

DGADR

*PROJETO DE EXECUÇÃO DE INFRAESTRUTURAS DE REGADIO DO
APROVEITAMENTO HIDROAGRÍCOLA DO CRATO*

VOLUME VI - REDE VIÁRIA
TOMO 1 - MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA

ABRIL 2024

**PROJETO DE EXECUÇÃO DE INFRAESTRUTURAS DE REGADIO DO APROVEITAMENTO HIDROAGRÍCOLA DO
CRATO**

ÍNDICE GERAL DE VOLUMES

VOLUME I	ESTAÇÃO ELEVATÓRIA
	TOMO 1 MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA
	TOMO 2 PEÇAS DESENHADAS
	TOMO 3 ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS
	TOMO 4 MEDIÇÕES E MAPA DE QUANTIDADES
	TOMO 5 ESTIMATIVA ORÇAMENTAL
VOLUME II	CONDUTA ELEVATÓRIA
	TOMO 1 MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA
	TOMO 2 PEÇAS DESENHADAS
	TOMO 3 ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS
	TOMO 4 MEDIÇÕES E MAPA DE QUANTIDADES
	TOMO 5 ESTIMATIVA ORÇAMENTAL
VOLUME III	RESERVATÓRIO
	TOMO 1 MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA
	TOMO 2 PEÇAS DESENHADAS
	TOMO 3 ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS
	TOMO 4 MEDIÇÕES E MAPA DE QUANTIDADES
	TOMO 5 ESTIMATIVA ORÇAMENTAL
VOLUME IV	REDE DE REGA
VOLUME IV.1	BLOCO DO CRATO
	TOMO 1 MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA
	TOMO 2 PEÇAS DESENHADAS
	TOMO 3 MEDIÇÕES E MAPA DE QUANTIDADES
	TOMO 4 ESTIMATIVA ORÇAMENTAL
VOLUME IV.2	BLOCO DE ALTER DO CHÃO
	TOMO 1 MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA
	TOMO 2 PEÇAS DESENHADAS
	TOMO 3 MEDIÇÕES E MAPA DE QUANTIDADES
	TOMO 4 ESTIMATIVA ORÇAMENTAL
VOLUME IV.3	BLOCO DE FRONTEIRA E AVIS
	TOMO 1 MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA
	TOMO 2 PEÇAS DESENHADAS
	TOMO 3 MEDIÇÕES E MAPA DE QUANTIDADES
	TOMO 4 ESTIMATIVA ORÇAMENTAL
VOLUME IV.4	REDE DE REGA ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS
VOLUME V	SISTEMA DE AUTOMAÇÃO E TELEGESTÃO
	TOMO 1 MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA
	TOMO 2 PEÇAS DESENHADAS
	TOMO 3 ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS
	TOMO 4 MEDIÇÕES E MAPA DE QUANTIDADES
	TOMO 5 ESTIMATIVA ORÇAMENTAL

**PROJETO DE EXECUÇÃO DE INFRAESTRUTURAS DE REGADIO DO APROVEITAMENTO HIDROAGRÍCOLA DO
CRATO**

ÍNDICE GERAL DE VOLUMES

VOLUME VI	REDE VIÁRIA
	TOMO 1 MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA
	TOMO 2 PEÇAS DESENHADAS
	TOMO 3 ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS
	TOMO 4 MEDIÇÕES E MAPA DE QUANTIDADES
	TOMO 5 ESTIMATIVA ORÇAMENTAL
VOLUME VII	RELATÓRIO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO
VOLUME VIII	PLANO DE PREVENÇÃO E GESTÃO DE RESÍDUOS DE CONSTRUÇÃO E DEMOLIÇÃO
VOLUME IX	PLANO DE SEGURANÇA E SAÚDE
VOLUME X	COMPILAÇÃO TÉCNICA

PROJETO DE EXECUÇÃO DE INFRAESTRUTURAS DE REGADIO DO APROVEITAMENTO HIDROAGRÍCOLA DO CRATO

PROJETO DE EXECUÇÃO

VOLUME VI – REDE VIÁRIA

EQUIPA TÉCNICA

Coordenação do projeto	Sofia Azevedo, Ph.D.
Coordenação adjunta do projeto	Engº Victor Paulo
Rede Viária	Sofia Azevedo, Ph.D. Engª Margarida Bairrão Engº Rui Almeida Maria Teresa Rita
Estruturas	Engº João Vargas
Geologia e Geotecnia	Engº Fernando Ferreira Dr. Eurico Teixeira Dr. Henrique Rézio
Desenho	Pedro Andrade
Medições e estimativa orçamental	Pedro Andrade Engº Rui Almeida Sofia Azevedo, Ph.D.

