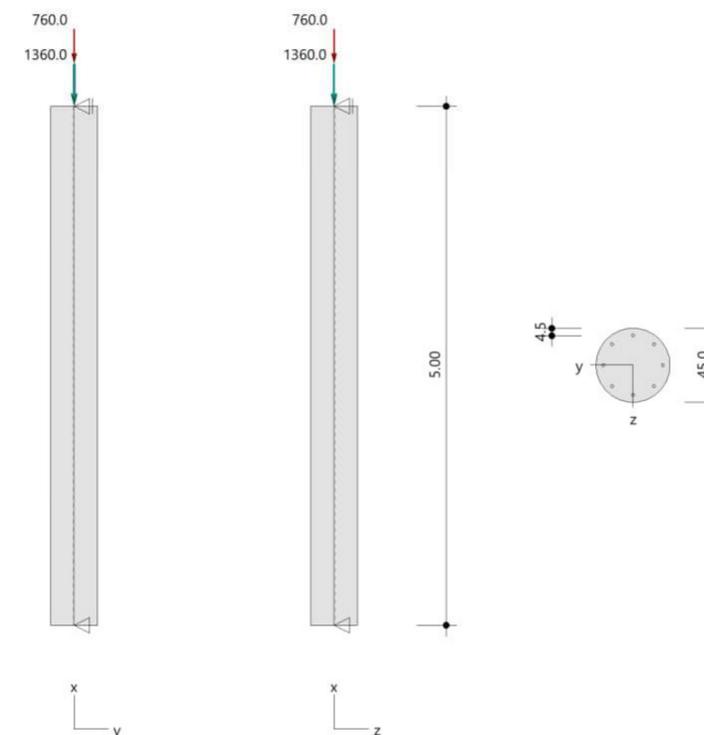
Code and safety concept

Design codes	:	DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12
	:	DIN EN 1992-1-2/NA/A1:2015-09
Safety concept / load combinatorics	:	DIN EN 1990/NA:2010-12
ψ_2 for crane loads	:	0.90
$\psi_2 = 0.5$ for snow (AE)	:	not considered
Permanent loads	:	all equal γ_F ($\gamma_{G, sup}$ or $\gamma_{G, inf}$)

System

System graphic 2D

Scale 1 : 57.1



PILARES DE CONCRETO ANDARES INFERIORES

Investigated load combinations (quasi-permanent design situation)

Load	Lc 1	Lc 2
Stützeigengewicht V = 1360,0 kN(ständig) V = 760,0 kN(sonstig)	1.00 1.00 0.50	1.00 1.00 1.00

Checking the validity of the linear creep - 2nd Order (quasi-permanent design situation)

Lc	Height [m]	N _d [kN]	M _{y,d} [kNm]	M _{z,d} [kNm]	ε _c [‰]	σ _c [N/mm ²]	σ _{c,lim} ¹ [N/mm ²]	exist f _{φ,nl}	req f _{φ,nl}	η
1	5.00	-1759.9	0.00	0.00	-0.331	-10.26	-11.25	1.00		0.91
1	4.17	-1759.9	0.00	0.00	-0.331	-10.26	-11.25	1.00		0.91
1	3.33	-1759.9	0.00	0.00	-0.331	-10.26	-11.25	1.00		0.91
1	2.50	-1759.9	0.00	0.00	-0.331	-10.26	-11.25	1.00		0.91
1	1.67	-1759.9	0.00	0.00	-0.331	-10.26	-11.25	1.00		0.91
1	0.83	-1759.9	0.00	0.00	-0.331	-10.26	-11.25	1.00		0.91
1	0.00	-1759.9	0.00	0.00	-0.331	-10.26	-11.25	1.00		0.91

¹ : = 0,45 * f_{ck} (EN 1992-1-1, 7.2 (2))

PILAR DE CONCRETO DE 8M NA FACHADA



Área máxima de atuação em um pilar: 33,6 m²

Piso	q _k [kN/m ²]	G _k [kN/m ²]	A (no pilar) [m ²]	A - Σ(q) _{di} [kN]	A - Σ(G) _{di} [kN]
Cobertura	2,0	6,2	33,6	67,2	208,3
7F	2,5	4,8		84,0	161,3

6F	2,5	4,7	151,2	366,2
5F	3,0	4,7	252,0	524,2
4F	3,0	4,7	352,8	682,1

Peso próprio do pilar acima de 60 kN

Position: Commercial_Stütze_Facade_8m_Beton

Reinforced Concrete Column B5+ 01/22C (FRILO R-2022-1/P09)

Basic Parameters

Basis of calculation

- Hinged column in y- and z-direction, circle, bi-axial strained
- Materials C 25/30, B500A

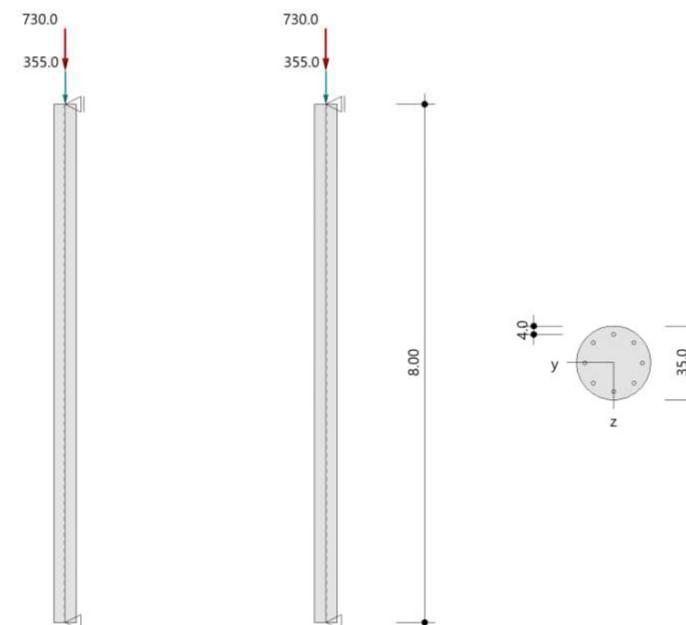
Code and safety concept

Design codes	:	DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12
	:	DIN EN 1992-1-2/NA/A1:2015-09
Safety concept / load combinatorics	:	DIN EN 1990/NA:2010-12
Ψ ₂ for crane loads	:	0.90
Ψ ₂ = 0.5 for snow (AE)	:	not considered
Permanent loads	:	all equal γ _F (γ _{G,sup} or γ _{G,inf})

System

System graphic 2D

Scale 1 : 91.4



PILAR DE CONCRETO DE 8M NA FACHADA

Requirements durability:

attack on concrete X0
 attack on reforc. XC1
 min. concrete class C 16/20
 stirrup $\phi_{s,l} = 8$ mm
 long. reinforcement $\phi_{s,m} = 14$ mm
 allowance in design $\Delta c_{dev} = 10$ mm
 stirrup $c_{min,l} = 10$ mm
 concrete coverage $c_{nom,l} = 20$ mm
 longitudinal bars $c_{min,m} = 14$ mm *5
 concrete coverage $c_{nom,m} = 28$ mm *1
 laying dist. link $c_{l} = 20$ mm
 all. crack width $w_{max} = 0.40$ mm
 *1: with $c_{min,l}$
 *5: bond decisive

Creeping fac.

Environmental conditions:
 Air Humidity LU = 50 % Cement type ZEM_N_R
 Loading age $t_o = 28$ days
 final creep factor $\phi(t_o, \infty) = 2.69$

Material selection

Concrete C 25/30 $f_{ck} = 25.00$ N/mm² $E_{cm} = 31000$ N/mm²
 Reinforcement Steel B500A $f_{yk} = 500.00$ N/mm² $E_s = 200000$ N/mm²
 $k(f_y/f_{yk}) = 1.05$ $E_{uk} = 25.0$ %/∞ Stirrups and long. reinforcement

Material Design values

Design situation	Concrete C 25/30 $\alpha_{cc} = 0.85$ $\alpha_{ct} = 0.85$			Reinforcement Steel B500A		
	γ_c	f_{cd} [N/mm ²]	f_{ctd} [N/mm ²]	γ_s	f_{yd} [N/mm ²]	$f_{td} = f_{tk,cal} / \gamma_s$ [N/mm ²]
persistent/transient	1.50	14.17	1.02	1.15	434.78	456.52

System characteristics

Dimensions / Static system

Hinged column in y- and z-direction
 Column height $l = 8.00$ m
 Cross section $d = 35.0$ cm
 $d_1 = 4.0$ cm
 Reinforcement arrangement circumferentially distributed

Supporting conditions

Location	u_y [kN/m]	ϕ_z [kNm/rad]	u_z [kN/m]	ϕ_y [kNm/rad]
Head point	Rigid		Rigid	
Bottom point	Rigid		Rigid	

Loads

Overview of the actions used (for STR and P/T)

Description	ψ_0	ψ_1	ψ_2	$\gamma_{f,inf}$	$\gamma_{f,sup}$
Miscellaneous imposed loads	0.80	0.70	0.50		1.500
Permanent loads				1.000	1.350

Concentrated loads

No.	Impact point	Distance [m]	V [kN]	e_y [cm]	e_z [cm]	F_y [kN]	F_z [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	Action	SimGrp	AltGrp
1	Column head		355.0							Permanent		
2	Column head		730.0							Misc		

Concentrated loads (Column dead load)

No.	Impact point	Distance [m]	V [kN]	e_y [cm]	e_z [cm]	F_y [kN]	F_z [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	Action	SimGrp	AltGrp
*	Column head		19.2							Permanent		

Calculation options

Calculation options

- Approach dead weight at the column section top
- Each column section is internally divided into 6 sub-elements

Design options

- Load level for creep effects: quasi-ständige Bemessungssituation
- Long-term effects are respected by the irreversible portion of the creep line as stress-free initial deformation.
- The contribution of the concrete between the cracks (via steel, based on $f_{t,m}$) is considered in ULS
- Minimum eccentricities according to EN 1992-1-1, 6.1 (4) - if relevant - are applied
- The minimum reinforcement for beams according to EN 1992, paragraph 9.2.1, is not checked

FL.B5lib.dll v4.20221.1019.0 - FLCE906.exe v6.20111.128.1

Results

Smallest load branching factors

min Ncr/N = 2,20 in y- / 2,20 in z-Direction (only concrete cross-section)

Carrying capacity - persistent/transient - General method (paragraph 5.8.6)

Investigated load combinations (persistent/transient design situation)

Load	Lc 1	Lc 2	Lc 3
Stützeigengewicht	1.35	1.00	1.35
V = 355,0 kN(ständig)	1.35	1.00	1.35
V = 730,0 kN(sonstig)	1.50		

Slenderness, eccentricities and creep effects

Lc	Sector	Type	$s_{k,y}$ [m]	$s_{k,z}$ [m]	λ_y	λ_z	$\lambda_{lim,y}$	$\lambda_{lim,z}$	$e_{i,y}$ [cm]	$e_{i,z}$ [cm]	ϕ_{∞}	f_{red}
1	1	Column	8.00	8.00	91.4	91.4	25.0	25.0	1.4	1.4	2.690	1.000

Internal forces and bending design according to 2nd Order, with ϵ (persistent/transient design situation)

Lc	Height [m]	N_d [kN]	$M_{y,d}$ [kNm]	$M_{z,d}$ [kNm]	ρ [%]	$A_{s,req}$ [cm ²]	Failure type
1	8.00	-1600.2	0.00	0.00	4.08	39.2	Cross section
	6.67	-1600.2	44.86	-44.86	4.08	39.2	
	5.33	-1600.2	78.32	-78.32	4.08	39.2	
	4.00	-1600.2	89.61	-89.61	4.08	39.2	
	2.67	-1600.2	78.32	-78.32	4.08	39.2	
	1.33	-1600.2	44.86	-44.86	4.08	39.2	
	0.00	-1600.2	0.00	0.00	4.08	39.2	

Support reactions - extreme value sets from all calculated superposition (persistent/transient)

Support	Height [m]	$A_{d,y}$ [kN]	$H_{d,y}$ [kN]	$M_{d,z}$ [kNm]	$H_{d,z}$ [kN]	$M_{d,y}$ [kNm]	Lc
Segment 1	8.00		0.0	0.00	0.0	0.00	1
			0.05	0.00	0.05	0.00	2
Fußpunkt	0.00		374.2	0.0	0.00	0.0	2
			1600.2	0.0	0.00	0.0	1
			505.2	0.0	0.00	0.0	3

Usability - General Method (par. 5.8.6)

Applied reinforcement areas for the checks in the SLS

Sector	assumed A_s [cm ²]
1	39.2

Investigated load combinations (characteristic design situation)

Load	Lc 1	Lc 2
Stützeigengewicht	1.00	1.00
V = 355,0 kN(ständig)	1.00	1.00
V = 730,0 kN(sonstig)	1.00	

Deformations - 2nd Order (characteristic design situation for $t = \infty$)

Lc	Height [m]	N_d [kN]	$M_{y,d}$ [kNm]	$M_{z,d}$ [kNm]	f_y [cm]	f_z [cm]	$f_{y,lim}$ [cm]	$f_{z,lim}$ [cm]	η
1	8.00	-1104.2	0.00	0.00	0.0	0.0			
	6.67	-1104.2	0.00	0.00	0.0	0.0			
	5.33	-1104.2	0.00	0.00	0.0	0.0			
	4.00	-1104.2	0.00	0.00	0.0	0.0			
	2.67	-1104.2	0.00	0.00	0.0	0.0			
	1.33	-1104.2	0.00	0.00	0.0	0.0			
1	0.00	-1104.2	0.00	0.00	0.0	0.0			

Deformations - 2nd Order (characteristic design situation for $t = 0$)

Lc	Height [m]	N_d [kN]	$M_{y,d}$ [kNm]	$M_{z,d}$ [kNm]	f_y [cm]	f_z [cm]	$f_{y,lim}$ [cm]	$f_{z,lim}$ [cm]	η
1	8.00	-1104.2	0.00	0.00	0.0	0.0			
	6.67	-1104.2	0.00	0.00	0.0	0.0			
	5.33	-1104.2	0.00	0.00	0.0	0.0			
	4.00	-1104.2	0.00	0.00	0.0	0.0			
	2.67	-1104.2	0.00	0.00	0.0	0.0			
	1.33	-1104.2	0.00	0.00	0.0	0.0			
1	0.00	-1104.2	0.00	0.00	0.0	0.0			

Limitation of steel tensile stress - 2nd Order (characteristic design situation for $t = \infty$)

Lc	Height [m]	N_d [kN]	$M_{y,d}$ [kNm]	$M_{z,d}$ [kNm]	ϕ_{eff}	ϵ_s [‰]	σ_s [N/mm ²]	$\sigma_{s,lim}^1$ [N/mm ²]	η
1	8.00	-1104.2	0.00	0.00	0.00	-0.286	-57.24	400.00	0.00
	6.67	-1104.2	0.00	0.00	0.00	-0.286	-57.24	400.00	0.00
	5.33	-1104.2	0.00	0.00	0.00	-0.286	-57.24	400.00	0.00
	4.00	-1104.2	0.00	0.00	0.00	-0.286	-57.24	400.00	0.00
	2.67	-1104.2	0.00	0.00	0.00	-0.286	-57.24	400.00	0.00
	1.33	-1104.2	0.00	0.00	0.00	-0.286	-57.24	400.00	0.00
1	0.00	-1104.2	0.00	0.00	0.00	-0.286	-57.24	400.00	0.00

Investigated load combinations (quasi-permanent design situation)

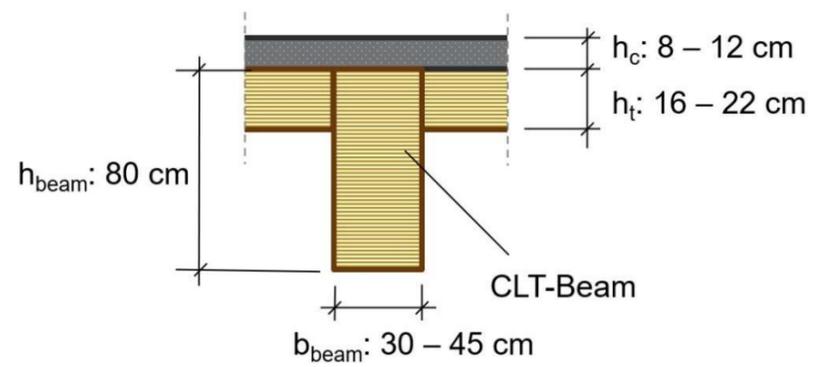
Load	Lc 1	Lc 2
Stützeigengewicht	1.00	1.00
V = 355,0 kN(ständig)	1.00	1.00
V = 730,0 kN(sonstig)	0.50	

Checking the validity of the linear creep - 2nd Order (quasi-permanent design situation)

Lc	Height [m]	N_d [kN]	$M_{y,d}$ [kNm]	$M_{z,d}$ [kNm]	ϵ_c [‰]	σ_c [N/mm ²]	$\sigma_{c,lim}^1$ [N/mm ²]	exist $f_{\phi,ni}$	req $f_{\phi,ni}$	η
1	8.00	-739.2	0.00	0.00	-0.207	-6.41	-11.25	1.00		0.57
	6.67	-739.2	0.00	0.00	-0.207	-6.41	-11.25	1.00		0.57
	5.33	-739.2	0.00	0.00	-0.207	-6.41	-11.25	1.00		0.57
	4.00	-739.2	0.00	0.00	-0.207	-6.41	-11.25	1.00		0.57
	2.67	-739.2	0.00	0.00	-0.207	-6.41	-11.25	1.00		0.57
	1.33	-739.2	0.00	0.00	-0.207	-6.41	-11.25	1.00		0.57
1	0.00	-739.2	0.00	0.00	-0.207	-6.41	-11.25	1.00		0.57

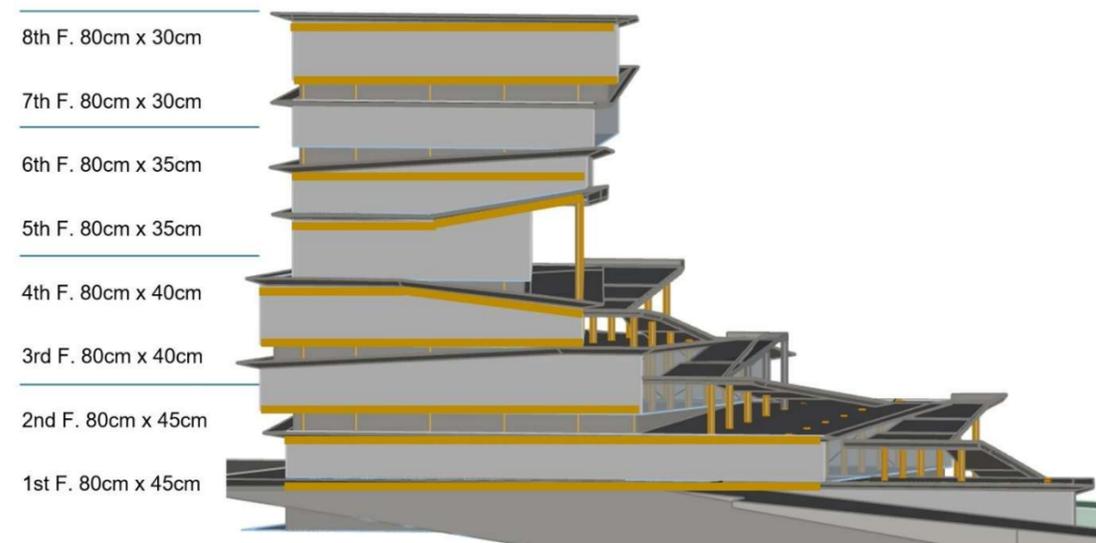
1 : $\epsilon_c = 0.45 \cdot f_{ck}$ (EN 1992-1-1, 7.2 (2))

FUNDO DE VIGAS LAMINADAS CRUZADAS PISOS



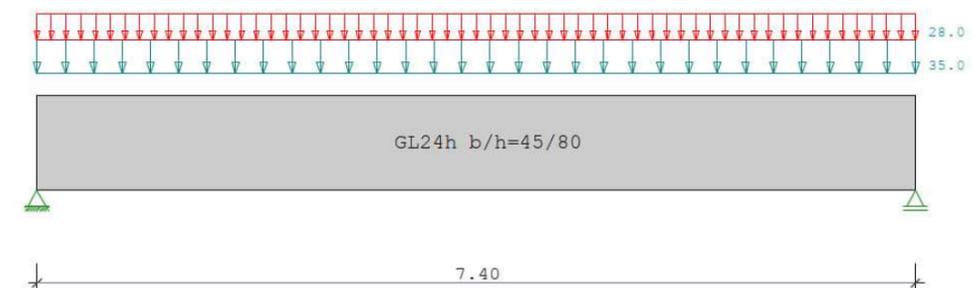
Vão máximo: 7,4 m
Perpetrador. Distância: 5,6m

Máximo. Carga dinâmica: $5,0 \text{ kN/m}^2 \cdot 5,6 \text{ m} = 28,0 \text{ kN/m}$
Máximo. Carga permanente: $6,2 \text{ kN/m}^2 \cdot 5,6 \text{ m} = 34,7 \text{ kN/m}$



Durchlaufträger DLT10 01/2022/A (Frilo R-2022-1/P09)

Scale 1 : 50



FUNDO DE VIGAS LAMINADAS CRUZADAS PISOS

Timber girder GL24h System		length	cross-section values		
Span	L (m)		b (cm)	h (cm)	Iy (cm ⁴)
1	7.40	constant	45.0	80.0	1.920e+6

Load type (kN,m)	: 1=uniform over L 3=single moment at a 5=triangular over L		2=concentrated at a 4=trapezoidal btw. a, a+b 6=trapezoidal over L							
Span	Type	AG	G	r g_l/r	q_l/r	factor	distanc	e length	fromItem	Phi
1	1	A		35.00	28.00	1.00				

Dead load of girder is considered with Gamma = 5.0 kN/m³.

Actions:		ψ0	ψ1	ψ2	γ	KLED
A 1	Cat A - domestic	0.70	0.50	0.30	1.50	medium

Consequence class CC 2 acc. EN 1990 Tab. B1 -> K_{fi} = 1.0 Tab. B3
In following tables the last cell the row is a reference to the number of the related superposition (see below).
In tables with internal forces multiplied by Gamma is additionally a reference to the main action.