DGADR

*PROJETO DE EXECUÇÃO DE INFRAESTRUTURAS DE REGADIO DO
APROVEITAMENTO HIDROAGRÍCOLA DO CRATO*

VOLUME VI - REDE VIÁRIA
TOMO 1 - MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA

ABRIL 2024

CONTRATO: C871
FICHEIRO: C871-VIA-PE-MEM-VOL_VI.1-R2.DOCX

ÍNDICE

1	INTRODUÇÃO	1
2	CARACTERIZAÇÃO GERAL DO SISTEMA DE ABASTECIMENTO DO APROVEITAMENTO HIDRÁULICO DE FINS MÚLTIPLOS DO CRATO	3
2.1	CARACTERIZAÇÃO GERAL DO APROVEITAMENTO HIDRÁULICO DE FINS MÚLTIPLOS DO CRATO	3
2.2	CONSTITUIÇÃO E FUNCIONAMENTO DAS INFRAESTRUTURAS SECUNDÁRIAS.....	5
2.2.1	Infraestruturas de adução e armazenamento	5
2.2.2	Infraestruturas de rega, viária e SAT	6
3	CARACTERIZAÇÃO DA REDE VIÁRIA EXISTENTE	8
4	REDE VIÁRIA PROPOSTA.....	9
4.1	CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	9
4.2	CRITÉRIOS DE PROJETO.....	9
4.2.1	Traçado em planta.....	9
4.2.2	Traçado em perfil.....	10
4.2.3	Estrutura dos pavimentos.....	11
5	SISTEMA DE DRENAGEM	14
5.1	CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	14
5.2	SISTEMA DE DRENAGEM TRANSVERSAL	15
5.3	SISTEMA DE DRENAGEM LONGITUDINAL	19
5.4	CAUDAIS DE DIMENSIONAMENTO	20
5.4.1	Considerações gerais	20
5.4.2	Períodos de retorno.....	20
5.4.3	Caracterização das bacias hidrográficas e respetivas linhas de água	21
5.4.4	Caudais de ponta de cheia.....	22
6	NÓS DE LIGAÇÃO E EQUIPAMENTO DE SINALIZAÇÃO E SEGURANÇA	26
7	DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DOS AQUEDUTOS	27
7.1	CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	27
7.2	REGULAMENTAÇÃO	27
7.3	MATERIAIS.....	28
7.4	DIMENSIONAMENTO	28
7.4.1	Ações	28
7.4.2	Combinação de ações.....	28
7.5	CÁLCULOS ESTRUTURAIS.....	29
7.5.1	Modelos de cálculo	29
7.5.2	Ações	29
7.5.3	Dimensionamento das secções	31
8	DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DAS PASSAGENS A VAU.....	43

8.1	CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	43
8.2	ESFORÇOS.....	43
8.2.1	Modelos de cálculo	43
8.2.2	Ações	44
8.2.3	Esforços	45
8.3	LAJES DE TOPO.....	63
8.3.1	Estado limite último de flexão	63
8.4	LAJE DE FUNDO	64
8.4.1	Estado limite último de flexão	64
8.5	PAREDES EXTERIORES.....	65
8.5.1	Estado limite último de flexão	65
8.6	PAREDES INTERIORES	66
8.6.1	Estado limite último de flexão	66

QUADROS NO TEXTO

QUADRO 4.1 - TRAÇADO EM PLANTA. RAIOS MÍNIMOS DAS CURVAS	10
QUADRO 4.2 - TRAÇADO EM PERFIL. INCLINAÇÃO DOS TRAINÉIS	10
QUADRO 4.3 - PERFIL LONGITUDINAL. RAIOS MÍNIMOS DAS CURVAS EM PERFIL (M)	10
QUADRO 5.1 - TIPOS DE PASSAGENS HIDRÁULICAS UTILIZADAS	17
QUADRO 5.2 - ÁREA DAS BACIAS HIDROGRÁFICAS E TEMPOS DE CONCENTRAÇÃO ADOTADOS	21
QUADRO 5.3 - CURVAS IDF - PORTALEGRE PARA OS PERÍODOS DE RETORNO DE 2, 5 E 10 ANOS	22
QUADRO 5.4 - MÉTODO RACIONAL - CAUDAIS DE PONTA DE CHEIA E TIPOS DE AQUEDUTOS ADOTADOS.....	23
QUADRO 5.5 - MÉTODO HEC-HMS - CAUDAIS DE PONTA DE CHEIA E DIMENSÃO DAS PASSAGENS A VAU ADOTADAS.....	25
QUADRO 8.1 – PASSAGENS A VAU	43
QUADRO 8.2 –PASSAGEM A VAU CA3. DIMENSIONAMENTO LAJE DE TOPO.	63
QUADRO 8.3 –PASSAGEM A VAU CA4. DIMENSIONAMENTO LAJE DE TOPO.	63
QUADRO 8.4 –PASSAGEM A VAU CA1/2. DIMENSIONAMENTO LAJE DE TOPO.	63
QUADRO 8.5 –PASSAGEM A VAU CA3 DIMENSIONAMENTO LAJE DE FUNDO	64
QUADRO 8.6 –PASSAGEM A VAU CA4. DIMENSIONAMENTO LAJE DE FUNDO	64
QUADRO 8.7 –PASSAGEM A VAU CA1/2 DIMENSIONAMENTO LAJE DE FUNDO.....	64
QUADRO 8.8 – PASSAGEM A VAU CA3. DIMENSIONAMENTO DAS PAREDES EXTERIORES.....	65
QUADRO 8.9 – PASSAGEM A VAU CA4. DIMENSIONAMENTO DAS PAREDES EXTERIORES.....	65
QUADRO 8.10 – PASSAGEM A VAU CA1/2. DIMENSIONAMENTO DAS PAREDES EXTERIORES	65
QUADRO 8.11 – PASSAGEM A VAU CA4. DIMENSIONAMENTO DAS PAREDES EXTERIORES.....	66
QUADRO 8.12 – PASSAGEM A VAU CA1/2. DIMENSIONAMENTO DAS PAREDES EXTERIORES	66

FIGURAS NO TEXTO

FIGURA 2.1 - LOCALIZAÇÃO DO APROVEITAMENTO HIDRÁULICO DE FINS MÚLTIPLOS DO CRATO	3
FIGURA 2.2 – ESQUEMA DO SISTEMA DE ADUÇÃO.....	6