Results for 1-times loads						
Span moments maximum (kNm , kN)						
Span	Mf	M le	M ri	V le	V ri	comb
1	x0 = 3.70	443.56	0.00	0.00	239.76	-239.76 2

Support moments maximum (kNm , kN)							
Column	M le	M ri	V le	V ri	max F	min F	comb
1	0.00	0.00	0.00	239.76	239.76	136.16	2
2	0.00	0.00	-239.76	0.00	239.76	136.16	2

Support reactions (kN)							
Column	by	g	max q	min q	Fulload	max	min
1	136.16	103.60	0.00	239.76	239.76	136.16	
2	136.16	103.60	0.00	239.76	239.76	136.16	
Total:	272.32	207.20	0.00	479.52	479.52	272.32	

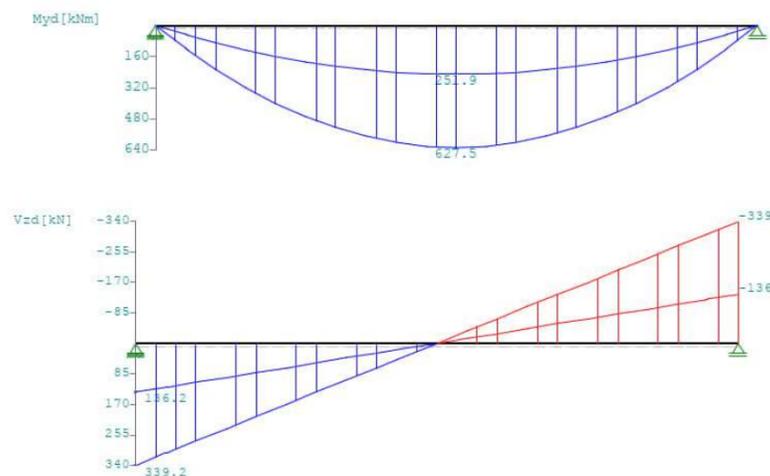
Support reactions (kN)				
CA	Column 1 max	min	Column 2 max	min
g	136.2	136.2	136.2	136.2
A	103.6	0.0	103.6	0.0
tot	239.8	136.2	239.8	136.2

Results for γ-times loads
Partial safety factor γG * K_{fi} = 1.35 spanwise constant

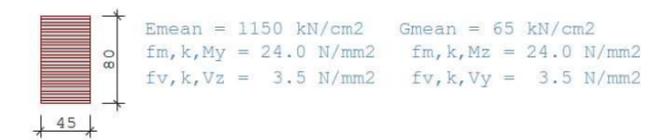
Span moments maximum (kNm , kN)						
Span	Mfd	Mdle	Mdri	V le	V ri	comb
1	x0 = 3.70	627.55	0.00	0.00	339.22	-339.22 A 2

Support moments maximum (kNm , kN)							
Support	Mdle	Mdri	Vdle	Vdri	max F	min F	comb
1	0.00	0.00	0.00	339.22	339.22	136.16	A 2
2	0.00	0.00	-339.22	0.00	339.22	136.16	A 2

Scale 1 : 75



Design : DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08 GL24h based on EN 1995-1-1/A2:2014
Material Code EN 14080:2013 service class 1 kdef = 0.60 γM = 1.30 γM(A) = 1.00



Tensions are calculated with FLBemHo901. (version 9.0.4.11)								
Axial stresses b/h = 45/80								
Span No.	x (m)	My,d (kNm)	σd,t (N/mm ²)	σd,b (N/mm ²)	kcrit	kmod	σd/fm,d	comb
1	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1
	3.70	627.55	-13.07	13.07	1.00	0.80	0.89	A 2
	7.40	0.00	0.00	0.00	1.00	0.80	0.00	A 2

the factor kh = 1.00 according EN 1995 3.3 (3) is considered.

Shear stresses b/h = 45/80							
Column No.	x (m)	Vz,d (kN)	τD (N/mm ²)	kmod	τd/fv,d	comb	
1	ri	0.800	265.87	1.11	0.80	0.72	A 2
2	le	0.800	-265.87	1.11	0.80	0.72	A 2

EN 1995 6.1.7 : kcr = 0.71

Analysis serviceability according to DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08 (2.2.3 , 7.2)							
perm. Winst < L/300		perm. Wlin < L/200		perm. Wnet < L/300			
Span	x1 (mm)	wgB (mm)	wqB (mm)	w	all w	η	
1	3700	inst: 6.5 fin: 10.4 net: 10.4	5.0 5.8 2.4	11.5 16.3 12.8	24.7 37.0 24.7	0.46 0.44 0.52	2 2 2

At the following table the loads are specified by their internal numeration. The following table of calculated combinations referenced to these numbers

Load type (kN,m)	: 1=uniform over L 3=single moment at a 5=triangular over L		2=concentrated at a 4=trapezoidal btw. a, a+b 6=trapezoidal over L						
No. span	Type	Grp	g1	q1	g2	q2	factor	distance	length
1	1	1	A 1	35.00	28.00		1.00		

Calculated combinations from 1 Loads		
Ic	K1	K2
1	g	g
	x	x

The combinations above will be managed as followed :
Calculating ULS the dead loads will be exceeded one by one alternating by GammaG = 1,00 / 1,35.
If in one combination live-loads from different actions

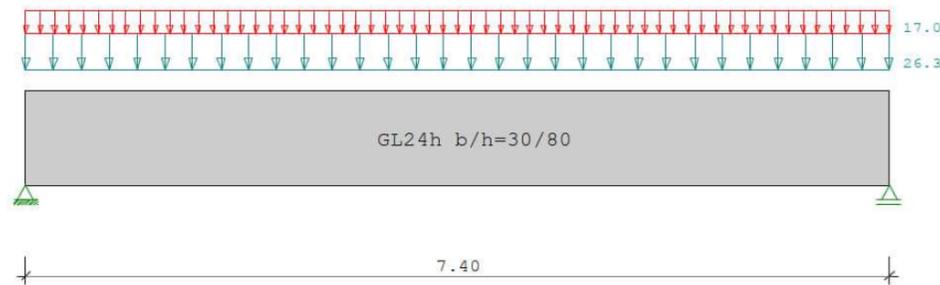
PISOS SUPERIORES COM VIGAS LAMINADAS CRUZADAS

Máximo. Carga dinâmica: 3,0 kN/m² 5,6 m = 16,8 kN/m

Máximo. Carga permanente: 4,7 kN/m² 5,6 m = 26,3 kN/m

Durchlaufträger DLT10 01/2022/A (Frilo R-2022-1/P09)

Scale 1 : 50



System	length	cross-section values			
Span	L (m)	b (cm)	h (cm)	Iy (cm ⁴)	
1	7.40	constant	30.0	80.0	1.280e+6

Load type (kN,m)	1=uniform over L	2=concentrated at a					
	3=single moment at a	4=trapezoidal btw. a, a+b					
	5=triangular over L	6=trapezoidal over L					
Span Type AG G	r g_l/r	q_l/r	factor	distanc	e length	from item	Phi
1 1 A	26.30	17.00	1.00				

Dead load of girder is considered with Gamma = 5.0 kN/m³.

Actions:							
No.	Cl	Name	ψ0	ψ1	ψ2	γ	KLED
A	1	Cat A - domestic	0.70	0.50	0.30	1.50	medium

Consequence class CC 2 acc. EN 1990 Tab. B1 -> K_{fi} = 1.0 Tab. B3
 In following tables the last cell the row is a reference to the number of the related superposition (see below).
 In tables with internal forces multiplied by Gamma is additionally a reference to the main action.

Results for 1-times loads							
Span moments maximum (kNm , kN)							
Span	Mf	Mle	Mri	Vle	Vri	comb	
1	x0 = 3.70	304.60	0.00	0.00	164.65	-164.65	2

Support moments maximum (kNm , kN)							
Column	Mle	Mri	Vle	Vri	max F	min F	comb
1	0.00	0.00	0.00	164.65	164.65	101.75	2
2	0.00	0.00	-164.65	0.00	164.65	101.75	2

Support reactions (kN)						
Column	by g	max q	min q	Fulload	max	min
1	101.75	62.90	0.00	164.65	164.65	101.75
2	101.75	62.90	0.00	164.65	164.65	101.75
Total:	203.50	125.80	0.00	329.30	329.30	203.50

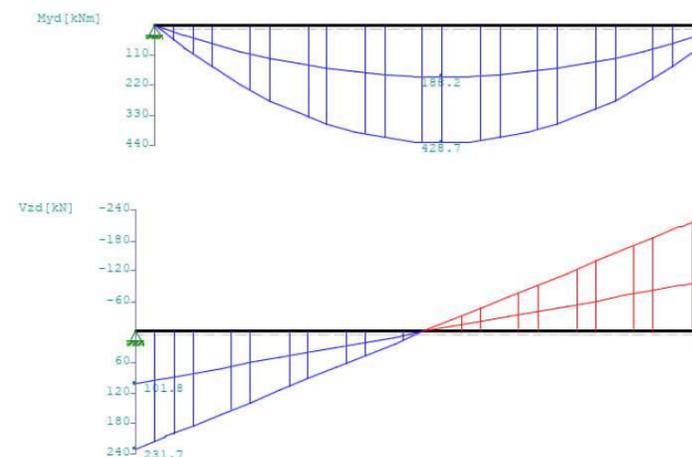
Support reactions (kN)				
CA	Column 1 max	min	Column 2 max	min
g	101.8	101.8	101.8	101.8
A	62.9	0.0	62.9	0.0
tot	164.6	101.8	164.7	101.8

Results for γ-times loads
 Partial safety factor γ_G * K_{fi} = 1.35 spanwise constant

Span moments maximum (kNm , kN)							
Span	x0	Mfd	Mdle	Mdri	Vle	Vri	comb
1	x0 = 3.70	428.67	0.00	0.00	231.71	-231.71	A 2

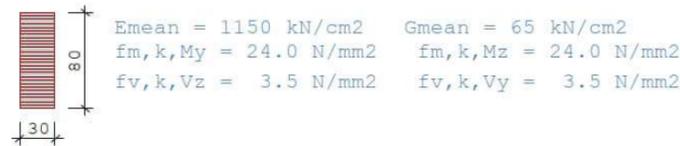
Support moments maximum (kNm , kN)							
Support	Mdle	Mdri	Vdle	Vdri	max F	min F	comb
1	0.00	0.00	0.00	231.71	231.71	101.75	A 2
2	0.00	0.00	-231.71	0.00	231.71	101.75	A 2

Scale 1 : 75



Design : DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08 GL24h
 based on EN 1995-1-1/A2:2014
 Material Code EN 14080:2013
 service class 1 k_{def} = 0.60 γ_M = 1.30 γ_{M(A)} = 1.00

PISOS SUPERIORES COM VIGAS LAMINADAS CRUZADAS



Tensions are calculated with FLBemHo901. (version9.0.4.11)
Axial stresses b/h = 30/80

Compression flange is supported continuously.

Span No.	x (m)	My,d (kNm)	σd,t (N/mm ²)	σd,b (N/mm ²)	kcrit	kmod	σd/fm,d	comb
1	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1
	3.70	428.67	-13.40	13.40	1.00	0.80	0.91	A 2
	7.40	0.00	0.00	0.00	1.00	0.80	0.00	A 2

the factor kh = 1.00 according EN 1995 3.3 (3) is considered.

Shear stresses b/h = 30/80

Column No.	x (m)	Vz,d (kN)	τD (N/mm ²)	kmod	τd/fv,d	comb
1 ri	0.800	181.61	1.14	0.80	0.74	A 2
2 le	0.800	-181.61	1.14	0.80	0.74	A 2

EN 1995 6.1.7 : kcr = 0.71

Analysis serviceability according to DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08 (2.2.3, 7.2)
perm. w_{inst} < L/300 perm. w_{in} < L/200 perm. w_{net} < L/300

Span	x1 (mm)	wgB (mm)	wqB (mm)	w	all w	η
1	3700	inst: 7.3 fin: 11.7 net: 11.7	4.5 5.3 2.2	11.8 17.0 13.8	24.7 37.0 24.7	0.48 0.46 0.56

At the following table the loads are specified by their internal numeration. The following table of calculated combinations referenced to these numbers

Load type (kN,m) : 1=uniform over L 2=concentrated at a 3=single moment at a 4=trapezoidal btw. a, a+b 5=triangular over L 6=trapezoidal over L

No.	span	Type	Grp	g1	q1	g2	q2	factor	distance	length
1	1	1	A 1	26.30	17.00			1.00		

Calculated combinations from 1 Loads

Ic	K1	K2
1	g	g
	.	x

The combinations above will be managed as followed :
Calculating ULS the dead loads will be exceeded one by one alternating by GammaG = 1,00 / 1,35.
If in one combination live-loads from different actions

Calculated combinations from 1 Loads

Ic	K1	K2

exists , then will be investigated, which action is the dominating one.
The effect of the duration of action will be checked too.

10.2.6 Paredes de cisalhamento de pilares de aço (pisos inferiores)

Área máxima de atuação em um pilar: A = 22 m²

Piso	LL (q) _k [kN/m ²]	DL _{floor} (G) _k [kN/m ²]	A - Σ (q _d) _i [kN]	A - Σ (G _d) _i [kN]
7F	2,5	4,7	55	103,4
6F	2,5	4,7	110	206,8
5F	3	4,7	176	310,2
4F	3	4,7	242	413,6
3F	3	4,7	308	517
2F	4	5,4	396	635,8
1F	5	6,2	506	772,2
GF	5	6,2	616	908,6

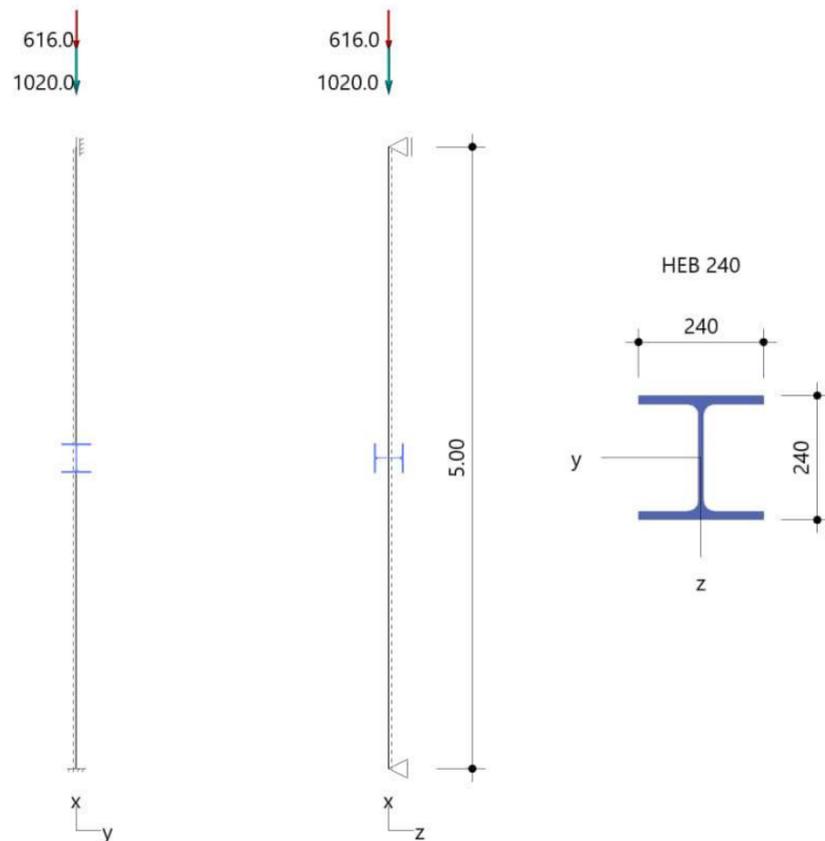
PISOS SUPERIORES COM VIGAS LAMINADAS CRUZADAS

Single-span Steel Column STS+ 01/2022 (FRILO R-2022-1/P09)

Basic Parameters

Design code	:	DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08
Safety concept / load combinatorics	:	DIN EN 1990/NA:2010-12
Ψ_2 for crane loads	:	0.90
$\Psi_2 = 0.5$ for snow (AE)	:	not considered
Permanent loads	:	all equal γ_F ($\gamma_{G,sup}$ or $\gamma_{G,inf}$)
Check of cross-section	:	plastic
Stability	:	6.3.3 - annex B
Design situation serviceability	:	characteristic
Check of absolutely deformation	$\delta_{lim} =$	5.0 cm
Check of relative deformation	$\delta_{lim} =$	$l_{eff} / 300$

System General support



Support: Height = 5.00 m Material: S355 Cross-section: HEB 240

Bearing conditions

No	x [m]	Translations ^{*)}			Rotations ^{*)}		
		u _x [kN/m]	u _y [kN/m]	u _z [kN/m]	Φ_x [kNm/rad]	Φ_y [kNm/rad]	Φ_z [kNm/rad]
1	0.00	-1	-1	-1	-1	0.0	-1
2	5.00	0.00	-1	-1	-1	0.0	-1

^{*)} -1 = fixed, 0 = free, > 0 = elastically restraint

Load

Actions(Act)

Id	Type	Design situation	Name	γ_{sup}	γ_{inf}	ψ_0	ψ_1	ψ_2
99	G	persistent/transient	ständig	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00
1	Q	persistent/transient	Kat. A: Wohngebäude	1.50	0.00	0.70	0.50	0.30

Loads

Types of load

Type 14 = Kopflast kN
The dead weight is automatically taken into account.

Standard loads cases and loads

No.	Type	in/about	pi	a [m]	pj	l [m]	Act
1	14	in x_direction	1020.0	5.00		-	99
2	14	in x_direction	616.0	5.00		-	1

Results

Summary

Design situation	Comb	Check	η
persistent/transient	1	Cross-section	0,61
persistent/transient	1	Stability	0,82
characteristic	5	Absolute deflection	0,07

Bearing capacity persistent/transient

Internal forces - Comb 1

x [m]	N _{Ed} [kN]	V _{z,Ed} [kN]	M _{y,Ed} [kNm]	V _{y,Ed} [kN]	M _{z,Ed} [kNm]
0.00	-2306.6	0.0	0.00	0.0	0.00
5.00	-2301.0	0.0	0.00	0.0	0.00

Cross-section capacity acc. to section 6.2 ff - Comb 1 $\gamma_{M0} = 1,00$

x [m]	Csc	η_N	η_{Vz}	η_{My}	η_{Vy}	η_{Mz}	η_{MyMz}	η
0.00	1	0.61	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.61
5.00	1	0.61	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.61

Stability check

x [m]	Csc	N _{Ed} [kN]	M _{y,Ed} [kNm]	Eq	η	Comb
0.00	1	2306.6	0.00	6.46	0.82	1

Serviceability

Deflection check - Absolute deformations $f_d = 5.0$ cm

x [m]	f _{x,Ed} [cm]	f _{y,Ed} [cm]	f _{z,Ed} [cm]	f _{res,Ed} [cm]	η	Comb
5.00	-0.4	0.0	0.0	0.4	0.07	5

Support Reactions

Supporting forces - characteristic per loadcase

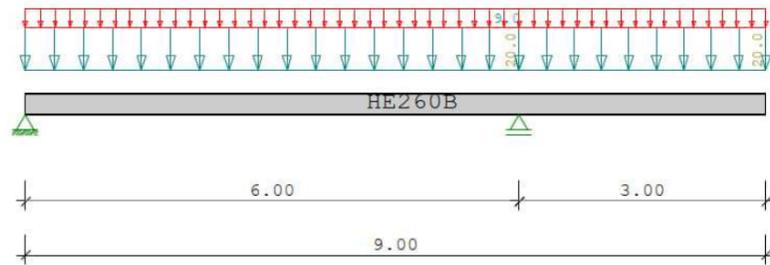
Support	x [m]	Lc	Ew	R _x [kN]	R _z [kN]	M _y [kNm]	R _y [kN]	M _z [kNm]
Foot	0.00	Self-weight	99	-4.2	-	-	-	-
		Lf 1	99	-1020.0	-	-	-	-
		Lf 2	1	-616.0	-	-	-	-

Overview of decisive load case combinations

Comb	Design situation	[Load:Factor]
1	persistent/transient	Self-weight:1,35 + 1:1,35 + 2:1,50
5	characteristic	Self-weight:1,00 + 1:1,00 + 2:1,00

VIGAS DE PAREDE DE CISCALHAMENTO EM CANTILEVER

Scale 1 : 75



Steel girder S355 DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08
E-modulus E = 210000 N/mm²

System	length	cross-section values					
Span	L (m)	CsNo.	I (cm ⁴)	St (cm ³)	Sb (cm ³)		
1	6.000	constant	1	14920.0	1150.0	1150.0	HE260B
Cantilever right	3.000	constant	1	14920.0	1150.0	1150.0	HE260B

Load type (kN,m)	: 1=uniform over L 3=single moment at a 5=triangular over L		2=concentrated at a 4=trapezoidal btw. a, a+b 6=trapezoidal over L								
Span	Type	AG	G	r	g _l /r	q _l /r	factor	distanc	e length	fromItem	Phi
1	1	A		20.000	9.000	1.000					
Cantilever											
CaRi	1	A		20.000	9.000	1.000					

Actions:		ψ0	ψ1	ψ2	γ
No.	Cl Name				
A	1 Cat A - domestic	0.70	0.50	0.30	1.50

Consequence class CC 2 acc. EN 1990 Tab. B1 -> K_{fi} = 1.0 Tab. B3
In following tables the last cell the row is a reference to the number of the related superposition (see below).
In tables with internal forces multiplied by Gamma is additionally a reference to the main action.

Results for 1-times loads

Span moments maximum (kNm , kN)							
Span	Mf	M le	M ri	V le	V ri	comb	
1	x0 = 2.480	89.38	0.00	-90.00	72.00	-102.00	2

Support moments maximum (kNm , kN)							
Column	M le	M ri	V le	V ri	max F	min F	comb
1	0.00	0.00	0.00	72.00	72.00	38.25	2
2	-130.50	-130.50	-108.75	87.00	195.75	135.00	3

Cross sections S355		fyk = 355 N/mm ²				
type name	Npl	Mplyd	Vplzd	Mplzd	Vplyd	
4 HE260B	4189	457	761	214	1865	

proof acc. DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08 6.2.1 (6.1) γM0 = 1.00										
Span No.	x (m)	csno.	My,ed (kNm)	Vz,ed (kN)	σv (N/mm ²)	τ (N/mm ²)	CSCL	η	comb	
1	0.000	1	0.0	101.3	73	42	1	0.21	A	2
	2.500	1	126.6	0.0	110	0	1	0.31	A	2
	6.000	1	-182.3	-151.9	161	16	1	0.45	A	4
CaRi	0.000	1	-182.3	121.5	160	13	1	0.45	A	3
	3.000	1	0.0	0.0	0	0	1	0.00	A	2

proof acc. DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08 6.2.1 (6.2) γM0 = 1.00									
Span No.	x (m)	My,ed (kNm)	Vz,ed (kN)	CSCL (-)	ρ (-)	M,Rd (kNm)	η	comb	
1	0.000	0.0	101.3	1	0.00	456.5	0.13	A	2
	2.500	126.6	0.0	1	0.00	456.5	0.28	A	2
	6.000	-182.3	-151.9	1	0.00	456.5	0.40	A	4
CaRi	0.000	-182.3	121.5	1	0.00	456.5	0.40	A	3
	3.000	0.0	0.0	1	0.00	456.5	0.00	A	2

Compression flange is supported continuously.
Proof of torsional-flexural buckling is not necessary.

Permissible deflection : in span perm.f = L / 300
characteristic combination Cantilever L / 150

Span No.	x (m)	f _g (cm)	f _{tot} (cm)	f (cm)	perm.f (cm)	η	comb
1	2.700	0.45	0.92	0.924	2.000	0.46	2
CaRi	3.000	0.65	1.71	1.713	2.000	0.86	3

At the following table the loads are specified by their internal numeration. The following table of calculated combinations referenced. to these numbers

Load type (kN,m)	: 1=uniform over L 3=single moment at a 5=triangular over L		2=concentrated at a 4=trapezoidal btw. a, a+b 6=trapezoidal over L						
No. span	Type	Grp	g1	q1	g2	q2	factor	distance	length
1	1	1	A	1	20.00	9.00	1.00		
Cantilever									
2	CaRi	1	A	2	20.00	9.00	1.00		

Calculated combinations from 2 Loads

Ic	K1	K2	K3	K4
1	g	g	g	g
2	.	x	.	x
3	.	.	x	x

The combinations above will be managed as followed :
Calculating ULS the dead loads will be exceeded all at once alternating by GammaG = 1,00 / 1,35.
If in one combination live-loads from different actions exists , then will be investigated, which action is the dominating one.

The effect of the duration of action will be checked too.

Support reactions (kN)							
Column	by	g	max q	min q	Fulload	max	min
1		45.00	27.00	-6.75	65.25	72.00	38.25
2		135.00	60.75	0.00	195.75	195.75	135.00
Total:		180.00	87.75	-6.75	261.00	267.75	173.25

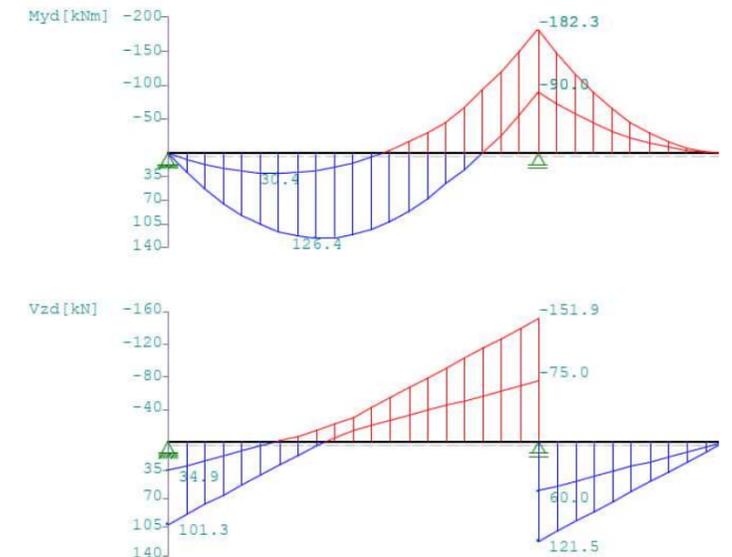
Support reactions (kN)				
CA	Column 1		Column 2	
	max	min	max	min
g	45.0	45.0	135.0	135.0
A	27.0	-6.8	60.8	0.0
tot	72.0	38.2	195.8	135.0

Results for γ-times loads
Partial safety factor γG * K_{FI} = 1.35 constant over whole girder length

Span moments maximum (kNm , kN)							
Span	Mfd	Mdle	Mdri	V le	V ri	comb	
1	x0 = 2.500	126.56	0.00	-121.50	101.25	-141.75	A 2

Support moments maximum (kNm , kN)							
Support	Mdle	Mdri	Vdle	Vdri	max F	min F	comb
1	0.00	0.00	0.00	101.25	101.25	34.87	A 2
2	-182.25	-182.25	-151.88	121.50	273.38	135.00	A 3

Scale 1 : 100



VIGAS DE PAREDE DE CISLHAMENTO

Durchlaufräger DLT10 01/2022/A (Frilo R-2022-1/P09)

Scale 1 : 50



Steel girder S355 DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08
E-modulus E = 210000 N/mm2

System	length	cross-section values				
Span	L (m)	CsNo.	I (cm4)	St (cm3)	Sb (cm3)	
1	6.000	constant	1 14920.0	1150.0	1150.0	HE260B

Load type (kN,m)	1=uniform over L	2=concentrated at a
	3=single moment at a	4=trapezoidal btw. a, a+b
	5=triangular over L	6=trapezoidal over L

Span	Type	AG	G	r	g_l/r	q_l/r	factor	distanc	e length	fromtem	Phi
1	1	A		20.000	9.000	1.000					

Actions:		ψ0	ψ1	ψ2	γ
A 1	Cat A - domestic	0.70	0.50	0.30	1.50

Consequence class CC 2 acc. EN 1990 Tab. B1 -> K_{FI} = 1.0 Tab. B3
In following tables the last cell the row is a reference to the number of the related superposition (see below).
In tables with internal forces multiplied by Gamma is additionally a reference to the main action.

Results for 1-times loads

Span moments maximum (kNm , kN)							
Span	x0	Mf	M le	M ri	V le	V ri	comb
1	x0 = 3.000	130.50	0.00	0.00	87.00	-87.00	2

Support moments maximum (kNm , kN)							
Column	M le	M ri	V le	V ri	max F	min F	comb
1	0.00	0.00	0.00	87.00	87.00	60.00	2
2	0.00	0.00	-87.00	0.00	87.00	60.00	2

Support reactions (kN)						
Column	by g	max q	min q	Fulload	max	min
1	60.00	27.00	0.00	87.00	87.00	60.00
2	60.00	27.00	0.00	87.00	87.00	60.00
Total:	120.00	54.00	0.00	174.00	174.00	120.00

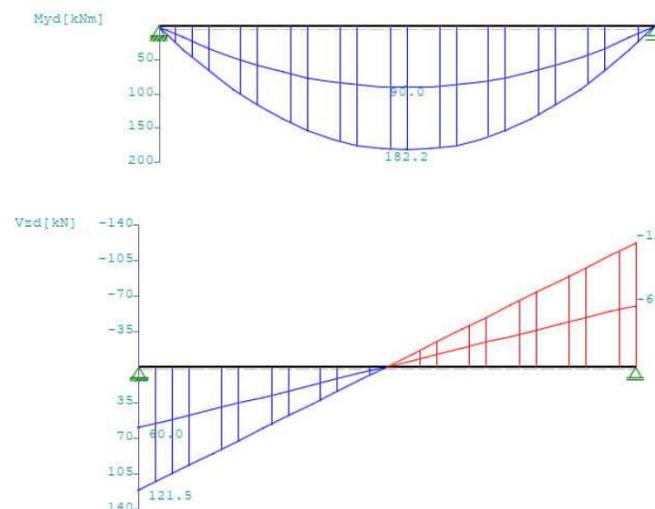
Support reactions (kN)				
CA	Column 1 max	min	Column 2 max	min
g	60.0	60.0	60.0	60.0
A	27.0	0.0	27.0	0.0
tot	87.0	60.0	87.0	60.0

Results for γ-times loads
Partial safety factor γ_G * K_{FI} = 1.35 constant over whole girder length

Span moments maximum (kNm , kN)							
Span	x0	Mfd	Mdle	Mdri	V le	V ri	comb
1	x0 = 3.000	182.25	0.00	0.00	121.50	-121.50	A 2

Support moments maximum (kNm , kN)							
Support	Mdle	Mdri	Vdle	Vdri	max F	min F	comb
1	0.00	0.00	0.00	121.50	121.50	60.00	A 2
2	0.00	0.00	-121.50	0.00	121.50	60.00	A 2

Scale 1 : 75



Cross sections	S355	fyk =	355 N/mm2		
type name	Npl	Mplyd	Vplzd	Mplzd	Vplyd
4 HE260B	4189	457	761	214	1865

VIGAS DE PAREDE DE CISALHAMENTO

proof acc. DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08 6.2.1 (6.1) γM0 = 1.00										
Span No.	x (m)	csno.	My,ed (kNm)	Vz,ed (kN)	σv (N/mm2)	τ	CSCL	η	comb	
1	0.000	1	0.0	121.5	88	51	1	0.25	A	2
	3.000	1	182.2	0.0	159	0	1	0.45	A	2
	6.000	1	0.0	-121.5	88	51	1	0.25	A	2

proof acc. DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08 6.2.1 (6.2) γM0 = 1.00									
Span No.	x (m)	My,ed (kNm)	Vz,ed (kN)	CSCL (-)	ρ (-)	M,Rd (kNm)	η	comb	
1	0.000	0.0	121.5	1	0.00	456.5	0.16	A	2
	3.000	182.2	0.0	1	0.00	456.5	0.40	A	2
	6.000	0.0	-121.5	1	0.00	456.5	0.16	A	2

Compression flange is supported continuously.
Proof of torsional-flexural buckling is not necessary.

Permissible deflection : in span perm.f = L / 300
characteristic combination

Span No.	x (m)	fg (cm)	ftot (cm)	f (cm)	perm.f (cm)	η	comb
1	3.000	1.08	1.56	1.562	2.000	0.78	2

At the following table the loads are specified by their internal numeration.
The following table of calculated combinations referenced to these numbers

No.	span	Type	Grp	Load type (kN,m)				factor	distance	length
				g1	q1	g2	q2			
1	1	1	A 1	20.00	9.00			1.00		

Calculated combinations from 1 Loads

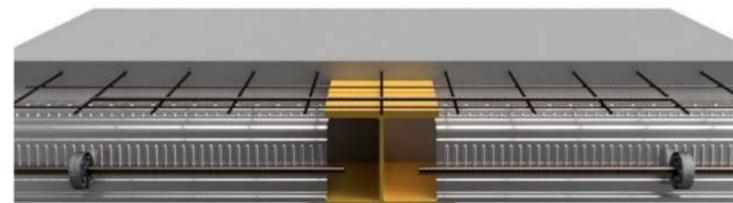
lc	K1	K2
1	g	g
	.	x

The combinations above will be managed as followed :
Calculating ULS the dead loads will be exceeded all at once alternating by GammaG = 1,00 / 1,35.
If in one combination live-loads from different actions exists , then will be investigated, which action is the dominating one.
The effect of the duration of action will be checked too.

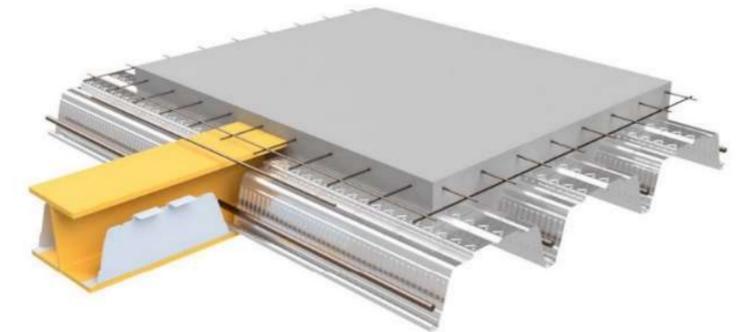
LAJE COMPOSTA DE CONCRETO E AÇO PARA AS RAMPAS

Exemplo de laje com altura reduzida:

SlimFlor® with Asymmetric Steel Beam Continuous Details



Typical continuous SlimDek 210™ slab supported on ASB.



Typical continuous SlimDek 210™ slab supported on ASB.



ASB with continuous bottom compression reinforcement through web



ASB continuous SlimDek 210™ slab supported on ASB bottom view

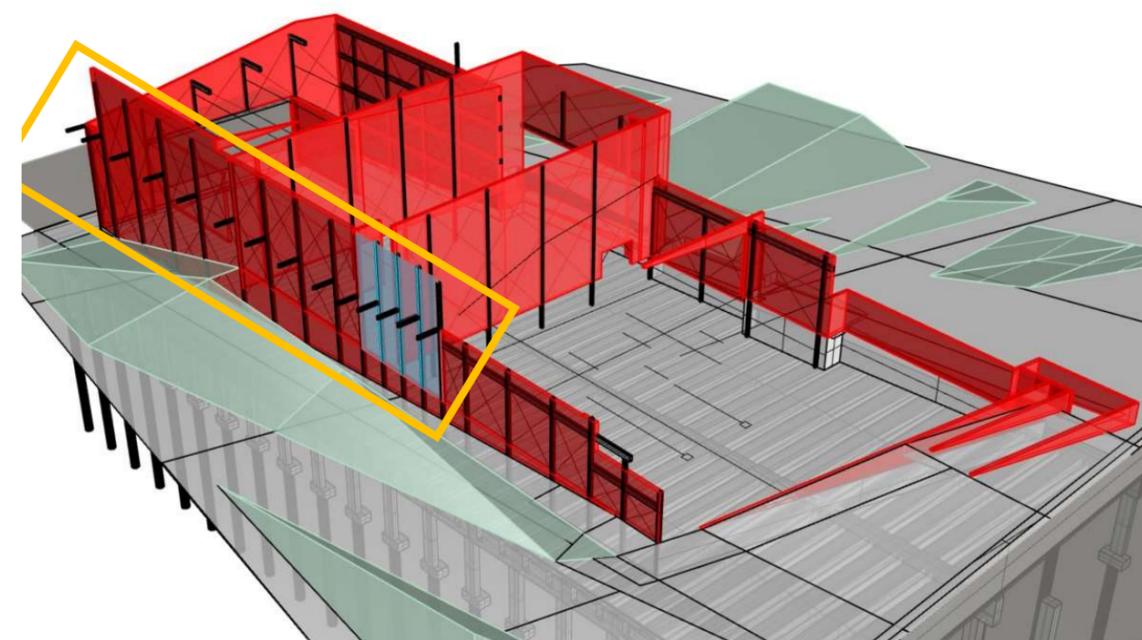
PRINCIPAIS ELEMENTOS ESTRUTURAIS DO EDIFÍCIO CULTURAL



Visão geral dos elementos estruturais:

- Paredes de cisalhamento: estrutura de aço com contraventamento em cruz e revestimento.
- Pilares: áreas internas (exceto paredes de cisalhamento e átrio) em concreto
- Átrio, áreas externas e pisos de estacionamento em concreto
- Vigas para cobertura: atrio - aço RHS teatro - treliça de aço
- Edifício de uso múltiplo: RHS de aço
- Vigas e lajes: em CLT (exceto paredes de cisalhamento)
- Arquibancadas com vigas: em CLT
- Lajes de piso: CLT - lajes compostas de concreto
- Rampas: Lajes de concreto armado e vigas de aço

PAREDES DE CISALHAMENTO DE PILARES DE AÇO PARA PEDESTRES



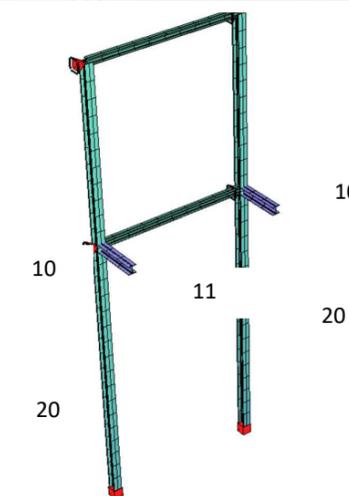
7 kN/m² (carga pontual da cobertura: 7kN/m² x 18m² =

5 kN/m² (carga pontual da cobertura: 5kN/m² x 18m² =

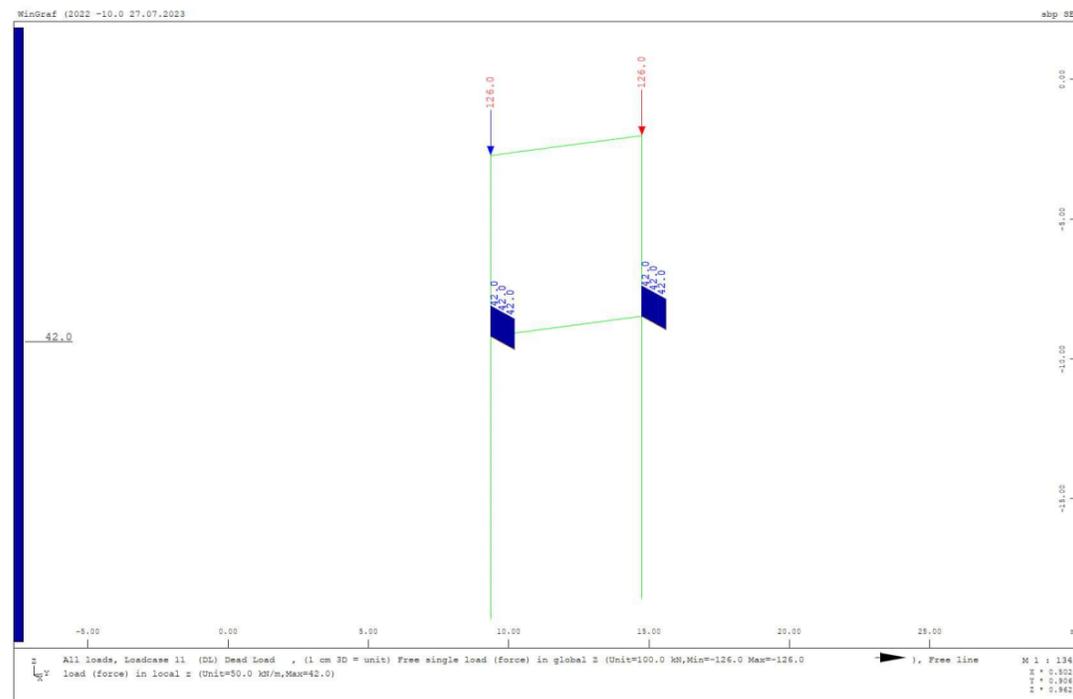
Números de seção

Cargas permanentes:
126 kN)

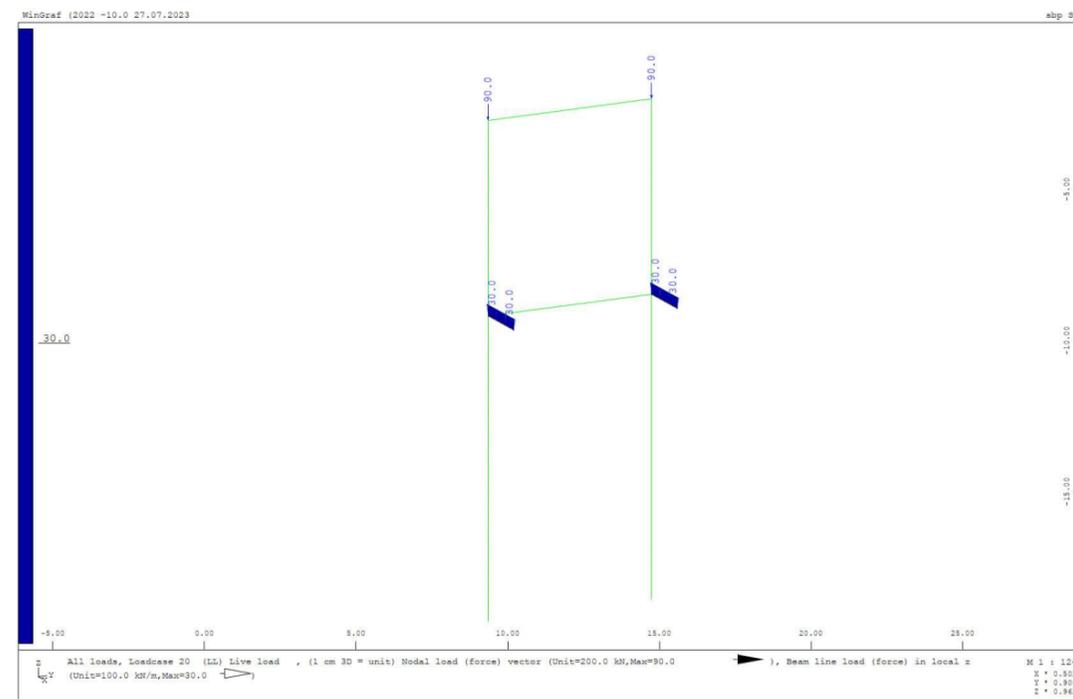
Cargas dinâmicas para pedestres:
90 kN)



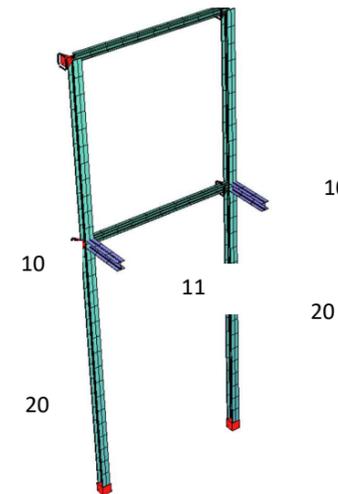
PAREDES DE CISALHAMENTO DE PILARES DE AÇO PARA PEDESTRES



LC 11 - Cargas permanentes



Cargas dinâmicas



Números de seção

Cargas permanentes:

126 kN)

Cargas dinâmicas para pedestres:

90 kN)

7 kN/m^2 (carga pontual da cobertura: $7 \text{ kN/m}^2 \times 18 \text{ m}^2 =$

5 kN/m^2 (carga pontual da cobertura: $5 \text{ kN/m}^2 \times 18 \text{ m}^2 =$

LC 2020 $\Sigma R_X = -0.7 \text{ kN}$ $\Sigma R_Y = 0.0 \text{ kN}$ $\Sigma R_Z = 1159.6 \text{ kN}$

von Mises stresses ($\sigma_{\text{m-v}}$)
max. $|\sigma_{\text{m-v-BEAM}}|$ approx. 199.33MPa
values based on AQB results!



PAREDES DE CISALHAMENTO DE PILARES DE AÇO PARA PEDESTRES

Maximum Utilisation Level

	N	Vy	Vz	My	Mz	Mtp	Mts	Mb	Ncr	SCL	Total
	$\sigma-x$	$\sigma+y$	τ	$\sigma-v$	$\sigma-s$	$\sigma-dvn$	As-l	As-v	crack	c/t	
Section 10	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-	(3)	0.561
HE 320 AA (EN 10365)	0.505	0.505	0.445	0.561	-	-	-	-	-	0.439	
Section 11	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-	(3)	0.012
HE 240 AA (FN 10365)	0.012	0.012	0.009	0.012	-	-	-	-	-	0.010	
Section 20	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-	(1)	0.222
HE 300 M (EN 10365)	0.222	0.113	0.000	0.222	-	-	-	-	-	0.053	
Total	0.000	-	(3)	0.561							
	0.505	0.505	0.445	0.561	-	-	-	-	-	0.439	

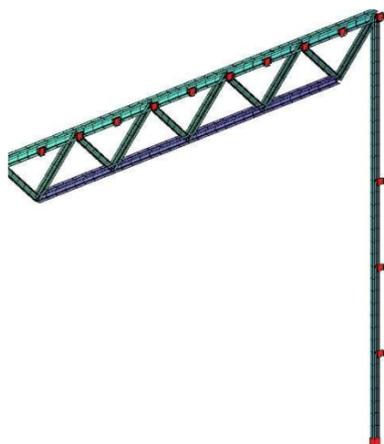
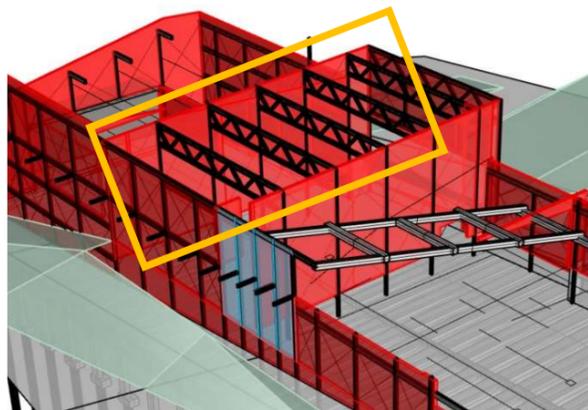
*As seções também são limitadas pelas deformações permitidas.