FIGURA 7.1 – CARGA POR EIXO: $Q = 100 \text{ kN}$	30
FIGURA 7.2 – AÇÃO SÍSMICA REGULAMENTAR.....	31
FIGURA 7.3 - PASSAGEM HIDRÁULICA TIPO III (1,50x1,00m) – MOMENTOS FLETORES. ENVOLVENTE.....	33
FIGURA 7.4 - PASSAGEM HIDRÁULICA TIPO III (1,50x1,00m) – ESFORÇO AXIAL. ENVOLVENTE	33
FIGURA 7.5 - PASSAGEM HIDRÁULICA TIPO III - DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS – LAJE DE TOPO - ARMADURA SUPERIOR.....	34
FIGURA 7.6 - PASSAGEM HIDRÁULICA TIPO III - DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS – LAJE DE TOPO - ARMADURA INFERIOR	34
FIGURA 7.7 - PASSAGEM HIDRÁULICA TIPO III - DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS – PAREDES LATERAIS	35
FIGURA 7.8 - PASSAGEM HIDRÁULICA TIPO III - DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS – LAJE DE FUNDO - ARMADURA SUPERIOR ...	35
FIGURA 7.9 - PASSAGEM HIDRÁULICA TIPO III - DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS – LAJE DE FUNDO - ARMADURA INFERIOR	36
FIGURA 7.10 - PASSAGEM HIDRÁULICA TIPO VII (3,00x1,50m) – MOMENTOS FLETORES. ENVOLVENTE	37
FIGURA 7.11 - PASSAGEM HIDRÁULICA TIPO VII (3,00x1,50m) – ESFORÇO AXIAL. ENVOLVENTE	38
FIGURA 7.12 - PASSAGEM HIDRÁULICA TIPO VII (3,00x1,50m) - DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS – LAJE DE TOPO – ARMADURA SUPERIOR.....	38
FIGURA 7.13 - PASSAGEM HIDRÁULICA TIPO VII (3,00x1,50m) - DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS – LAJE DE TOPO – ARMADURA INFERIOR.....	39
FIGURA 7.14 - PASSAGEM HIDRÁULICA TIPO VII (3,00x1,50m) - DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS – PAREDES LATERAIS	39
FIGURA 7.15 - PASSAGEM HIDRÁULICA TIPO VII (3,00x1,50m) - DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS – LAJE DE FUNDO - ARMADURA SUPERIOR.....	40
FIGURA 7.16 - PASSAGEM HIDRÁULICA TIPO VII (3,00x1,50m) - DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS – LAJE DE FUNDO - ARMADURA INFERIOR.....	40
FIGURA 7.17 - PASSAGEM HIDRÁULICA TIPO III (1,50x1,00m) – ESFORÇO TRANSVERSO. ENVOLVENTE.....	41
FIGURA 7.18 - PASSAGEM HIDRÁULICA TIPO VII (3,00 x1,50m) – ESFORÇO TRANSVERSO. ENVOLVENTE.....	41
FIGURA 8.1 – MODELOS DE CÁLCULO. PASSAGENS A VAU CA3, CA4 E CA1/2I	44
FIGURA 8.2 – PASSAGEM A VAU CA3. LAJE DE TOPO. DIAGRAMA DE MOMENTOS FLETORES MYY. ENVOLVENTE MÁXIMA	46
FIGURA 8.3 – PASSAGEM A VAU CA3. LAJE DE TOPO. DIAGRAMA DE MOMENTOS FLETORES MYY. ENVOLVENTE MÍNIMA	46
FIGURA 8.4 – PASSAGEM A VAU CA3. LAJE DE TOPO. DIAGRAMA DE MOMENTOS FLETORES MXX. ENVOLVENTE MÁXIMA	46
FIGURA 8.5 – PASSAGEM A VAU CA3. LAJE DE TOPO. DIAGRAMA DE MOMENTOS FLETORES MXX. ENVOLVENTE MÍNIMA.....	47
FIGURA 8.6 – PASSAGEM A VAU CA3. LAJE DE FUNDO. DIAGRAMA DE MOMENTOS FLETORES MYY. ENVOLVENTE MÁXIMA	47
FIGURA 8.7 – PASSAGEM A VAU CA3. LAJE DE FUNDO. DIAGRAMA DE MOMENTOS FLETORES MYY. ENVOLVENTE MÍNIMA.....	47
FIGURA 8.8 – PASSAGEM A VAU CA3. LAJE DE FUNDO. DIAGRAMA DE MOMENTOS FLETORES MXX. ENVOLVENTE MÁXIMA	48
FIGURA 8.9 – PASSAGEM A VAU CA3. LAJE DE FUNDO. DIAGRAMA DE MOMENTOS FLETORES MXX. ENVOLVENTE MÍNIMA.....	48
FIGURA 8.10 – PASSAGEM A VAU CA3. PAREDES. DIAGRAMA DE MOMENTOS FLETORES MYY. ENVOLVENTE MÁXIMA.....	48
FIGURA 8.11 – PASSAGEM A VAU CA3. PAREDES. DIAGRAMA DE MOMENTOS FLETORES MYY. ENVOLVENTE MÍNIMA	49
FIGURA 8.12 – PASSAGEM A VAU CA3. PAREDES. DIAGRAMA DE MOMENTOS FLETORES MXX. ENVOLVENTE MÁXIMA.....	49
FIGURA 8.13 – PASSAGEM A VAU CA3. PAREDES. DIAGRAMA DE MOMENTOS FLETORES MXX. ENVOLVENTE MÍNIMA	49
FIGURA 8.14 – PASSAGEM A VAU CA4. LAJE DE TOPO. DIAGRAMA DE MOMENTOS FLETORES MYY. ENVOLVENTE MÁXIMA	50
FIGURA 8.15 – PASSAGEM A VAU CA4. LAJE DE TOPO. DIAGRAMA DE MOMENTOS FLETORES MYY. ENVOLVENTE MÍNIMA	50
FIGURA 8.16 – PASSAGEM A VAU CA4. LAJE DE TOPO. DIAGRAMA DE MOMENTOS FLETORES MXX. ENVOLVENTE MÁXIMA	51
FIGURA 8.17 – PASSAGEM A VAU CA4. LAJE DE TOPO. DIAGRAMA DE MOMENTOS FLETORES MXX. ENVOLVENTE MÍNIMA.....	51
FIGURA 8.18 – PASSAGEM A VAU CA4. LAJE DE FUNDO. DIAGRAMA DE MOMENTOS FLETORES MYY. ENVOLVENTE MÁXIMA	52
FIGURA 8.19 – PASSAGEM A VAU CA4. LAJE DE FUNDO. DIAGRAMA DE MOMENTOS FLETORES MYY. ENVOLVENTE MÍNIMA.....	52
FIGURA 8.20 – PASSAGEM A VAU CA4. LAJE DE FUNDO. DIAGRAMA DE MOMENTOS FLETORES MXX. ENVOLVENTE MÁXIMA	53