Perfil HEB 240, aço S355

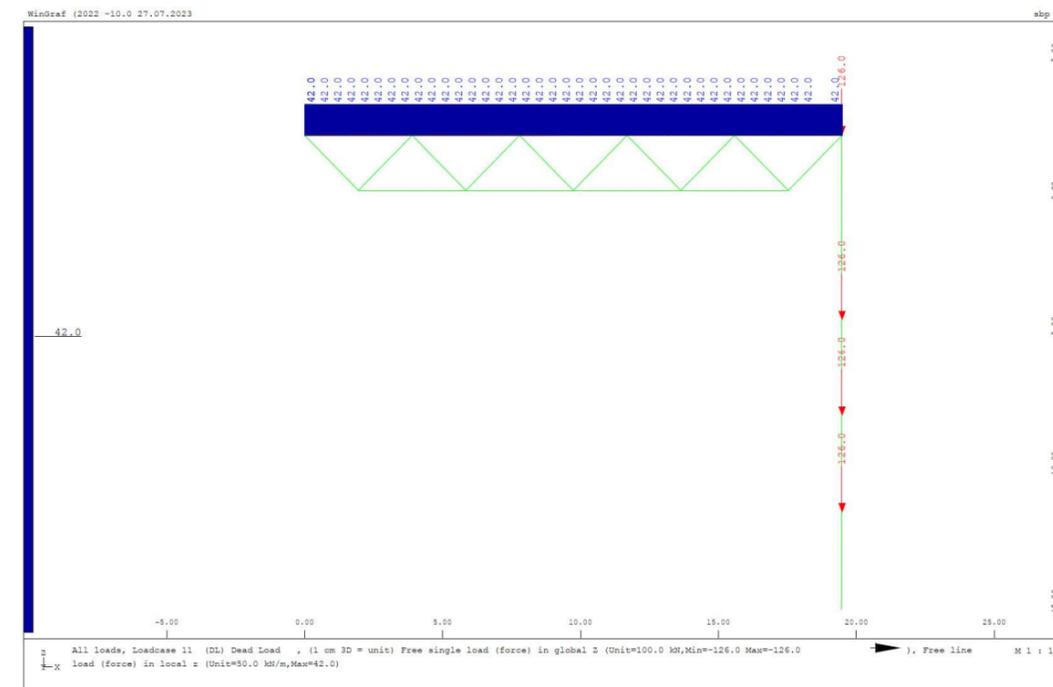
Cargas permanentes: 7 kN/m² (carga pontual do cobertura: 7kN/m² x 18m² = 126 kN)

Cargas vivas para pedestres: 5 kN/m² (Teto de carga pontual: 5kN/m² x 18m² = 90 kN)

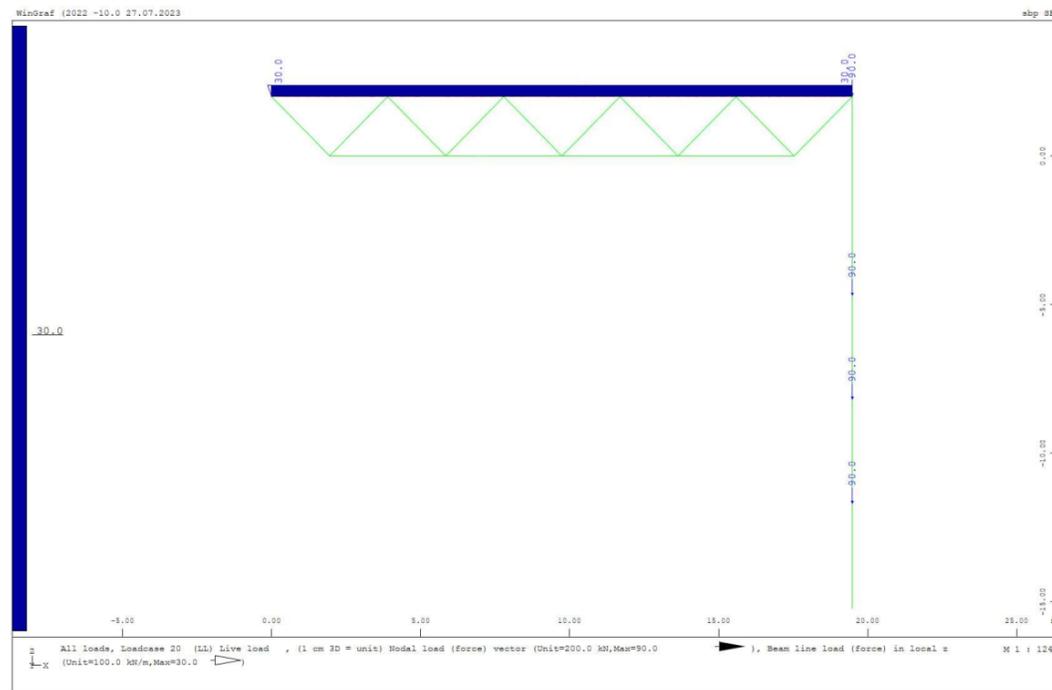
11.2.2 Teatro de paredes de cisalhamento de pilares de aço.



Modelo de visão geral



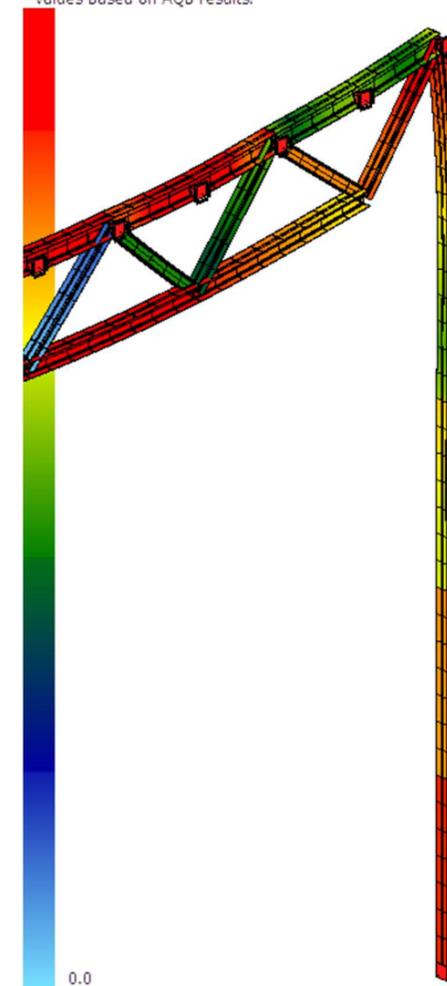
PAREDES DE CISALHAMENTO DE PILARES DE AÇO PARA PEDESTRES



LC 20 - Cargas dinâmicas

LC 2020 $\Sigma RX=0.0kN$ $\Sigma RY=0.0kN$ $\Sigma RZ=3300.4kN$

von Mises stresses (sigma-v)
max. |sigmav-BEAM| approx. 295.83MPa
values based on AQB results!



Tensões de Von Misses com deflexão de 20x sob a combinação crítica LC

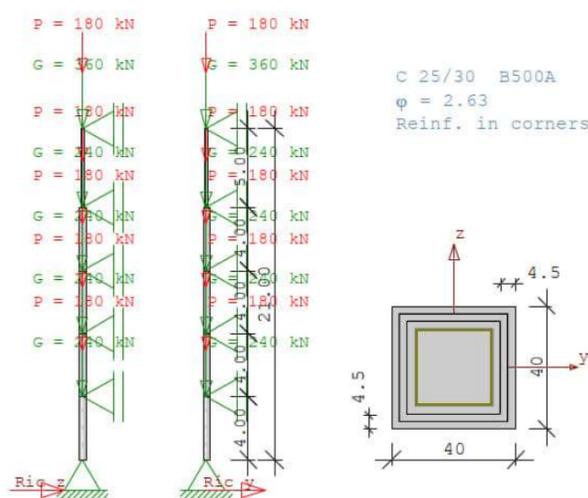
Maximum Utilisation Level

	N	Vy	Vz	My	Mz	Mtp	Mts	Mb	Ncr	SCL	Total
	$\sigma-x$	$\sigma+x$	τ	$\sigma-v$	$\sigma-s$	$\sigma-dyn$	As-l	As-v	crack	c/t	
Section 10	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-	(1)	0.829
HE 320 AA (EN 10365)	0.000	0.829	0.044	0.829	-	-	-	-	-	0.000	
Section 11	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-	(3)	0.778
HE 240 AA (EN 10365)	0.568	0.778	0.075	0.778	-	-	-	-	-	0.494	
Section 12	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-	(3)	0.857
HE 400 AA (EN 10365)	0.857	0.000	0.000	0.857	-	-	-	-	-	0.526	
Section 20	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-	(1)	0.648
HE 240 B (EN 10365)	0.648	0.000	0.033	0.648	-	-	-	-	-	0.306	
Total	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-	(3)	0.857

PILARES EM CONCRETO PARA ÁREAS INTERNAS

Reinforced Concrete Column B5 01/2019/E (Frilo R-2022-1/P09)

COLUMN, Rectangle, 2-axial strained
 Calculation base: DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12
 E = 31000 N/mm² ρ = 2500 kg/m³



System:	Member No.	h (m)	by (cm)	dz (cm)	b1 (cm)	d1 (cm)	exist. (cm ²)	Req As (cm ²)
	5	5.00	30.0	30.0	4.5	4.5	.00	35.94
	4	4.00	35.0	35.0	4.5	4.5	.00	35.94
	3	4.00	35.0	35.0	4.5	4.5	.00	35.94
	2	4.00	35.0	35.0	4.5	4.5	.00	35.94
Bottom	1	4.00	40.0	40.0	4.5	4.5	.00	35.94

Type	SUPPORT : nodes No.	(kN/cm, kNcm)			
		-1 = rigid, 0 = free, > 0 = elastic	y-direction about z-axis (kN/m)	z-direct. about y-axis (kN/m)	(kNm)
	6	-1	0	-1	0
	5	-1	0	-1	0
	4	-1	0	-1	0
	3	-1	0	-1	0
	2	-1	0	-1	0
Bottom	1	-1	0	-1	0

1	Mcry =	27.36 kNm	Mcrz =	27.36 kNm
2	Mcry =	18.33 kNm	Mcrz =	18.33 kNm
3	Mcry =	18.33 kNm	Mcrz =	18.33 kNm
4	Mcry =	18.33 kNm	Mcrz =	18.33 kNm
5	Mcry =	11.54 kNm	Mcrz =	11.54 kNm

NODES - LOADS :

LcNo.	KNo.	V (kN)	ey (cm)	ez (cm)	Py (kN)	Pz (kN)	My (kNm)	Mz act con alt (kNm)
1	2	240.00
		180.00
2	3	240.00	A
		180.00	A
3	4	240.00	A
		180.00	A
4	5	240.00	A
		180.00	A
5	6	360.00	A
		180.00	A
		64.00 (dead load)						

Actions:

No.	Cl Name	ψ0	ψ1	ψ2	γ
A	1 Cat A - domestic	0.70	0.50	0.30	1.50

Further design fundamentals:
 Accuracy Gkn = 1.20e-7
 Number of sub-element per member section: 6
 Stress-strain-curve of concr. for deform. analy. EN 1992-1-1 3.1.5
 Calc. of compr. force in concr. without deduction of reinf.
 If n > -0.10 : eff EI acc.toEN2 7.4.2 (7.19)
 Creep effects are considered by modified stress-strain-curve.
 φ_{eff} = φ₀ * M₀/Med (M₀ By permanent combination with ei)
 consequence class acc. EN 1990 tab b.1CC2 -> KFi = 1.0 (Tab B.3)
 FLBemBn.DLL: version9.0.1.141

BUCKLING LENGTH, slenderness, not wanted - and creep - eccentric. :

Lc-Comb	bar No.	sky (m)	skz (m)	λy	λz	+eiy (cm)	+eiz (cm)	φ _{eff}
1	5	4.78	4.78	55.1	55.1	1.07	1.07	1.39
1	4	4.86	4.86	48.0	48.0	-1.21	-1.21	1.39
1	3	4.05	4.05	40.0	40.0	1.01	1.01	1.39
1	2	3.54	3.54	35.0	35.0	-.89	-.89	1.39
1	1	4.16	4.16	36.0	36.0	1.04	1.04	1.39

CALCULATED COMBINATIONS by 5 Loads

Lc-Comb	K1	K2	K3	K4	K5	K6
	g	g	g	g	g	g
	A	A	A	A	A	A
1	x
2	x	x
3	x	x	x	.	.	.
4	x	x	x	x	.	.
5	x	x	x	x	x	.

Partial safety factor γ_C = 1.50 γ_S = 1.15 γ_G = 1.35 / 1.00

INTERNAL FORCES and design for bending with N: without ea, Th.1.O.

Lc-Comb	height (m)	Nd (kN)	Myd (kNm)	Mzd (kNm)	ρ (%)	req As exist.As (cm ²) (cm ²)
1	21.000	-771.2	.00	.00	0.296	2.66*
1	20.167	-771.2	.00	.00	0.296	2.66*
4	19.333	-771.2	.00	.00	0.296	2.66*
3	18.500	-771.2	.00	.00	0.296	2.66*
5	17.667	-771.2	.00	.00	0.296	2.66*
5	16.833	-771.2	.00	.00	0.296	2.66*
5	16.000	-771.2	.00	.00	0.296	2.66*
3	16.000	-1381.7	.00	.00	0.389	4.77*
3	15.333	-1381.7	.00	.00	0.389	4.77*
4	14.667	-1381.7	.00	.00	0.389	4.77*
2	14.000	-1381.7	.00	.00	0.389	4.77*
2	13.333	-1381.7	.00	.00	0.389	4.77*
4	12.667	-1381.7	.00	.00	0.389	4.77*
3	12.000	-1381.7	.00	.00	0.389	4.77*
3	12.000	-1992.3	.00	.00	1.320	16.17#
3	11.333	-1992.3	.00	.00	1.320	16.17#
1	10.667	-1992.3	.00	.00	1.320	16.17#
3	10.000	-1992.3	.00	.00	1.320	16.17#
1	9.333	-1992.3	.00	.00	1.320	16.17#
1	8.667	-1992.3	.00	.00	1.320	16.17#
3	8.000	-1992.3	.00	.00	1.320	16.17#
1	8.000	-2602.8	.00	.00	2.721	33.34#
1	7.333	-2602.8	.00	.00	2.721	33.34#
1	6.667	-2602.8	.00	.00	2.721	33.34#
1	6.000	-2602.8	.00	.00	2.721	33.34#
2	5.333	-2602.8	.00	.00	2.721	33.34#
1	4.667	-2602.8	.00	.00	2.721	33.34#
2	4.000	-2602.8	.00	.00	2.721	33.34#
1	4.000	-3218.4	.00	.00	2.246	35.94#
1	3.333	-3218.4	.00	.00	2.246	35.94#
1	2.667	-3218.4	.00	.00	2.246	35.94#
1	2.000	-3218.4	.00	.00	2.246	35.94#
1	1.333	-3218.4	.00	.00	2.246	35.94#
1	.667	-3218.4	.00	.00	2.246	35.94#
1	.000	-3218.4	.00	.00	2.246	35.94#

design with minimum excentricity authoritative
 * Minimum reinforcement acc. to 9.5.2 (2)

INTERNAL FORCES and design for bending with N: with ea, Th.1.O.

Lc-Comb	height (m)	Nd (kN)	Myd (kNm)	Mzd (kNm)	ρ (%)	req As exist.As (cm ²) (cm ²)
1	21.000	-771.2	.00	.00	0.296	2.66*
1	20.167	-771.2	-4.62	-4.60	0.296	2.66*
4	19.333	-771.2	-6.96	-6.95	0.296	2.66*
3	18.500	-771.2	-7.69	-7.68	0.296	2.66*
5	17.667	-771.2	-5.55	-5.55	0.296	2.66*
5	16.833	-771.2	-2.99	-2.99	0.296	2.66*
5	16.000	-771.2	.41	.41	0.296	2.66*
3	16.000	-1381.7	.33	.34	0.389	4.77*
3	15.333	-1381.7	9.34	9.31	0.389	4.77*
4	14.667	-1381.7	14.58	14.56	0.389	4.77*
2	14.000	-1381.7	17.42	17.42	0.389	4.77*
2	13.333	-1381.7	16.08	16.10	0.389	4.77*
4	12.667	-1381.7	9.11	9.12	0.389	4.77*
3	12.000	-1381.7	1.51	1.49	0.389	4.77*

PILARES EM CONCRETO PARA ÁREAS INTERNAS

INTERNAL FORCES and design for bending with N: with ea, Th.1.O.

Lc-Comb	height (m)	Nd (kN)	Myd (kNm)	Mzd (kNm)	ρ (%)	req As (cm2)	exist.As (cm2)
3	12.000	-1992.3	1.51	1.49	1.320	16.17#	.
3	11.333	-1992.3	-8.96	-8.95	1.320	16.17#	.
1	10.667	-1992.3	-16.21	-16.20	1.320	16.17#	.
3	10.000	-1992.3	-18.83	-18.83	1.320	16.17#	.
1	9.333	-1992.3	-19.08	-19.09	1.320	16.17#	.
1	8.667	-1992.3	-13.04	-13.05	1.320	16.17#	.
3	8.000	-1992.3	-.73	-.71	1.320	16.17#	.
1	8.000	-2602.8	-.93	-.93	2.721	33.34#	.
1	7.333	-2602.8	11.51	11.51	2.721	33.34#	.
1	6.667	-2602.8	19.07	19.07	2.721	33.34#	.
1	6.000	-2602.8	21.64	21.65	2.721	33.34#	.
2	5.333	-2602.8	18.27	18.27	2.721	33.34#	.
1	4.667	-2602.8	11.31	11.31	2.721	33.34#	.
2	4.000	-2602.8	-2.16	-2.16	2.721	33.34#	.
1	4.000	-3218.4	-1.86	-1.86	2.246	35.94#	.
1	3.333	-3218.4	-20.54	-20.55	2.246	35.94#	.
1	2.667	-3218.4	-31.29	-31.30	2.246	35.94#	.
1	2.000	-3218.4	-34.38	-34.39	2.246	35.94#	.
1	1.333	-3218.4	-30.03	-30.03	2.246	35.94#	.
1	.667	-3218.4	-18.50	-18.50	2.246	35.94#	.
1	.000	-3218.4	.00	.00	2.246	35.94#	.

design with minimum excentricity authoritative
* Minimum reinforcement acc. to 9.5.2 (2)

INTERNAL FORCES and design for bending with N: with ea, Th.2.O.

Lc-Comb	height (m)	Nd (kN)	Myd (kNm)	Mzd (kNm)	ρ (%)	req As (cm2)	exist.As (cm2)
1	21.000	-771.2	.00	.00	3.993	35.94	.
1	20.167	-771.2	5.51	5.49	3.993	35.94	.
1	19.333	-771.2	8.81	8.79	3.993	35.94	.
1	18.500	-771.2	9.85	9.84	3.993	35.94	.
1	17.667	-771.2	8.67	8.68	3.993	35.94	.
1	16.833	-771.2	5.41	5.41	3.993	35.94	.
1	16.000	-771.2	.26	.25	3.993	35.94	.
1	16.000	-1381.7	.26	.25	2.934	35.94	.
1	15.333	-1381.7	-10.11	-10.09	2.934	35.94	.
1	14.667	-1381.7	-17.19	-17.17	2.934	35.94	.
1	14.000	-1381.7	-20.44	-20.43	2.934	35.94	.
1	13.333	-1381.7	-19.39	-19.40	2.934	35.94	.
1	12.667	-1381.7	-13.72	-13.73	2.934	35.94	.
1	12.000	-1381.7	-3.22	-3.20	2.934	35.94	.
1	12.000	-1992.3	-3.22	-3.20	2.934	35.94	.
1	11.333	-1992.3	9.46	9.45	2.934	35.94	.
1	10.667	-1992.3	18.90	18.89	2.934	35.94	.
1	10.000	-1992.3	23.93	23.93	2.934	35.94	.
1	9.333	-1992.3	23.50	23.51	2.934	35.94	.
1	8.667	-1992.3	16.84	16.85	2.934	35.94	.
1	8.000	-1992.3	3.41	3.40	2.934	35.94	.
1	8.000	-2602.8	3.41	3.40	2.934	35.94	.
1	7.333	-2602.8	-12.62	-12.63	2.934	35.94	.
1	6.667	-2602.8	-23.05	-23.05	2.934	35.94	.
1	6.000	-2602.8	-27.17	-27.17	2.934	35.94	.
1	5.333	-2602.8	-24.59	-24.60	2.934	35.94	.
1	4.667	-2602.8	-15.38	-15.38	2.934	35.94	.
1	4.000	-2602.8	.10	.10	2.934	35.94	.

INTERNAL FORCES and design for bending with N: with ea, Th.2.O.

Lc-Comb	height (m)	Nd (kN)	Myd (kNm)	Mzd (kNm)	ρ (%)	req As (cm2)	exist.As (cm2)
1	4.000	-3218.4	.10	.10	2.246	35.94	.
1	3.333	-3218.4	22.81	22.82	2.246	35.94	.
1	2.667	-3218.4	36.53	36.53	2.246	35.94	.
1	2.000	-3218.4	40.86	40.86	2.246	35.94	.
1	1.333	-3218.4	35.81	35.81	2.246	35.94	.
1	.667	-3218.4	21.90	21.90	2.246	35.94	.
1	.000	-3218.4	.00	.00	2.246	35.94	.

Serviceability: Deflections quasi-permanent combination Th.2.O. (cm)

Lc-Comb	height (m)	Th.1.O.		Th.2.O.	
		fEli	fEliφ	fEieff	fEieffφ
1	21.00	.000	.000	.000	.000
1	20.17	.000	.000	.000	.000
1	19.33	.000	.000	.000	.000
1	18.50	.000	.000	.000	.000
1	17.67	.000	.000	.000	.000
1	16.83	.000	.000	.000	.000
1	16.00	.000	.000	.000	.000
1	16.00	.000	.000	.000	.000
1	15.33	.000	.000	.000	.000
1	14.67	.000	.000	.000	.000
1	14.00	.000	.000	.000	.000
1	13.33	.000	.000	.000	.000
1	12.67	.000	.000	.000	.000
1	12.00	.000	.000	.000	.000
1	12.00	.000	.000	.000	.000
1	11.33	.000	.000	.000	.000
1	10.67	.000	.000	.000	.000
1	10.00	.000	.000	.000	.000
1	9.33	.000	.000	.000	.000
1	8.67	.000	.000	.000	.000
1	8.00	.000	.000	.000	.000
1	8.00	.000	.000	.000	.000
1	7.33	.000	.000	.000	.000
1	6.67	.000	.000	.000	.000
1	6.00	.000	.000	.000	.000
1	5.33	.000	.000	.000	.000
1	4.67	.000	.000	.000	.000
1	4.00	.000	.000	.000	.000
1	4.00	.000	.000	.000	.000
1	3.33	.000	.000	.000	.000
1	2.67	.000	.000	.000	.000
1	2.00	.000	.000	.000	.000
1	1.33	.000	.000	.000	.000
1	.67	.000	.000	.000	.000
1	.00	.000	.000	.000	.000

Serviceability: deflection rare combination State II Th.2.O. without φ

Lc-Comb	height (m)	N (kN)	My (kNm)	Mz (kNm)	fy	fz (cm)
1	21.000	-551.3	.00	.00	.00	.00
1	20.167	-551.3	.00	.00	.00	.00
1	19.333	-551.2	.00	.00	.00	.00
1	18.500	-551.2	.00	.00	.00	.00
1	17.667	-551.2	.00	.00	.00	.00
1	16.833	-551.2	.00	.00	.00	.00
1	16.000	-551.2	.00	.00	.00	.00
1	16.000	-983.5	.00	.00	.00	.00
1	15.333	-983.5	.00	.00	.00	.00
1	14.667	-983.5	.00	.00	.00	.00
1	14.000	-983.5	.00	.00	.00	.00
1	13.333	-983.5	.00	.00	.00	.00
1	12.667	-983.5	.00	.00	.00	.00
1	12.000	-983.5	.00	.00	.00	.00
1	12.000	-1415.7	.00	.00	.00	.00
1	11.333	-1415.7	.00	.00	.00	.00
1	10.667	-1415.7	.00	.00	.00	.00
1	10.000	-1415.7	.00	.00	.00	.00
1	9.333	-1415.7	.00	.00	.00	.00
1	8.667	-1415.7	.00	.00	.00	.00
1	8.000	-1415.7	.00	.00	.00	.00
1	8.000	-1848.0	.00	.00	.00	.00
1	7.333	-1848.0	.00	.00	.00	.00
1	6.667	-1848.0	.00	.00	.00	.00
1	6.000	-1848.0	.00	.00	.00	.00
1	5.333	-1848.0	.00	.00	.00	.00
1	4.667	-1848.0	.00	.00	.00	.00
1	4.000	-1848.0	.00	.00	.00	.00
1	4.000	-2284.0	.00	.00	.00	.00
1	3.333	-2284.0	.00	.00	.00	.00
1	2.667	-2284.0	.00	.00	.00	.00
1	2.000	-2284.0	.00	.00	.00	.00
1	1.333	-2284.0	.00	.00	.00	.00
1	.667	-2284.0	.00	.00	.00	.00
1	.000	-2284.0	.00	.00	.00	.00

Serviceability: deflection rare combination State II Th.2.O. with φ

Lc-Comb	height (m)	N (kN)	My (kNm)	Mz (kNm)	fy	fz (cm)
1	21.000	-551.3	.00	.00	.00	.00
1	20.167	-551.3	.00	.00	.00	.00
1	19.333	-551.2	.00	.00	.00	.00
1	18.500	-551.2	.00	.00	.00	.00
1	17.667	-551.2	.00	.00	.00	.00
1	16.833	-551.2	.00	.00	.00	.00
1	16.000	-551.2	.00	.00	.00	.00
1	16.000	-983.5	.00	.00	.00	.00
1	15.333	-983.5	.00	.00	.00	.00
1	14.667	-983.5	.00	.00	.00	.00
1	14.000	-983.5	.00	.00	.00	.00
1	13.333	-983.5	.00	.00	.00	.00
1	12.667	-983.5	.00	.00	.00	.00
1	12.000	-983.5	.00	.00	.00	.00
1	12.000	-1415.7	.00	.00	.00	.00
1	11.333	-1415.7	.00	.00	.00	.00

PILARES EM CONCRETO PARA ÁREAS INTERNAS

Serviceability: deflection rare combination						
Combination: Max		State II Th.2.O.			with ϕ	
Lc-Comb	height (m)	N (kN)	My (kNm)	Mz (kNm)	fy (cm)	fz
1	10.667	-1415.7	.00	.00	.00	.00
1	10.000	-1415.7	.00	.00	.00	.00
1	9.333	-1415.7	.00	.00	.00	.00
1	8.667	-1415.7	.00	.00	.00	.00
1	8.000	-1415.7	.00	.00	.00	.00
1	8.000	-1848.0	.00	.00	.00	.00
1	7.333	-1848.0	.00	.00	.00	.00
1	6.667	-1848.0	.00	.00	.00	.00
1	6.000	-1848.0	.00	.00	.00	.00
1	5.333	-1848.0	.00	.00	.00	.00
1	4.667	-1848.0	.00	.00	.00	.00
1	4.000	-1848.0	.00	.00	.00	.00
1	4.000	-2284.0	.00	.00	.00	.00
1	3.333	-2284.0	.00	.00	.00	.00
1	2.667	-2284.0	.00	.00	.00	.00
1	2.000	-2284.0	.00	.00	.00	.00
1	1.333	-2284.0	.00	.00	.00	.00
1	.667	-2284.0	.00	.00	.00	.00
1	.000	-2284.0	.00	.00	.00	.00

Usability: deformations freq combination						
Combination: Max		State II Th.2.O.			without ϕ	
Lc-Comb	height (m)	N (kN)	My (kNm)	Mz (kNm)	fy (cm)	fz
1	21.000	-461.3	.00	.00	.00	.00
1	20.167	-461.3	.00	.00	.00	.00
1	19.333	-461.2	.00	.00	.00	.00
1	18.500	-461.2	.00	.00	.00	.00
1	17.667	-461.2	.00	.00	.00	.00
1	16.833	-461.2	.00	.00	.00	.00
1	16.000	-461.2	.00	.00	.00	.00
1	16.000	-803.5	.00	.00	.00	.00
1	15.333	-803.5	.00	.00	.00	.00
1	14.667	-803.5	.00	.00	.00	.00
1	14.000	-803.5	.00	.00	.00	.00
1	13.333	-803.5	.00	.00	.00	.00
1	12.667	-803.5	.00	.00	.00	.00
1	12.000	-803.5	.00	.00	.00	.00
1	12.000	-1145.7	.00	.00	.00	.00
1	11.333	-1145.7	.00	.00	.00	.00
1	10.667	-1145.7	.00	.00	.00	.00
1	10.000	-1145.7	.00	.00	.00	.00
1	9.333	-1145.7	.00	.00	.00	.00
1	8.667	-1145.7	.00	.00	.00	.00
1	8.000	-1145.7	.00	.00	.00	.00
1	8.000	-1488.0	.00	.00	.00	.00
1	7.333	-1488.0	.00	.00	.00	.00
1	6.667	-1488.0	.00	.00	.00	.00
1	6.000	-1488.0	.00	.00	.00	.00
1	5.333	-1488.0	.00	.00	.00	.00
1	4.667	-1488.0	.00	.00	.00	.00
1	4.000	-1488.0	.00	.00	.00	.00
1	4.000	-1834.0	.00	.00	.00	.00
1	3.333	-1834.0	.00	.00	.00	.00
1	2.667	-1834.0	.00	.00	.00	.00
1	2.000	-1834.0	.00	.00	.00	.00
1	1.333	-1834.0	.00	.00	.00	.00
1	.667	-1834.0	.00	.00	.00	.00
1	.000	-1834.0	.00	.00	.00	.00

Usability: deformations freq combination						
Combination: Max		State II Th.2.O.			without ϕ	
Lc-Comb	height (m)	N (kN)	My (kNm)	Mz (kNm)	fy (cm)	fz
1	1.333	-1834.0	.00	.00	.00	.00
1	.667	-1834.0	.00	.00	.00	.00
1	.000	-1834.0	.00	.00	.00	.00

Usability: deformations freq combination						
Combination: Max		State II Th.2.O.			with ϕ	
Lc-Comb	height (m)	N (kN)	My (kNm)	Mz (kNm)	fy (cm)	fz
1	21.000	-461.3	.00	.00	.00	.00
1	20.167	-461.3	.00	.00	.00	.00
1	19.333	-461.2	.00	.00	.00	.00
1	18.500	-461.2	.00	.00	.00	.00
1	17.667	-461.2	.00	.00	.00	.00
1	16.833	-461.2	.00	.00	.00	.00
1	16.000	-461.2	.00	.00	.00	.00
1	16.000	-803.5	.00	.00	.00	.00
1	15.333	-803.5	.00	.00	.00	.00
1	14.667	-803.5	.00	.00	.00	.00
1	14.000	-803.5	.00	.00	.00	.00
1	13.333	-803.5	.00	.00	.00	.00
1	12.667	-803.5	.00	.00	.00	.00
1	12.000	-803.5	.00	.00	.00	.00
1	12.000	-1145.7	.00	.00	.00	.00
1	11.333	-1145.7	.00	.00	.00	.00
1	10.667	-1145.7	.00	.00	.00	.00
1	10.000	-1145.7	.00	.00	.00	.00
1	9.333	-1145.7	.00	.00	.00	.00
1	8.667	-1145.7	.00	.00	.00	.00
1	8.000	-1145.7	.00	.00	.00	.00
1	8.000	-1488.0	.00	.00	.00	.00
1	7.333	-1488.0	.00	.00	.00	.00
1	6.667	-1488.0	.00	.00	.00	.00
1	6.000	-1488.0	.00	.00	.00	.00
1	5.333	-1488.0	.00	.00	.00	.00
1	4.667	-1488.0	.00	.00	.00	.00
1	4.000	-1488.0	.00	.00	.00	.00
1	4.000	-1834.0	.00	.00	.00	.00
1	3.333	-1834.0	.00	.00	.00	.00
1	2.667	-1834.0	.00	.00	.00	.00
1	2.000	-1834.0	.00	.00	.00	.00
1	1.333	-1834.0	.00	.00	.00	.00
1	.667	-1834.0	.00	.00	.00	.00
1	.000	-1834.0	.00	.00	.00	.00

Usability: stress at perm combination									
DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12 7.2 (3) Adm. $\sigma_c = 0.45 * f_{ck} = 11 \text{ N/mm}^2$									
Combination: Max		State II Th.2.O.			without ϕ				
Lc-Comb	height (m)	N (kN)	My (kNm)	Mz (kNm)	ϵ_1 (o/oo)	ϵ_s	σ_c (N/mm2)	σ_s	η
1	21.000	-425.3	.0	.0	-.13	-.12	-3.9	-24	.35
1	20.167	-425.3	.0	.0	-.13	-.12	-3.9	-24	.35
1	19.333	-425.2	.0	.0	-.13	-.12	-3.9	-24	.35
2	18.500	-425.2	.0	.0	-.13	-.12	-3.9	-24	.35
1	17.667	-425.2	.0	.0	-.13	-.12	-3.9	-24	.35
1	16.833	-425.2	.0	.0	-.13	-.12	-3.9	-24	.35

PILARES EM CONCRETO PARA ÁREAS INTERNAS

Combination: Max		State II Th.2.O. without ϕ							
Lc-Comb	height (m)	N (kN)	My (kNm)	Mz (kNm)	ϵ_1 (o/oo)	ϵ_S	σ_C (N/mm ²)	σ_S	η
4	16.000	-425.2	.0	.0	-.13	-.12	-3.9	-24	.35
1	16.000	-731.5	.0	.0	-.17	-.16	-5.1	-32	.46
1	15.333	-731.5	.0	.0	-.17	-.16	-5.1	-32	.46
1	14.667	-731.5	.0	.0	-.17	-.16	-5.1	-32	.46
4	14.000	-731.5	.0	.0	-.17	-.16	-5.1	-32	.46
4	13.333	-731.5	.0	.0	-.17	-.16	-5.1	-32	.46
1	12.667	-731.5	.0	.0	-.17	-.16	-5.1	-32	.46
1	12.000	-731.5	.0	.0	-.17	-.16	-5.1	-32	.46
1	12.000	-1037.7	.0	.0	-.23	-.23	-7.2	-45	.64
1	11.333	-1037.7	.0	.0	-.23	-.23	-7.2	-45	.64
2	10.667	-1037.7	.0	.0	-.23	-.23	-7.2	-45	.64
1	10.000	-1037.7	.0	.0	-.23	-.23	-7.2	-45	.64
1	9.333	-1037.7	.0	.0	-.23	-.23	-7.2	-45	.64
1	8.667	-1037.7	.0	.0	-.23	-.23	-7.2	-45	.64
1	8.000	-1037.7	.0	.0	-.23	-.23	-7.2	-45	.64
1	8.000	-1344.0	.0	.0	-.30	-.30	-9.3	-59	.83
1	7.333	-1344.0	.0	.0	-.30	-.30	-9.3	-59	.83
1	6.667	-1344.0	.0	.0	-.30	-.30	-9.3	-59	.83
1	6.000	-1344.0	.0	.0	-.30	-.30	-9.3	-59	.83
1	5.333	-1344.0	.0	.0	-.30	-.30	-9.3	-59	.83
1	4.667	-1344.0	.0	.0	-.30	-.30	-9.3	-59	.83
1	4.000	-1344.0	.0	.0	-.30	-.30	-9.3	-59	.83
1	4.000	-1654.0	.0	.0	-.29	-.29	-9.1	-58	.81
1	3.333	-1654.0	.0	.0	-.29	-.29	-9.1	-58	.81
1	2.667	-1654.0	.0	.0	-.29	-.29	-9.1	-58	.81
1	2.000	-1654.0	.0	.0	-.29	-.29	-9.1	-58	.81
1	1.333	-1654.0	.0	.0	-.29	-.29	-9.1	-58	.81
1	.667	-1654.0	.0	.0	-.29	-.29	-9.1	-58	.81
1	.000	-1654.0	.0	.0	-.29	-.29	-9.1	-58	.81

Combination: Max		State II Th.2.O. with ϕ							
Lc-Comb	height (m)	N (kN)	My (kNm)	Mz (kNm)	ϵ_1 (o/oo)	ϵ_S	σ_C (N/mm ²)	σ_S	η
1	21.000	-425.3	.0	.0	-.30	-.28	-2.5	-56	.23
1	20.167	-425.3	.0	.0	-.30	-.28	-2.5	-56	.23
1	19.333	-425.2	.0	.0	-.30	-.28	-2.5	-56	.23
2	18.500	-425.2	.0	.0	-.30	-.28	-2.5	-56	.23
1	17.667	-425.2	.0	.0	-.30	-.28	-2.5	-56	.23
1	16.833	-425.2	.0	.0	-.30	-.28	-2.5	-56	.23
4	16.000	-425.2	.0	.0	-.30	-.28	-2.5	-56	.23
1	16.000	-731.5	.0	.0	-.42	-.41	-3.6	-82	.32
1	15.333	-731.5	.0	.0	-.42	-.41	-3.6	-82	.32
1	14.667	-731.5	.0	.0	-.42	-.41	-3.6	-82	.32
4	14.000	-731.5	.0	.0	-.42	-.41	-3.6	-82	.32
4	13.333	-731.5	.0	.0	-.42	-.41	-3.6	-82	.32
1	12.667	-731.5	.0	.0	-.42	-.41	-3.6	-82	.32
1	12.000	-731.5	.0	.0	-.42	-.41	-3.6	-82	.32
1	12.000	-1037.7	.0	.0	-.60	-.58	-5.1	-116	.45
1	11.333	-1037.7	.0	.0	-.60	-.58	-5.1	-116	.45
2	10.667	-1037.7	.0	.0	-.60	-.58	-5.1	-116	.45
1	10.000	-1037.7	.0	.0	-.60	-.58	-5.1	-116	.45
1	9.333	-1037.7	.0	.0	-.60	-.58	-5.1	-116	.45
1	8.667	-1037.7	.0	.0	-.60	-.58	-5.1	-116	.45
1	8.000	-1037.7	.0	.0	-.60	-.58	-5.1	-116	.45

Combination: Max		State II Th.2.O. with ϕ							
Lc-Comb	height (m)	N (kN)	My (kNm)	Mz (kNm)	ϵ_1 (o/oo)	ϵ_S	σ_C (N/mm ²)	σ_S	η
1	8.000	-1344.0	.0	.0	-.77	-.76	-6.6	-151	.58
1	7.333	-1344.0	.0	.0	-.77	-.76	-6.6	-151	.58
1	6.667	-1344.0	.0	.0	-.77	-.76	-6.6	-151	.58
1	6.000	-1344.0	.0	.0	-.77	-.76	-6.6	-151	.58
1	5.333	-1344.0	.0	.0	-.77	-.76	-6.6	-151	.58
1	4.667	-1344.0	.0	.0	-.77	-.76	-6.6	-151	.58
1	4.000	-1344.0	.0	.0	-.77	-.76	-6.6	-151	.58
1	4.000	-1654.0	.0	.0	-.80	-.79	-6.8	-158	.61
1	3.333	-1654.0	.0	.0	-.80	-.79	-6.8	-158	.61
1	2.667	-1654.0	.0	.0	-.80	-.79	-6.8	-158	.61
1	2.000	-1654.0	.0	.0	-.80	-.79	-6.8	-158	.61
1	1.333	-1654.0	.0	.0	-.80	-.79	-6.8	-158	.61
1	.667	-1654.0	.0	.0	-.80	-.79	-6.8	-158	.61
1	.000	-1654.0	.0	.0	-.80	-.79	-6.8	-158	.61

Serviceability: stresses rare combination
 DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12 7.2 (2) Adm. $\sigma_C = 0.6 * f_{ck} = 15 \text{ N/mm}^2$
 DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12 7.2 (5) Adm. $\sigma_S = 0.8 * f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2$

Combination: Max		State II Th.2.O. without ϕ							
Lc-Comb	height (m)	N (kN)	My (kNm)	Mz (kNm)	ϵ_1 (o/oo)	ϵ_S	σ_C (N/mm ²)	σ_S	η
1	21.000	-551.3	.0	.0	-.16	-.15	-5.0	-31	.34
1	20.167	-551.3	.0	.0	-.16	-.15	-5.0	-31	.34
5	19.333	-551.2	.0	.0	-.16	-.15	-5.0	-31	.34
1	18.500	-551.2	.0	.0	-.16	-.15	-5.0	-31	.34
5	17.667	-551.2	.0	.0	-.16	-.15	-5.0	-31	.34
5	16.833	-551.2	.0	.0	-.16	-.15	-5.0	-31	.34
5	16.000	-551.2	.0	.0	-.16	-.15	-5.0	-31	.34
3	16.000	-983.5	.0	.0	-.22	-.22	-6.9	-43	.46
3	15.333	-983.5	.0	.0	-.22	-.22	-6.9	-43	.46
4	14.667	-983.5	.0	.0	-.22	-.22	-6.9	-43	.46
2	14.000	-983.5	.0	.0	-.22	-.22	-6.9	-43	.46
1	13.333	-983.5	.0	.0	-.22	-.22	-6.9	-43	.46
4	12.667	-983.5	.0	.0	-.22	-.22	-6.9	-43	.46
4	12.000	-983.5	.0	.0	-.22	-.22	-6.9	-43	.46
1	12.000	-1415.7	.0	.0	-.32	-.31	-9.8	-62	.66
1	11.333	-1415.7	.0	.0	-.32	-.31	-9.8	-62	.66
3	10.667	-1415.7	.0	.0	-.32	-.31	-9.8	-62	.66
3	10.000	-1415.7	.0	.0	-.32	-.31	-9.8	-62	.66
3	9.333	-1415.7	.0	.0	-.32	-.31	-9.8	-62	.66
1	8.667	-1415.7	.0	.0	-.32	-.31	-9.8	-62	.66
3	8.000	-1415.7	.0	.0	-.32	-.31	-9.8	-62	.66
1	8.000	-1848.0	.0	.0	-.41	-.41	-12.8	-81	.85
1	7.333	-1848.0	.0	.0	-.41	-.41	-12.8	-81	.85
1	6.667	-1848.0	.0	.0	-.41	-.41	-12.8	-81	.85
1	6.000	-1848.0	.0	.0	-.41	-.41	-12.8	-81	.85
2	5.333	-1848.0	.0	.0	-.41	-.41	-12.8	-81	.85
1	4.667	-1848.0	.0	.0	-.41	-.41	-12.8	-81	.85
2	4.000	-1848.0	.0	.0	-.41	-.41	-12.8	-81	.85
1	4.000	-2284.0	.0	.0	-.40	-.40	-12.5	-80	.84
1	3.333	-2284.0	.0	.0	-.40	-.40	-12.5	-80	.84
1	2.667	-2284.0	.0	.0	-.40	-.40	-12.5	-80	.84
1	2.000	-2284.0	.0	.0	-.40	-.40	-12.5	-80	.84
1	1.333	-2284.0	.0	.0	-.40	-.40	-12.5	-80	.84
1	.667	-2284.0	.0	.0	-.40	-.40	-12.5	-80	.84
1	.000	-2284.0	.0	.0	-.40	-.40	-12.5	-80	.84