FIGURA 8.21 – PASSAGEM A VAU CA4. LAJE DE FUNDO. DIAGRAMA DE MOMENTOS FLETORES Mxx. ENVOLVENTE MÍNIMA.....	53
FIGURA 8.22 – PASSAGEM A VAU CA4. PAREDE EXTERIOR. DIAGRAMA DE MOMENTOS FLETORES MYy. ENVOLVENTE MÁXIMA.....	53
FIGURA 8.23 – PASSAGEM A VAU CA4. PAREDE EXTERIOR. DIAGRAMA DE MOMENTOS FLETORES MYy. ENVOLVENTE MÍNIMA	54
FIGURA 8.24 – PASSAGEM A VAU CA4. PAREDE EXTERIOR. DIAGRAMA DE MOMENTOS FLETORES Mxx. ENVOLVENTE MÁXIMA.....	54
FIGURA 8.25 – PASSAGEM A VAU CA4. PAREDE EXTERIOR. DIAGRAMA DE MOMENTOS FLETORES Mxx. ENVOLVENTE MÍNIMA	54
FIGURA 8.26 – PASSAGEM A VAU CA4. PAREDE INTERIOR. DIAGRAMA DE MOMENTOS FLETORES MYy. ENVOLVENTE MÁXIMA	55
FIGURA 8.27 – PASSAGEM A VAU CA4. PAREDE INTERIOR. DIAGRAMA DE MOMENTOS FLETORES MYy. ENVOLVENTE MÍNIMA.....	55
FIGURA 8.28 – PASSAGEM A VAU CA4. PAREDE INTERIOR. DIAGRAMA DE MOMENTOS FLETORES Mxx. ENVOLVENTE MÁXIMA	55
FIGURA 8.29 – PASSAGEM A VAU CA4. PAREDE INTERIOR. DIAGRAMA DE MOMENTOS FLETORES Mxx. ENVOLVENTE MÍNIMA.....	56
FIGURA 8.30 – PASSAGEM A VAU CA1/2. LAJE DE TOPO. DIAGRAMA DE MOMENTOS FLETORES MYy. ENVOLVENTE MÁXIMA.....	56
FIGURA 8.31 – PASSAGEM A VAU CA1/2. LAJE DE TOPO. DIAGRAMA DE MOMENTOS FLETORES MYy. ENVOLVENTE MÍNIMA.....	56
FIGURA 8.32 – PASSAGEM A VAU CA1/2. LAJE DE TOPO. DIAGRAMA DE MOMENTOS FLETORES Mxx. ENVOLVENTE MÁXIMA.....	57
FIGURA 8.33 – PASSAGEM A VAU CA1/2. LAJE DE TOPO. DIAGRAMA DE MOMENTOS FLETORES Mxx. ENVOLVENTE MÍNIMA	57
FIGURA 8.34 – PASSAGEM A VAU CA1/2. LAJE DE FUNDO. DIAGRAMA DE MOMENTOS FLETORES MYy. ENVOLVENTE MÁXIMA.....	58
FIGURA 8.35 – PASSAGEM A VAU CA1/2. LAJE DE FUNDO. DIAGRAMA DE MOMENTOS FLETORES MYy. ENVOLVENTE MÍNIMA	58
FIGURA 8.36 – PASSAGEM A VAU CA1/2. LAJE DE FUNDO. DIAGRAMA DE MOMENTOS FLETORES Mxx. ENVOLVENTE MÁXIMA.....	59
FIGURA 8.37 – PASSAGEM A VAU CA1/2. LAJE DE FUNDO. DIAGRAMA DE MOMENTOS FLETORES Mxx. ENVOLVENTE MÍNIMA	59
FIGURA 8.38 – PASSAGEM A VAU CA1/2. PAREDE EXTERIOR. DIAGRAMA DE MOMENTOS FLETORES MYy. ENVOLVENTE MÁXIMA .	60
FIGURA 8.39 – PASSAGEM A VAU CA1/2. PAREDE EXTERIOR. DIAGRAMA DE MOMENTOS FLETORES MYy. ENVOLVENTE MÍNIMA..	60
FIGURA 8.40 – PASSAGEM A VAU CA1/2. PAREDE EXTERIOR. DIAGRAMA DE MOMENTOS FLETORES Mxx. ENVOLVENTE MÁXIMA .	60
FIGURA 8.41 – PASSAGEM A VAU CA1/2. PAREDE EXTERIOR. DIAGRAMA DE MOMENTOS FLETORES Mxx. ENVOLVENTE MÍNIMA..	61
FIGURA 8.42 – PASSAGEM A VAU CA1/2. PAREDE INTERIOR. DIAGRAMA DE MOMENTOS FLETORES MYy. ENVOLVENTE MÁXIMA..	61
FIGURA 8.43 – PASSAGEM A VAU CA1/2. PAREDE INTERIOR. DIAGRAMA DE MOMENTOS FLETORES MYy. ENVOLVENTE MÍNIMA ..	61
FIGURA 8.44 – PASSAGEM A VAU CA1/2. PAREDE INTERIOR. DIAGRAMA DE MOMENTOS FLETORES Mxx. ENVOLVENTE MÁXIMA .	62
FIGURA 8.45 – PASSAGEM A VAU CA1/2. PAREDE INTERIOR. DIAGRAMA DE MOMENTOS FLETORES Mxx. ENVOLVENTE MÍNIMA ..	62