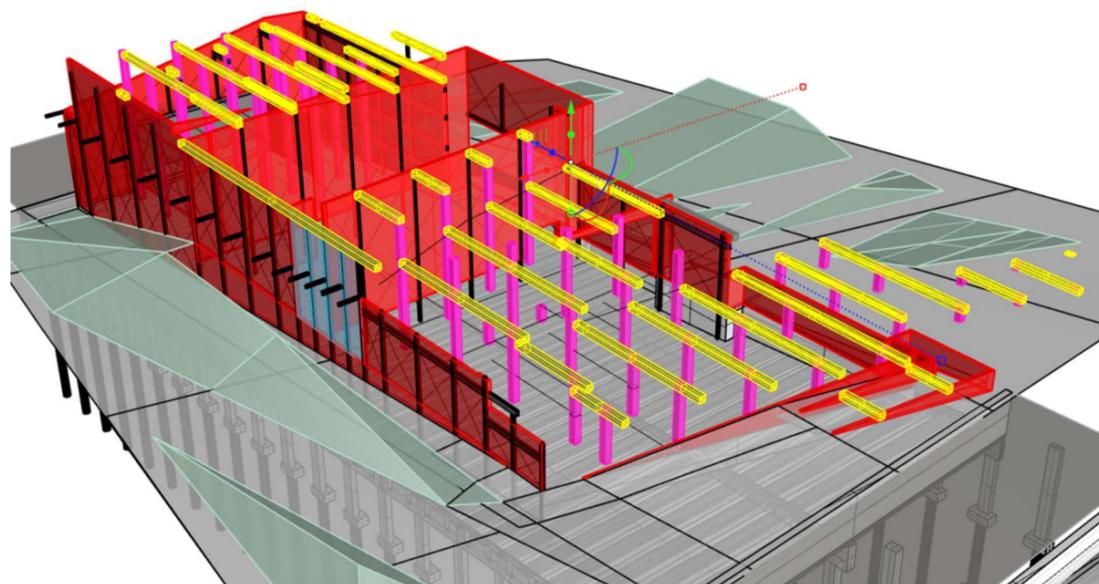
Combination: Max		State II Th.2.O. with ϕ							
Lc-Comb	height (m)	N (kN)	My (kNm)	Mz (kNm)	ϵ_1 (o/oo)	ϵ_S	σ_C (N/mm ²)	σ_S	η
1	21.000	-551.3	.0	.0	-.38	-.36	-3.3	-73	.22
1	20.167	-551.3	.0	.0	-.38	-.36	-3.3	-73	.22
5	19.333	-551.2	.0	.0	-.38	-.36	-3.3	-73	.22
1	18.500	-551.2	.0	.0	-.38	-.36	-3.3	-73	.22
5	17.667	-551.2	.0	.0	-.38	-.36	-3.3	-73	.22
5	16.833	-551.2	.0	.0	-.38	-.36	-3.3	-73	.22
5	16.000	-551.2	.0	.0	-.38	-.36	-3.3	-73	.22
3	16.000	-983.5	.0	.0	-.57	-.55	-4.8	-110	.32
3	15.333	-983.5	.0	.0	-.57	-.55	-4.8	-110	.32
4	14.667	-983.5	.0	.0	-.57	-.55	-4.8	-110	.32
2	14.000	-983.5	.0	.0	-.57	-.55	-4.8	-110	.32
1	13.333	-983.5	.0	.0	-.57	-.55	-4.8	-110	.32
4	12.667	-983.5	.0	.0	-.57	-.55	-4.8	-110	.32
4	12.000	-983.5	.0	.0	-.57	-.55	-4.8	-110	.32
1	12.000	-1415.7	.0	.0	-.81	-.80	-6.9	-159	.46
1	11.333	-1415.7	.0	.0	-.81	-.80	-6.9	-159	.46
3	10.667	-1415.7	.0	.0	-.81	-.80	-6.9	-159	.46
3	10.000	-1415.7	.0	.0	-.81	-.80	-6.9	-159	.46
3	9.333	-1415.7	.0	.0	-.81	-.80	-6.9	-159	.46
1	8.667	-1415.7	.0	.0	-.81	-.80	-6.9	-159	.46
3	8.000	-1415.7	.0	.0	-.81	-.80	-6.9	-159	.46
1	8.000	-1848.0	.0	.0	-1.05	-1.04	-9.0	-208	.60
1	7.333	-1848.0	.0	.0	-1.05	-1.04	-9.0	-208	.60
1	6.667	-1848.0	.0	.0	-1.05	-1.04	-9.0	-208	.60
1	6.000	-1848.0	.0	.0	-1.05	-1.04	-9.0	-208	.60
2	5.333	-1848.0	.0	.0	-1.05	-1.04	-9.0	-208	.60
1	4.667	-1848.0	.0	.0	-1.05	-1.04	-9.0	-208	.60
1	4.000	-1848.0	.0	.0	-1.05	-1.04	-9.0	-208	.60
1	4.000	-2284.0	.0	.0	-1.10	-1.09	-9.4	-218	.63
1	3.333	-2284.0	.0	.0	-1.10	-1.09	-9.4	-218	.63
1	2.667	-2284.0	.0	.0	-1.10	-1.09	-9.4	-218	.63
1	2.000	-2284.0	.0	.0	-1.10	-1.09	-9.4	-218	.63
1	1.333	-2284.0	.0	.0	-1.10	-1.09	-9.4	-218	.63
1	.667	-2284.0	.0	.0	-1.10	-1.09	-9.4	-21	

VIGAS DE LAJE COMPOSTAS

Consulte o capítulo 10.2.4A seção 6.1.5, referente às vigas de madeira laminada cruzada CLT do edifício comercial para os andares inferiores. Com cargas dinâmicas de 5 kN/m².

VIGAS DE COBERTURA DO ÁTRIO E DO EDIFÍCIO MULTIUSO

Atrio RHS 600x600xt, S355. t depende do vão. Para vão de 11,5 m, t=12,5 (máximo)



Steel girder S355 DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08
E-modulus E =210000 N/mm2

System	length	cross-section values				
Span	L (m)	CsNo.	I (cm4)	St (cm3)	Sb (cm3)	
1	11.500	constant	1	169059.3	5635.3	5635.3

Cross-sect. dimensions : with profile height = h , a or D

CS No.	shape	outs.measure	wall.thickn.	radius	below	r	bu	tu
		h (mm)	b (mm)	s (mm)	t (mm)	(mm)	(mm)	(mm)
1	Rect. pipe	600	600	12.5				

Load type (kN,m) : 1=uniform over L 2=concentrated at a 3=single moment at a 4=trapezoidal btw. a, a+b 5=triangular over L 6=trapezoidal over L

Span	Type	AG	G	r	g_l/r	q_l/r	factor	distanc	e length	fromItem	Phi
1	1	A		0.000	56.000	1.000					

Dead load of girder is considered with Gamma = 78.5 kN/m3 .

Actions:

No.	Cl	Name	ψ0	ψ1	ψ2	γ
A	1	Cat A - domestic	0.70	0.50	0.30	1.50

Consequence class CC 2 acc. EN 1990 Tab. B1 -> K_{FI} = 1.0 Tab. B3
In following tables the last cell the row is a reference to the number of the related superposition (see below).
In tables with internal forces multiplied by Gamma is additionally a reference to the main action.

Results for 1-times loads

Span moments maximum (kNm , kN)							
Span	Mf	M le	M ri	V le	V ri	comb	
1	x0 = 5.750	963.87	0.00	0.00	335.26	-335.26	2

Support moments maximum (kNm , kN)

Column	M le	M ri	V le	V ri	max F	min F	comb
1	0.00	0.00	0.00	335.26	335.26	13.26	2
2	0.00	0.00	-335.26	0.00	335.26	13.26	2

Support reactions (kN)

Column	by g	max q	min q	Fulload	max	min
1	13.26	322.00	0.00	335.26	335.26	13.26
2	13.26	322.00	0.00	335.26	335.26	13.26
Total:	26.52	644.00	0.00	670.52	670.52	26.52

Support reactions (kN)

CA	Column 1 max	min	Column 2 max	min
g	13.3	13.3	13.3	13.3
A	322.0	0.0	322.0	0.0
tot	335.3	13.3	335.3	13.3

Results for γ-times loads
Partial safety factor γG * K_{FI} = 1.35 constant over whole girder length

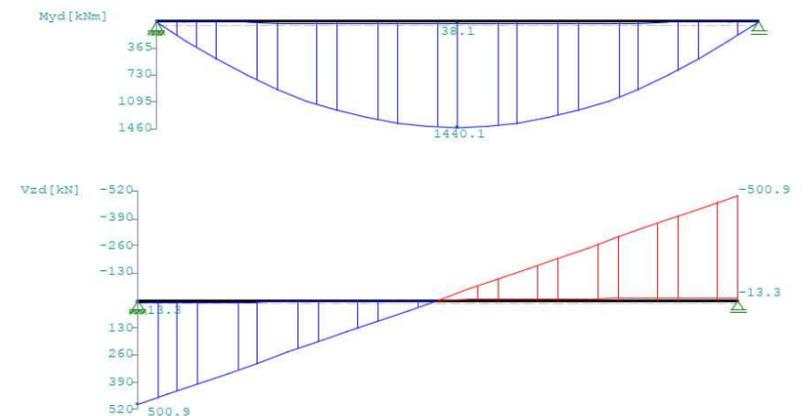
Span moments maximum (kNm , kN)

Span	Mfd	Mdle	Mdri	V le	V ri	comb
1	x0 = 5.750	1440.09	0.00	0.00	500.90	-500.90

Support moments maximum (kNm , kN)

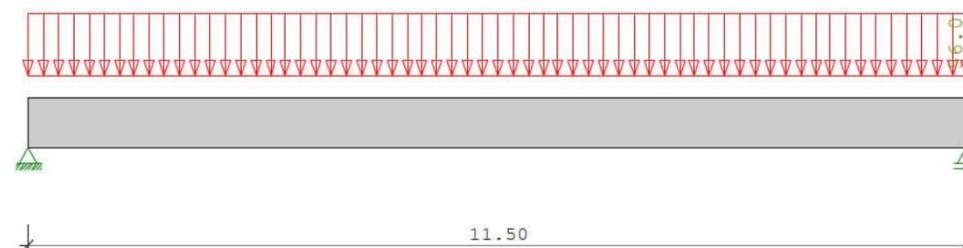
Support	Mdle	Mdri	Vdle	Vdri	max F	min F	comb
1	0.00	0.00	0.00	500.90	500.90	13.26	A 2
2	0.00	0.00	-500.90	0.00	500.90	13.26	A 2

Scale 1 : 100



Durchlaufträger DLT10 01/2022/A (Frilo R-2022-1/P09)

Scale 1 : 75



Cross sections S355		fyk = 355 N/mm2				
type name	Npl	Mplyd	Vplyd	Mplzd	Vplyd	
23 RRO600x600	10428	2298	3010	2298	3010	

proof acc. DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08 6.2.1 (6.1)										γM0 = 1.00	
Span No.	x (m)	csno.	My,ed (kNm)	Vz,ed (kN)	σv (N/mm2)	τ	CsCL	η	comb		
1	0.000	1	0.0	500.9	66	38	1	0.19	A 2		
	5.750	1	1440.1	0.0	295	0	4	0.83	A 2		
	11.500	1	0.0	-500.9	66	38	1	0.19	A 2		
proof acc. 6.2.1(4) for CsCL				4 with effective cross section values.							

proof acc. DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08 6.2.1 (6.2)										γM0 = 1.00	
Span No.	x (m)	My,ed (kNm)	Vz,ed (kN)	CsCL (-)	ρ (-)	M,Rd (kNm)	η	comb			
1	0.000	0.0	500.9	1	0.00	2297.8	0.17	A 2			
	5.750	1440.1	0.0	4			acc. 6.2 illegal!				
	11.500	0.0	-500.9	1	0.00	2297.8	0.17	A 2			

Proof of torsional-flexural buckling is not necessary for this section.

Permissible deflection : in span perm.f = L / 300
characteristic combination

Span No.	x (m)	fg (cm)	ftot (cm)	f (cm)	perm.f (cm)	η	comb
1	5.750	0.15	3.74	3.740	3.833	0.98	2

At the following table the loads are specified by their internal numeration. The following table of calculated combinations referenced to these numbers

Load type (kN,m)	:	1=uniform over L	2=concentrated at a				
		3=single moment at a	4=trapezoidal btw. a, a+b				
		5=triangular over L	6=trapezoidal over L				
No. span Type Grp	g1	q1	g2	q2	factor	distance	length
1 1 1 A 1	0.00	56.00			1.00		

Calculated combinations from 1 Loads

lc	K1	K2
1	g	g
	.	x

The combinations above will be managed as followed :
Calculating ULS the dead loads will be exceeded all at once alternating by GammaG = 1,00 / 1,35.
If in one combination live-loads from different actions exists , then will be investigated, which action is the dominating one.
The effect of the duration of action will be checked too.

Construção de vigas da cobertura

RHS 450x250x10

Durchlaufräger DLT10 01/2022/A (Frilo R-2022-1/P09)

Scale 1 : 100



Steel girder over 2 Spans S355 DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08
E-modulus E = 210000 N/mm2

System	length	cross-section values				
Span	L (m)	CsNo.	I (cm4)	St (cm3)	Sb (cm3)	
1	6.200	constant	1 30438.1	1352.8	1352.8	RRO450x250x8(sd)
2	6.200	constant	1 30438.1	1352.8	1352.8	RRO450x250x8(sd)

Cross-sect. dimensions : with profile height = h , a or D

CS No.	shape	outs.measure h (mm)	wall_thickn. b (mm)	radius s (mm)	below t (mm)	r (mm)	bu (mm)	tu (mm)
1	Rect. pipe	450	250	8.0				

Load type (kN,m)	:	1=uniform over L	2=concentrated at a				
		3=single moment at a	4=trapezoidal btw. a, a+b				
		5=triangular over L	6=trapezoidal over L				
Span Type AG G	r	g_l/r	q_l/r	factor	distanc e	length from Item	Phi
1 1 A		0.000	56.000	1.000			
2 1 A		0.000	56.000	1.000			

Dead load of girder is considered with Gamma = 78.5 kN/m3 .

Actions:

No. Cl Name	ψ0	ψ1	ψ2	γ
A 1 Cat A - domestic	0.70	0.50	0.30	1.50

Consequence class CC 2 acc. EN 1990 Tab. B1 -> Kfi = 1.0 Tab. B3
In following tables the last cell the row is a reference to the number of the related superposition (see below).
In tables with internal forces multiplied by Gamma is additionally a reference to the main action.

Results for 1-times loads

Span moments maximum (kNm , kN)							
Span		Mf	M le	M ri	V le	V ri	comb
1	x0 = 2.710	208.27	0.00	-138.67	153.90	-198.63	2
2	x0 = 3.490	208.27	-138.67	0.00	198.63	-153.90	3

Support moments maximum (kNm , kN)							
Column	M le	M ri	V le	V ri	max F	min F	comb
1	0.00	0.00	0.00	153.90	153.90	-19.70	2
2	-273.21	-273.21	-220.33	220.33	440.66	6.66	4
3	0.00	0.00	-153.90	0.00	153.90	-19.70	3

Support reactions (kN)							
Column	by g	max q	min q	Fulload	max	min	
1	2.00	151.90	-21.70	132.20	153.90	-19.70	
2	6.66	434.00	0.00	440.66	440.66	6.66	
3	2.00	151.90	-21.70	132.20	153.90	-19.70	
Total:	10.65	737.80	-43.40	705.05	748.45	-32.75	

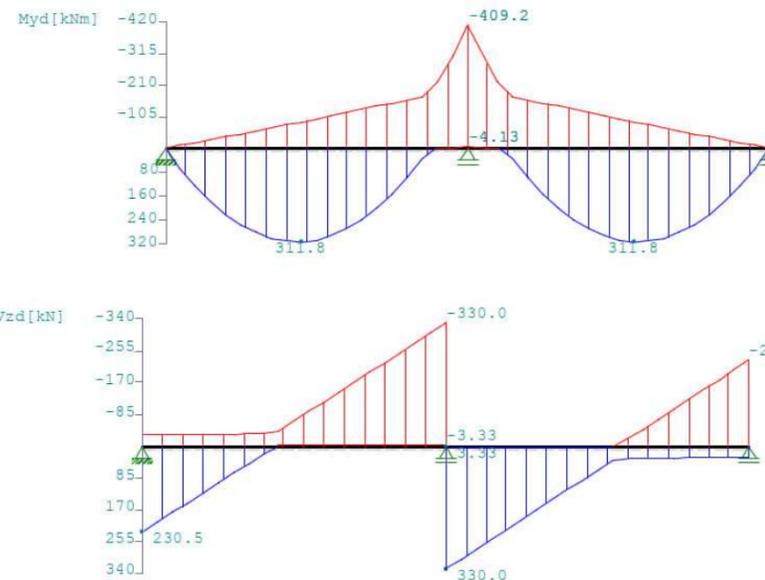
Support reactions (kN)							
CA	Column 1		Column 2		Column 3		
	max	min	max	min	max	min	
g	2.0	2.0	6.7	6.7	2.0	2.0	
A	151.9	-21.7	434.0	0.0	151.9	-21.7	
tot	153.9	-19.7	440.7	6.7	153.9	-19.7	

Results for γ-times loads
 Partial safety factor $\gamma_G * K_{R1} = 1.35$ constant over whole girder length

Span moments maximum (kNm , kN)							
Span		Mfd	Mdle	Mdri	V le	V ri	comb
1	x0 = 2.710	312.07	0.00	-207.38	230.55	-297.44	A 2
2	x0 = 3.490	312.07	-207.38	0.00	297.44	-230.55	A 3

Support moments maximum (kNm , kN)							
Support	Mdle	Mdri	Vdle	Vdri	max F	min F	comb
1	0.00	0.00	0.00	230.55	230.55	-30.55	A 2
2	-409.19	-409.19	-329.99	329.99	659.99	6.66	A 4
3	0.00	0.00	-230.55	0.00	230.55	-30.55	A 3

Scale 1 : 125



Cross sections S355		fyk = 355 N/mm2				
type name	Npl	Mplyd	Vplzd	Mplzd	Vplyd	
23	RRO450x250	3885	581	1442	387	801

proof acc. DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08 6.2.1 (6.1) $\gamma_{M0} = 1.00$									
Span No.	x (m)	csno.	My,ed (kNm)	Vz,ed (kN)	σ_v (N/mm2)	τ	CSSL	η	comb
1	0.000	1	0.0	230.5	67	39	1	0.19	A 2
	2.710	1	312.1	-0.2	231	0	2	0.65	A 2
	6.200	1	-409.2	-330.0	307	29	2	0.86	A 4
2	0.000	1	-409.2	330.0	307	29	2	0.86	A 4
	3.490	1	312.1	0.2	231	0	2	0.65	A 3
	6.200	1	0.0	-230.5	67	39	1	0.19	A 3

proof acc. DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08 6.2.1 (6.2) $\gamma_{M0} = 1.00$									
Span No.	x (m)	My,ed (kNm)	Vz,ed (kN)	CSSL (-)	ρ (-)	M,Rd (kNm)	η	comb	
1	0.000	0.0	230.5	1	0.00	581.3	0.33	A 2	
	2.710	312.1	-0.2	2	0.00	581.3	0.54	A 2	
	6.200	-409.2	-330.0	2	0.00	581.3	0.70	A 4	
2	0.000	-409.2	330.0	2	0.00	581.3	0.70	A 4	
	3.490	312.1	0.2	2	0.00	581.3	0.54	A 3	
	6.200	0.0	-230.5	1	0.00	581.3	0.33	A 3	

Proof of torsional-flexural buckling is not necessary for this section.

Permissible deflection : in span perm.f = L / 300
 characteristic combination

Span No.	x (m)	fg (cm)	ftot (cm)	f (cm)	perm.f (cm)	η	comb
1	2.790	0.01	1.19	1.192	2.067	0.58	2
2	3.410	0.01	1.19	1.192	2.067	0.58	3

At the following table the loads are specified by their internal numeration. The following table of calculated combinations referenced to these numbers

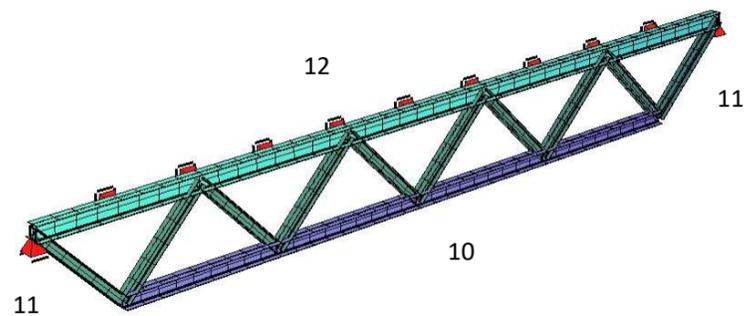
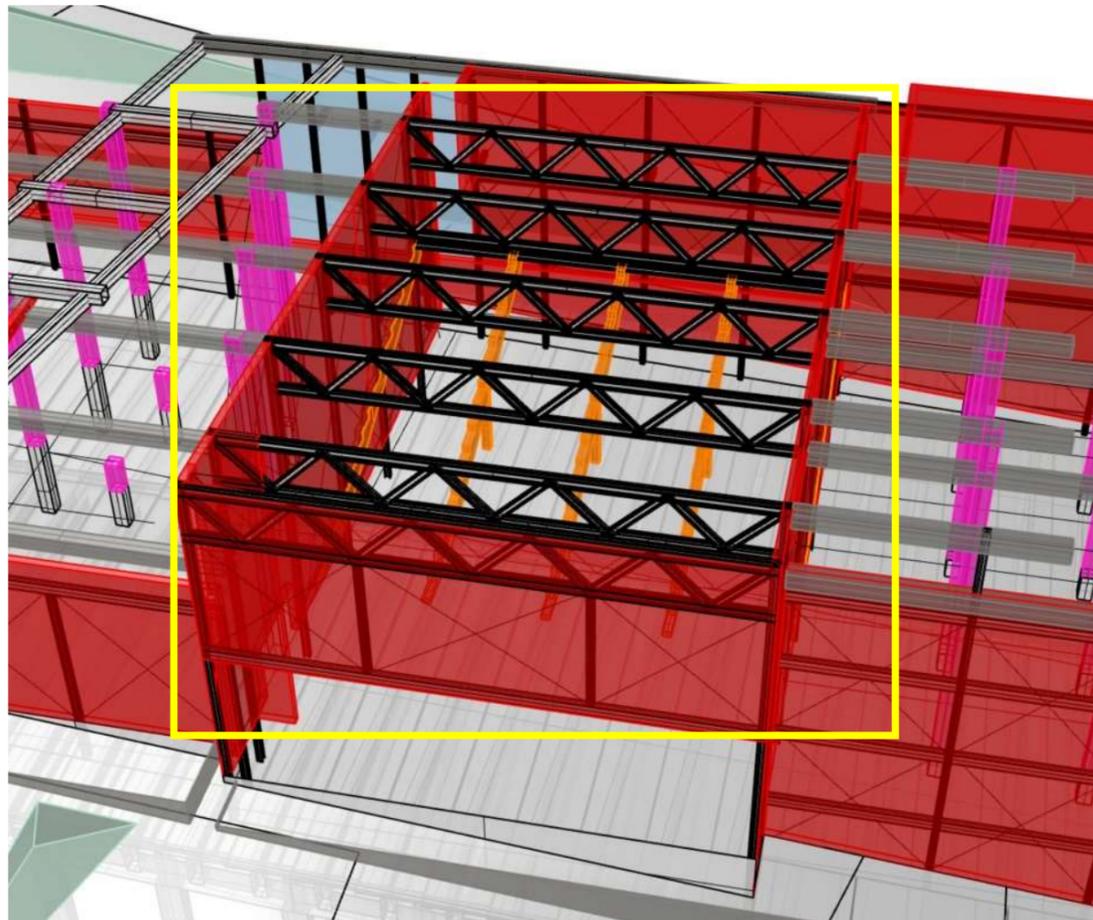
No.	span	Type	Grp	Load type (kN,m)		g1	q1	g2	q2	factor	distance	length
				1=uniform over L	2=concentrated at a							
				3=single moment at a	4=trapezoidal btw. a, a+b							
				5=triangular over L	6=trapezoidal over L							
1	1	1	A 1	0.00	56.00					1.00		
2	2	1	A 2	0.00	56.00					1.00		

Calculated combinations from 2 Loads

Ic	K1	K2	K3	K4
1	g	g	g	g
2	.	x	.	x
	.	.	x	x

The combinations above will be managed as followed :
 Calculating ULS the dead loads will be exceeded all at once alternating by $\gamma_{G1} = 1.00 / 1.35$.
 If in one combination live-loads from different actions exists , then will be investigated, which action is the dominating one.
 The effect of the duration of action will be checked too.

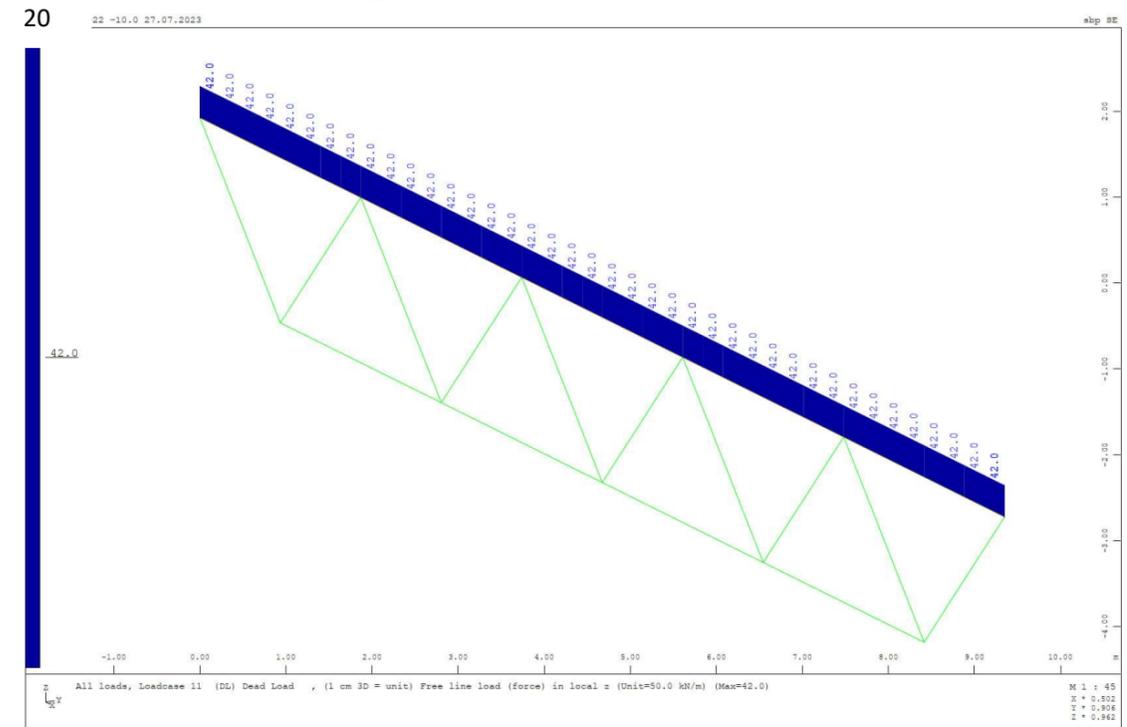
TEATRO COM TRELIÇAS DE AÇO NA COBERTUA



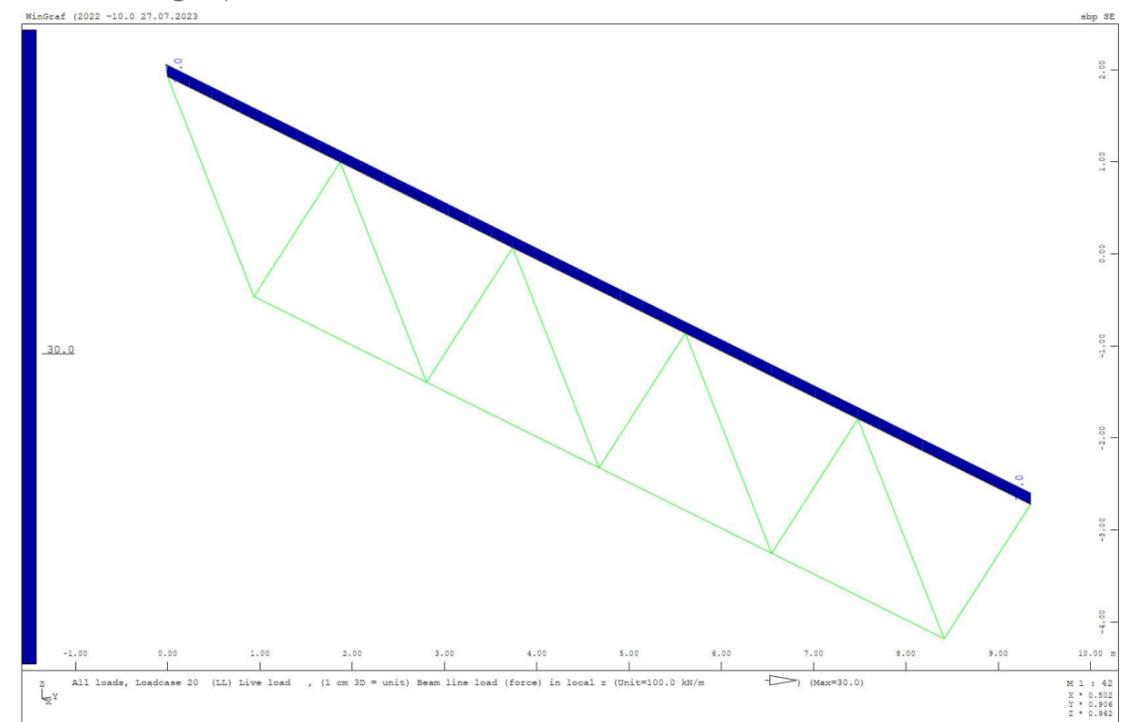
Modelo de visão geral com números de seção

Cargas permanentes: 7 kN/m² (carga linear do cobertura: 7kN/m² x 6m = 42 kN/m)

Cargas dinâmicas para pedestros: 5 kN/m² (teto de carga linear: 5kN/m² x 6m = 30 kN/m)

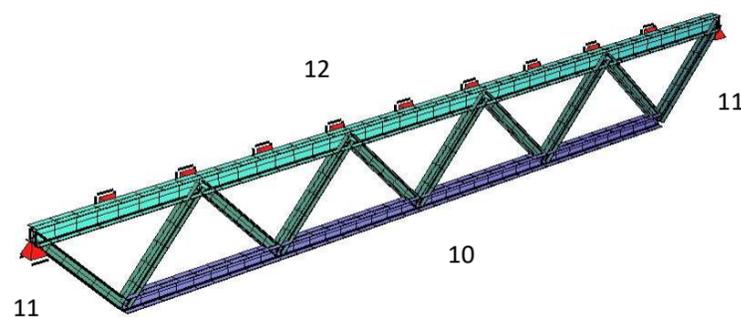
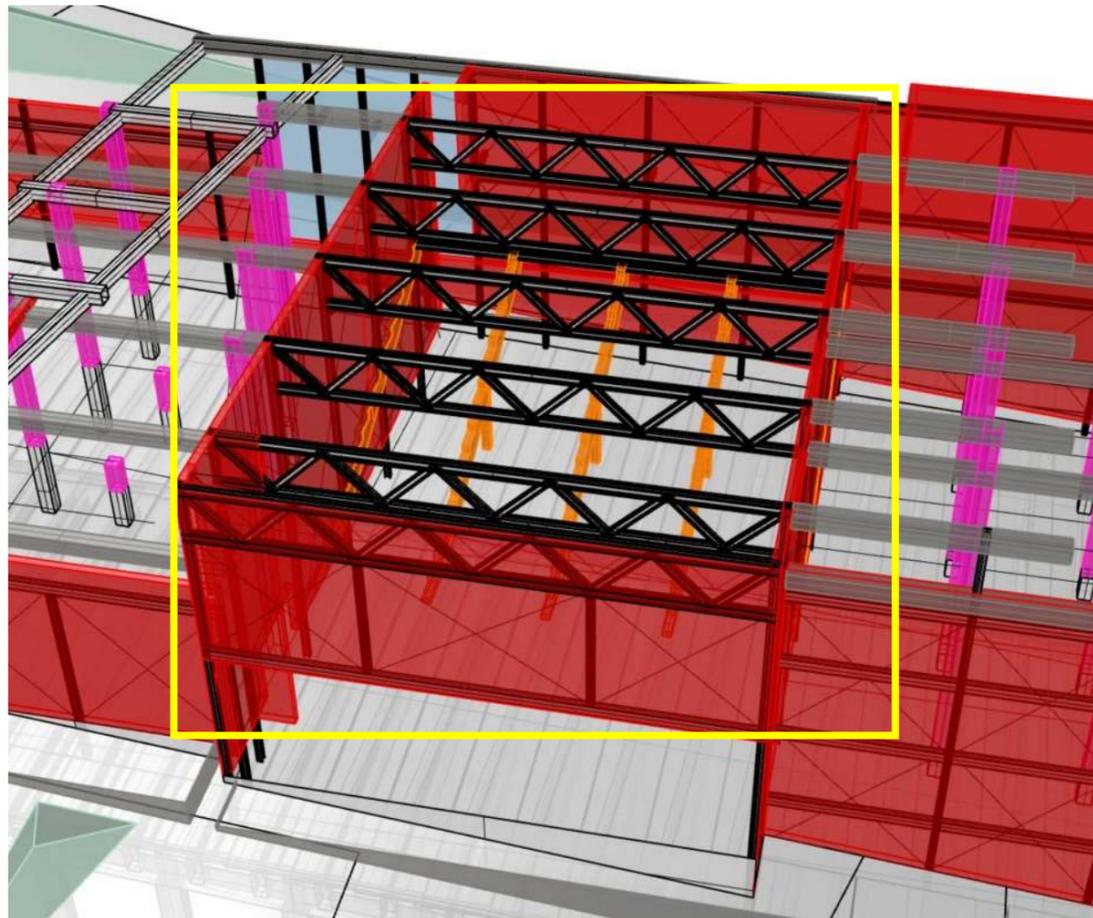


LC 11 - Cargas permanentes



LC 20 - Cargas dinâmicas

TEATRO COM TRELIÇAS DE AÇO NA COBERTUA

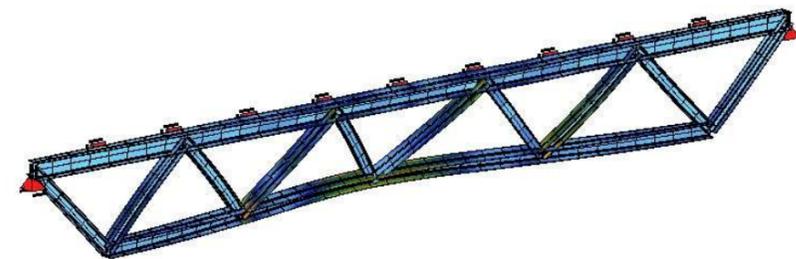


LC 2020 ΣRX=0.0kN ΣRY=0.0kN ΣRZ=2055.8kN

von Mises stresses (sigma-v)
max. |sigmav-BEAM| approx. 296.88MPa
values based on AQB results!



Tensões de Von Mises com deflexão de 20x sob a combinação crítica LC

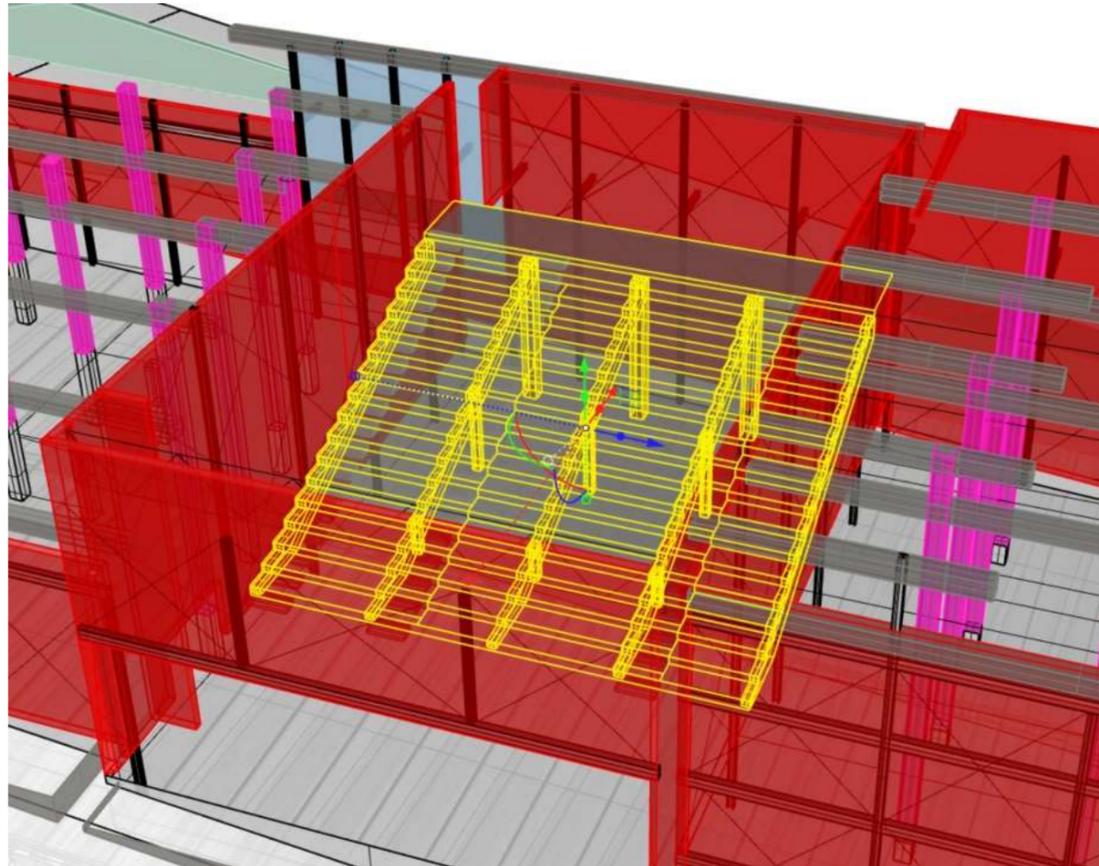


Modo de flambagem crítica (25x deflexão)

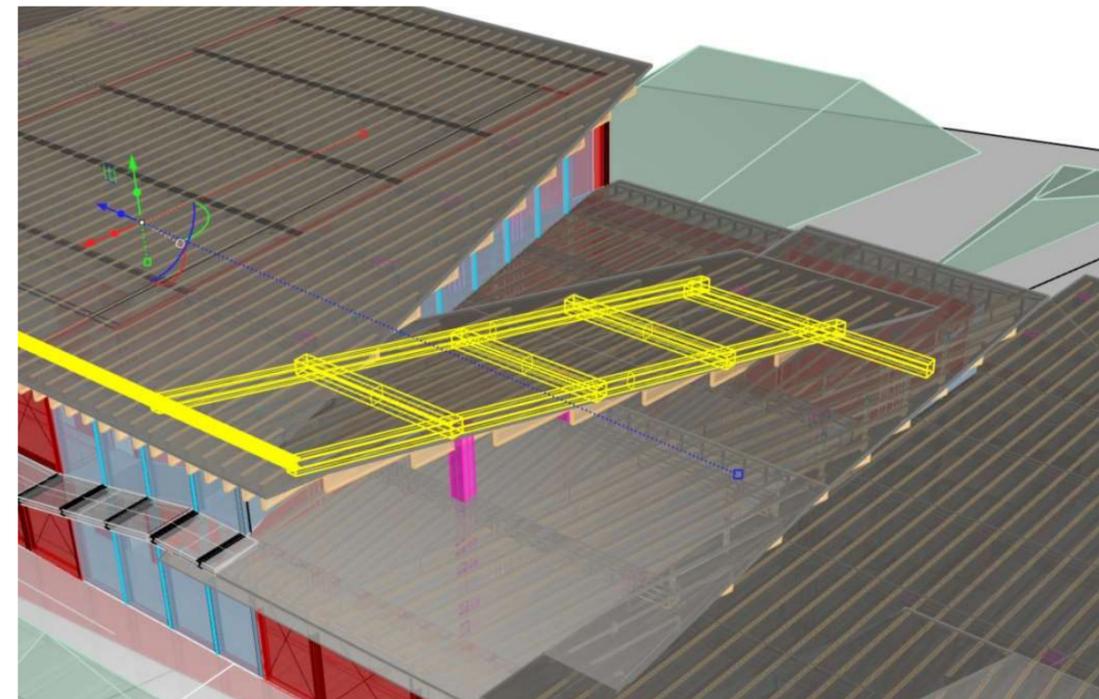
Maximum Utilisation Level

	N	Vy	Vz	My	Mz	Mtp	Mts	Mb	Ncr	SCL	Total
Section	σ-x	σ+x	τ	σ-v	σ-s	σ-dyn	As-l	As-v	crack	c/t	
Section 10	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-	(1)	0.835
HE 320 AA (EN 10365)	0.000	0.835	0.044	0.835	-	-	-	-	-	0.000	
Section 11	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-	(3)	0.787
HE 240 AA (EN 10365)	0.574	0.787	0.076	0.787	-	-	-	-	-	0.499	
Section 12	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-	(3)	0.836
HE 400 AA (EN 10365)	0.836	0.033	0.323	0.836	-	-	-	-	-	0.528	

ESTRUTURA DAS ARQUIBANCADAS



11.2.8 Ponte da cobertura do Atrio

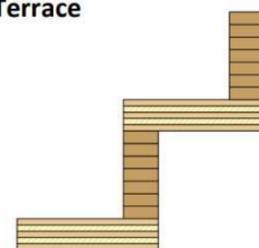


Visão geral do sistema

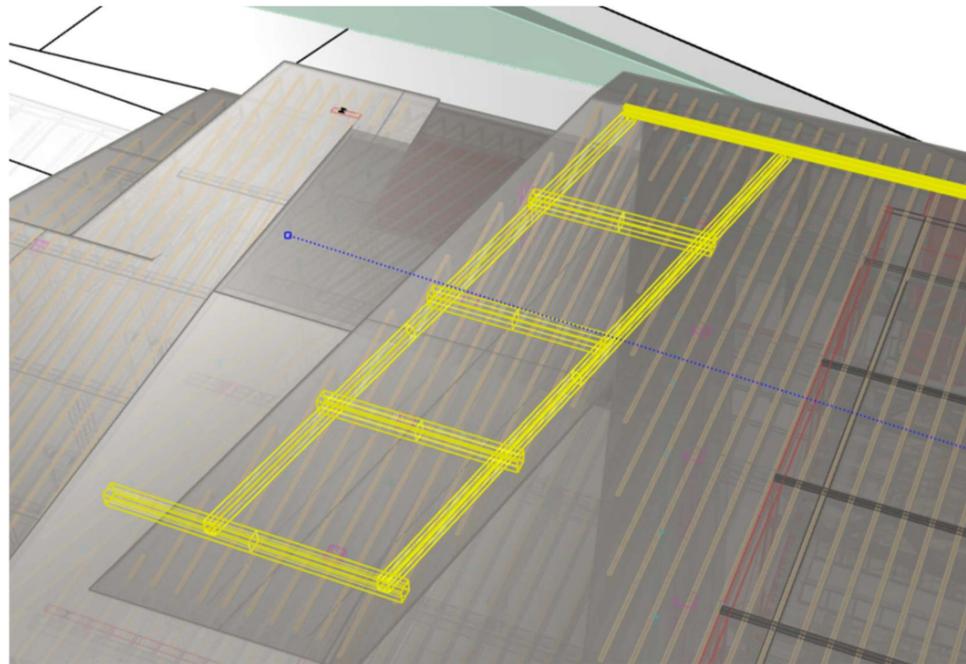
Structural Design

- Glulam Frame
 - 6.0m spacing
- Glulam Roof with Steel bracing and STFE-50 on Aluminium Rails
- CLT Walkways: 260mm
- CLT Terraces
 - Double-L Section: 100mm Glulam & 80mm CLT

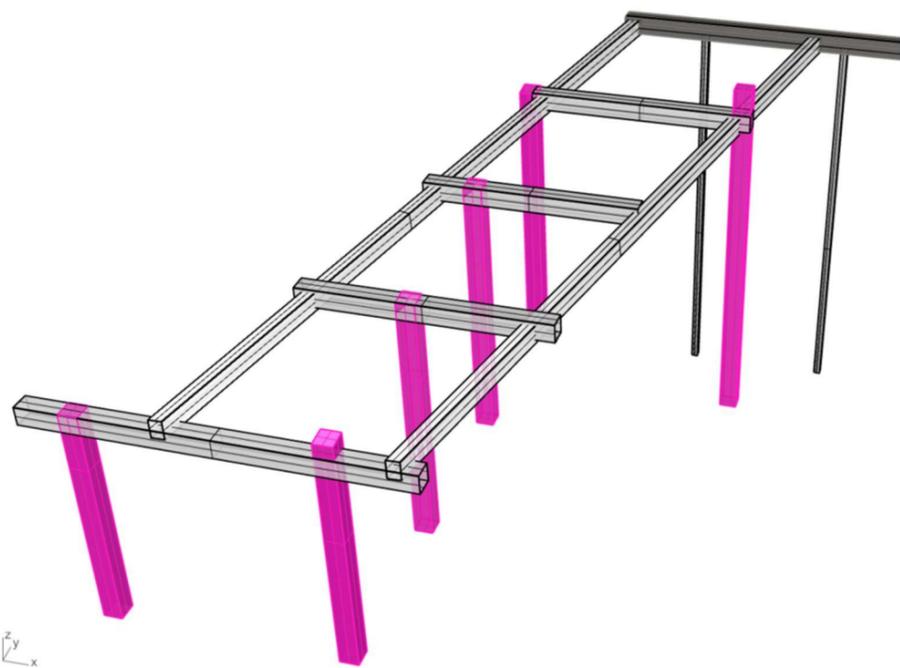
Terrace



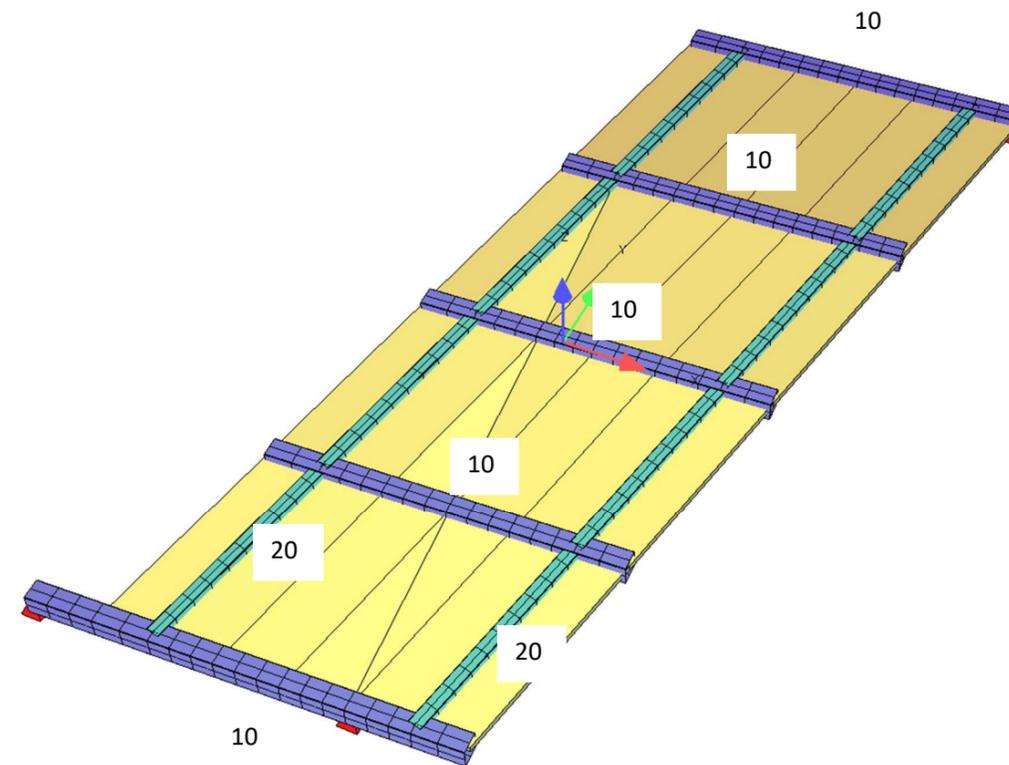
Consulte o capítulo 10.2.4A seção 6.1.5, referente às vigas de madeira laminada cruzada do edifício comercial para os andares inferiores. Com cargas dinâmicas de 5 kN/m².



Visão geral do sistema



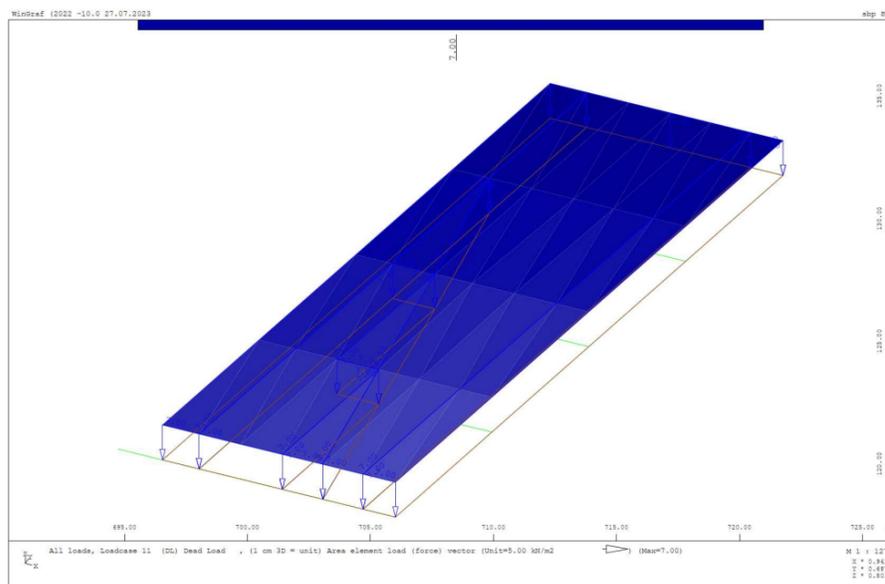
Visão geral da estrutura de suporte



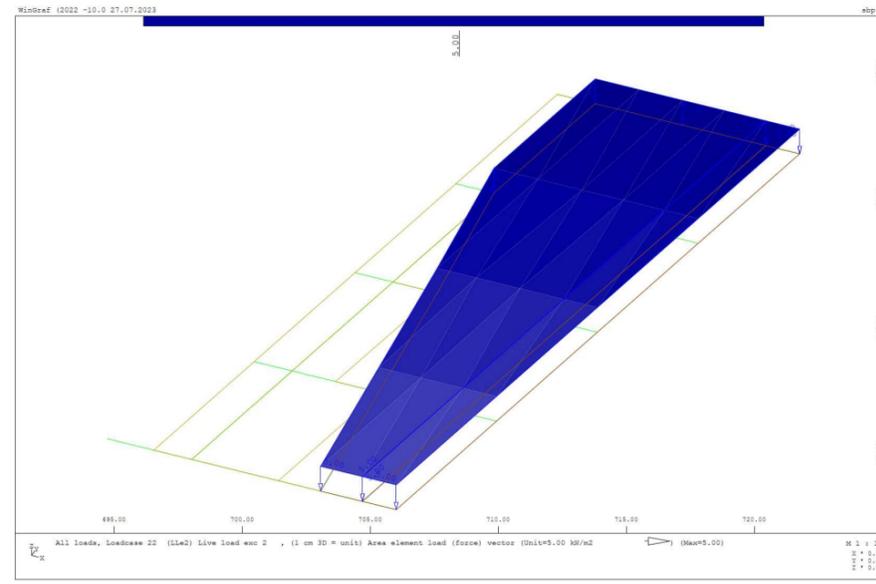
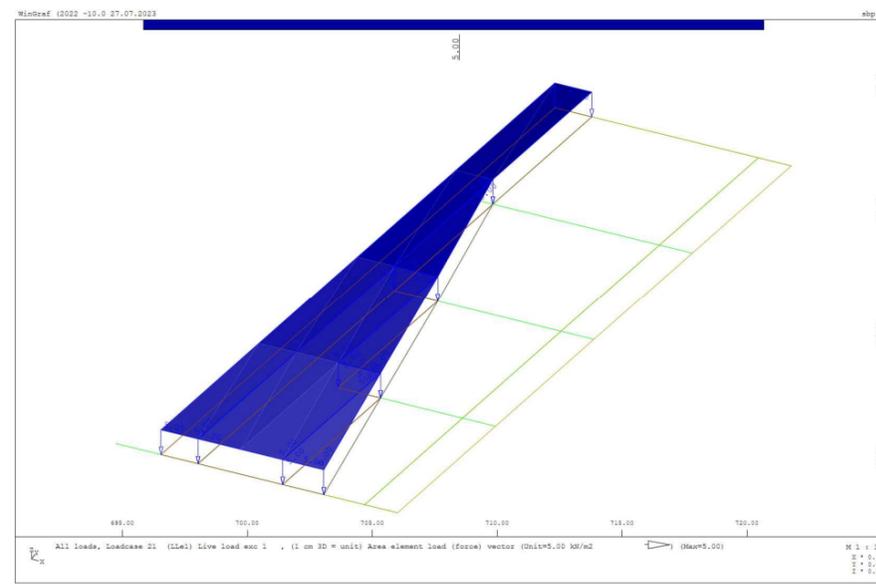
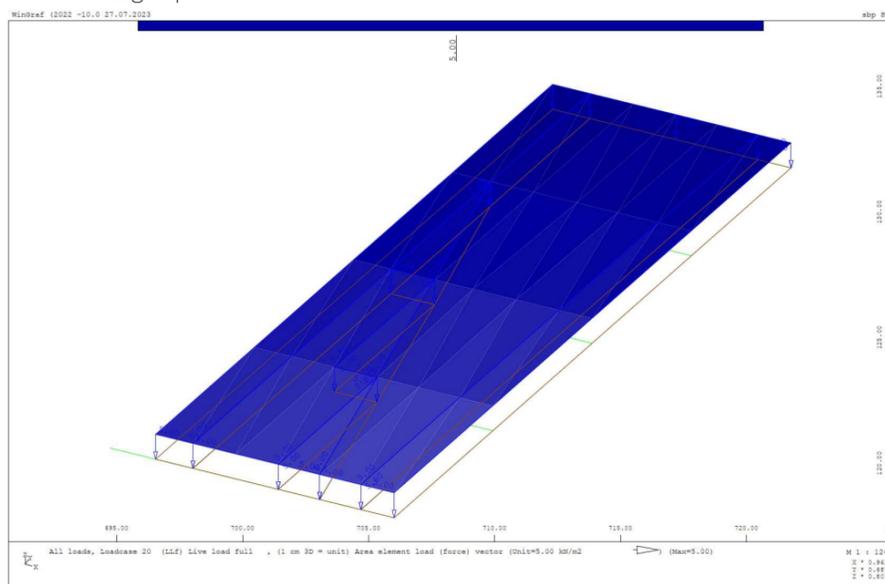
Visão geral do modelo com números de seção

Cargas permanentes: 7 kN/m^2 (carga linear da cobertura: $7 \text{ kN/m}^2 \times 6 \text{ m} = 42 \text{ kN/m}$)

Cargas dinâmicas para pedestres: 5 kN/m^2 (carga linear da cobertura: $5 \text{ kN/m}^2 \times 6 \text{ m} = 30 \text{ kN/m}$)



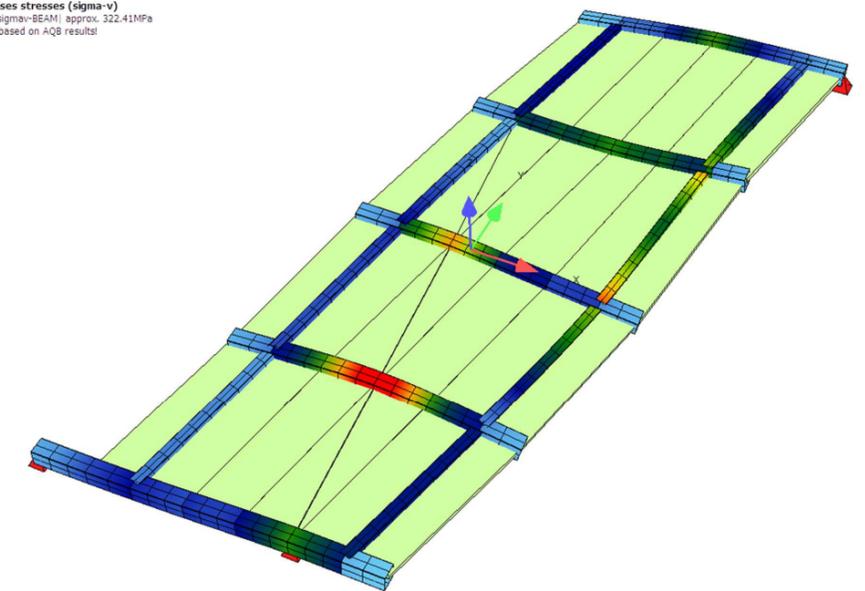
LC 11 - Cargas permanentes



LC 20, LC21, LC22 - Cargas dinâmicas

LC 2020 $IRX=0.0kN$ $IRY=0.0kN$ $IRZ=4488.6kN$

von Mises stresses (sigma-v)
max. |sigma-v-BEAM| approx. 322.41MPa
values based on AQB results!



Tensões de Von Misses com deflexão de 20x sob a combinação crítica LC

Maximum Utilisation Level												
	N	Vy	Vz	My	Mz	Mtp	Mts	Mb	Ncr	SCL	Total	
Section	$\sigma-x$	$\sigma+x$	τ	$\sigma-v$	$\sigma-s$	$\sigma-dyn$	As-l	As-v	crack	c/t		
SHS 600 x 600 x 10 (EN	0.899	0.899	0.384	0.908	0.000	-	0.000	0.000	-	(4)	0.908	
Section 20	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-	(3) ¹	0.790	
RHS 600 x 400 x 10 (EN	0.718	0.743	0.398	0.790	-	-	-	-	-	0.815		
Total	0.000	-	(4)	0.908								
	0.899	0.899	0.398	0.908	-	-	-	-	-	1.508		

MATERIAIS

12.1 Aço

Para as peças de aço, é usado um S355 laminado a quente. Na norma brasileira NBR 8800, isso corresponde ao aço A572, Grau 50 a 55.

Table 3.1: Nominal values of yield strength f_y and ultimate tensile strength f_u for hot rolled structural steel

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	AC 490 AC	335	470
S 450	440	550	410	550

12.2 Madeira

As seções de madeira laminada cruzada (CLT) na qualidade GL24h serão usadas para os elementos de madeira.

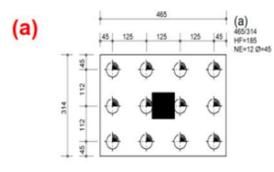
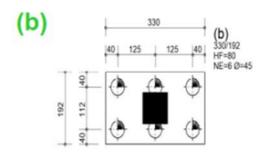
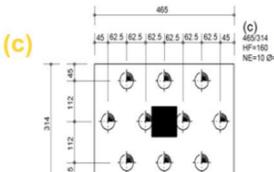
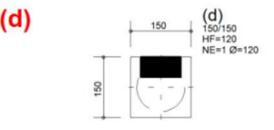
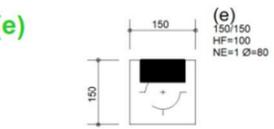
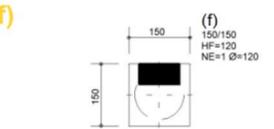
Eigenschaft	Symbol	Festigkeitsklasse von Brettschichtholz						
		GL 20h	GL 22h	GL 24h	GL 26h	GL 28h	GL 30h	GL 32h
Biegefestigkeit	$f_{m,g,k}$	20	22	24	26	28	30	32
Zugfestigkeit	$f_{t,0,g,k}$	16	17,6	19,2	20,8	22,3	24	25,6
	$f_{t,90,g,k}$	0,5						
Druckfestigkeit	$f_{c,0,g,k}$	20	22	24	26	28	30	32
	$f_{c,90,g,k}$	2,5						
Schubfestigkeit (Schub und Torsion)	$f_{v,g,k}$	3,5						
Rollschubfestigkeit	$f_{r,g,k}$	1,2						
Elastizitätsmodul	$E_{0,g,mean}$	8 400	10 500	11 500	12 100	12 600	13 600	14 200
	$E_{0,g,05}$	7 000	8 800	9 600	10 100	10 500	11 300	11 800
	$E_{90,g,mean}$	300						
	$E_{90,g,05}$	250						
Schubmodul	$G_{g,mean}$	650						
	$G_{g,05}$	540						
Rollschubmodul	$G_{r,g,mean}$	65						
	$G_{r,g,05}$	54						
Rohdichte	$\rho_{g,k}$	340	370	385	405	425	430	440
	$\rho_{g,mean}$	370	410	420	445	460	480	490

12.3 Concreto

Para as seções de pilares de concreto, será usada uma resistência mínima de concreto de C25/30 (isso corresponde às classes de resistência de concreto C25; veja também NBR 6118 e NBR 12655). A classe de concreto C30 deve ser usada para elementos protendidos.

Concrete Design Properties according to EN1992-1-1 ($\gamma_c = 1.50, f_{yk} = 500$ MPa)

Symbol	Description	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55
f_{ck} (MPa)	Characteristic cylinder compressive strength	16	20	25	30	35	40	45
$f_{ck,cube}$ (MPa)	Characteristic cube compressive strength	20	25	30	37	45	50	55
f_{cm} (MPa)	Mean cylinder compressive strength	24	28	33	38	43	48	53
f_{ctm} (MPa)	Mean tensile strength	1.90	2.21	2.56	2.90	3.21	3.51	3.80
E_{cm} (MPa)	Elastic modulus	28608	29962	31476	32837	34077	35220	36283
f_{cd} (MPa) (for $\alpha_{cc}=1.00$)	Design compressive strength (for $\alpha_{cc}=1.00$)	10.67	13.33	16.67	20.00	23.33	26.67	30.00
f_{cd} (MPa) (for $\alpha_{cc}=0.85$)	Design compressive strength (for $\alpha_{cc}=0.85$)	9.07	11.33	14.17	17.00	19.83	22.67	25.50
f_{ctd} (MPa) (for $\alpha_{ct}=1.00$)	Design tensile strength (for $\alpha_{ct}=1.00$)	0.89	1.03	1.20	1.35	1.50	1.64	1.77
ρ_{min} (%)	Minimum longitudinal tension reinforcement ratio	0.130	0.130	0.133	0.151	0.167	0.182	0.197
$\rho_{w,min}$ (%)	Minimum shear reinforcement ratio	0.064	0.072	0.080	0.088	0.095	0.101	0.107

Estacas										2400 kg/m3	
Tipo de bloco de fundação	tipo de estaca	no. Blocos	Estacas por bloco	Total de estacas	Diâmetro das estacas	Comprimento das estacas	Volume por estaca	Volume total	Concreto	Armadura	
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[cm]	[m]	[m3]	[m3]	[kg]	[kg]	
a	estaca raiz	13	12	156	45	20	3,181	496	1190915	49621	
b	estaca raiz	28	6	168	45	20	3,181	534	1282524	53438	
c	estaca raiz	18	10	180	45	20	3,181	573	1374133	57256	
d	estaca hélice contínua	25	1	25	120	24	27,143	679	1628602	40715	
e	estaca hélice contínua	56	1	56	80	24	12,064	676	1621363	40534	
f	estaca hélice contínua	36	1	36	120	24	27,143	977	2345186	58630	
							TOTAL	3934	9442723	300194	
Blocos de Fundação										2400 kg/m3	
Tipo de bloco de fundação		no. Blocos					Volume por bloco	Volume	Concreto	Armadura	
[-]		[-]					[m3]	[m3]	[kg]	[kg]	
a		13					27	351	842400	42900	
b		28					7,6	213	510720	39200	
c		18					23,4	421	1010880	50400	
d		25					2,7	68	162000	5000	
e		56					2,25	126	302400	6160	
f		36					2,7	97	233280	5760	
							TOTAL	1276	3061680	149420	

Colunas					2400 kg/m3	
				Volume	Concreto	Armadura
Tipo de coluna	rep	Volume [m3]/coluna		[m3]	[kg]	[kg]
edifício comercial	20	4,12		82,400	197760	32235
borda do edifício comercial	40	2,825		113,000	271200	44206
esplanada central	19	3,296		62,624	150298	32013
borda da esplanada central	38	2,825		107,350	257640	41995
edifício cultural	20	2,25		45,000	108000	18360
borda do edifício cultural	40	2,825		113,000	271200	46104
			TOTAL	523,374	1256098	214913
Vigas						
				Volume	Concreto	Armadura
Tipo de viga	lm			[m3]	[kg]	[kg]
edifício comercial	97				340000	43000
borda do edifício comercial	193,5				304000	6000
esplanada central	94				287000	16000
borda da esplanada central	188,5				253000	23000
edifício cultural	100,5				352000	39000
borda do edifício cultural	201				316000	48000
			TOTAL	0	1852000	175000
Vigas T						
				Volume	Concreto	Armadura
Tipo de viga	pcs			[m3]	[kg]	[kg]
edifício comercial	70				4538000	518000
esplanada central	74				4262000	318000
edifício cultural	78				5070000	468000
			TOTAL	0	13870000	1304000

QUANTITATIVOS DE ESTRUTURAS DE CONCRETO DE SUPORTE DOS EDIFÍCIOS E ESPLANADA

Fator de segurança	1,2	20%							
Quantitativos dos Elementos estruturais									
CLT GL24h Cross Laminated Timber									
	Medidas de Superfícies	Area	Peso/área	Peso	Descrição				
Edifício	Posição	[m²]	[kg/m²]	[kg]	[-]				
Comercial	Lajes de piso	9242	91,2	842870	CLT-Concrete composited slab				
Cultural	Lajes de piso	2283	97,2	221927	CLT-Concrete composited slab				
Cultural	Cobertura Vigas CLT norte sul	4466	72,0	321564	Vigas CLT h=100cm, b=12cm, GL24h				
Cultural	Vigas internas aos pisos de CLT-Concreto	345	168,2	58018	Vigas CLT h=80cm, b=30cm a 45cm, GL24h				
	Medidas lineares	Comprimento	Peso/comprimento	Peso	Descrição				
Edifício	Posição	[m]	[kg/m]	[kg]	[-]				
Comercial	Vigas CLT	2014	168,2	338606	Vigas CLT h=80cm, b=30cm to 45cm, GL24h				
			Soma peso total	1782986	[kg]				
Concreto C25/30									
	Medidas de Superfícies	Area	Peso/area	Peso armadura	Descrição				
Edifício	Posição	[m²]	[kg/m²]	[kg]	[-]				
Comercial	Lajes de piso	9242	294	2717148	CLT-Concreto laje mista			2717,1	
Comercial	Lajes de rampas	1010	390	393900	Aço-Concreto laje mista			393,9	
Cultural	Lajes de piso	2283	390	890448	CLT-Concreto laje mista			890,4	
Cultural	Lajes do térreo	1972	390	769061	Aço-Concreto laje mista			769,1	
Cultural	Lajes de cobertura	4466	360	1607821	Aço-Concreto laje mista			1607,8	
	Medidas lineares	Comprimento	Peso/comprimento	Peso					
Edifício	Posição	[m]	[kg/m]	[kg]					
Comercial	Pilares do edifício	1210	365,2	441844	seção circular D45-D30 cm, C25/30			441,8	441,9
Cultural	Edifício todo (exc. Paredes de cisalhamento)	604	368	222057	seção quadrada 40x40cm - 30x30cm, C25/30			222,1	222,1
			Soma peso total	7042279	[kg]				
Aço 355									
	Medidas de Superfícies	Area	Peso/area	Peso	Descrição				
Edifício	Posição	[m²]	[kg/m²]	[kg]	[-]				
Comercial	Lajes das rampas	1010	24,0	24240	Steel-Concrete composited slab			24,2	24,2
Comercial	Vigas das lajes das rampas	1010	51,1	51619	Beams for steel-concrete composited slabs			51,6	51,6
Comercial	Vigas das paredes de cisalhamento	2640	22,3	58925	HEB-260, S355			58,9	58,9
Comercial	Diagonais das paredes de cisalhamento	2640	10,3	27245	CHS 139,7x5mm, S355			27,2	27,3
Cultural	Lajes do térreo	1972	24,0	47374	Steel-Concrete composited slab			47,4	47,4
Cultural	Lajes de cobertura	4466	47,1	210357	Steel-Concrete composited slab			210,4	210,4
Cultural	Pilares das paredes de cisalhamento	3465	16,6	57658	HEB-260, S355			57,7	57,7
Cultural	Diagonais das paredes de cisalhamento	3465	10,4	35892	CHS 139,7x5mm, S355			35,9	35,9
	Medidas lineares	Comprimento	Peso/comprimento	Peso	Descrição				
Edifício	Posição	[m]	[kg/m]	[kg]	[-]				
Comercial	Pilares das paredes de cisalhamento	595	99,8	59405	HEB-240, S355			59,4	59,4
Cultural	Vigas das rampas, paredes de cisalhamento	845	99,8	84365	HEB-240, S355			84,4	84,4
Cultural	Vigas de cobertura	441	226,1	99701	SHS 600x600x10 / 12,5 mm, S355			99,7	99,7
		Quantidade	Peso	Peso	Descrição				
Edifício	Posição	[-]	[kg/peça]	[kg]	[-]				
Cultural	Treliças do teatro	6	6432,0	38592	Treliça HEA-400A + HEA-320A + HEA-240A, S355			38,6	38,6
			Soma peso total	795372	[kg]				

QUANTITATIVOS DAS ESTRUTURAS DOS EDIFÍCIOS