1 INTRODUÇÃO

Na sequência do Concurso Público nº 384/DGADR/2021, a DGADR adjudicou à CAMPO D'ÁGUA, Engenharia e Gestão, Lda. a elaboração do “**Projeto de Execução de Infraestruturas de Regadio do Aproveitamento Hidroagrícola do Crato**”.

O Aproveitamento Hidráulico de Fins Múltiplos do Crato (AHFM do Crato) situa-se nos concelhos de Alter do Chão, Fronteira, Crato e Avis do distrito de Portalegre. Este integra-se num empreendimento que pretende garantir o abastecimento público às populações da região, mesmo em caso de períodos de seca prolongada. A sua implementação levará ao estímulo do crescimento económico e da competitividade agrícola e agropecuária e ao desenvolvimento e coesão da região.

O primeiro estudo com vista à implementação deste aproveitamento efetuou-se em 1957 pela então Direção Geral dos Serviços Hidráulicos (DGSH), estando enquadrado no Plano de Valorização do Alentejo. Nas décadas de 60 a 80 realizaram-se novos estudos que tinham em consideração novas tecnologias de rega mais eficientes, usadas atualmente de forma genérica, e cujo principal intuito era a minimização de limitações, nomeadamente pedológicas. No início deste século (2000-2011), avaliou-se novamente a viabilidade ambiental e económica deste empreendimento. Em 2003 foi reformulado o projeto de execução da barragem e elaborado um estudo de impacto ambiental. Em 2006 foi elaborado um Projeto de Execução da Rede de Rega do Crato. Já em 2010/2011 foi elaborado o Estudo de Viabilidade Técnica, Económica e Ambiental do Aproveitamento Hidráulico de Fins Múltiplos do Crato. Mais recentemente, em 2021, efetuou-se a “Avaliação da Sustentabilidade e Desenvolvimento Integrado dos Recursos Hídricos e Energéticos do Aproveitamento Hidráulico de Fins Múltiplos do Crato” promovida pela Comunidade Intermunicipal do Alto Alentejo (CIMAA) que incluiu o projeto de execução da barragem, central mini-hídrica e centrais fotovoltaicas e o estudo prévio do sistema de rega. Constata-se assim que este empreendimento se encontra em estudo há mais de 50 anos não tendo ainda sido implementado.

O Projeto de Execução teve em conta todos os estudos realizados anteriormente, baseando-se, no entanto, no Estudo Prévio realizado recentemente pela Aqualogus & TPF (2021), no Estudo de Impacte Ambiental (EIA) (Aqualogus & TPF, 2021, 2022) e na Declaração de Impacte Ambiental (DIA) (APA, 2022), assim como as revisões efetuadas no âmbito do processo de AIA e do RECAP das infraestruturas primárias, nomeadamente a revisão das disponibilidades hídricas, apresentadas no Tomo 2 – Estudos Hidrológicos e Gestão de Albufeiras do Volume 1 – Memória Geral do Projeto de Execução Infraestruturas Primárias do AHFM do Crato, datado de janeiro de 2023, bem como a revisão das necessidades hídricas úteis no pé da planta, apresentadas na

resposta ao Elemento 5 no DT 01 – E.5 do RECAPE das Infraestruturas Primárias do AHFM do Crato, datado de fevereiro de 2023.

A origem da água para rega será a albufeira da barragem de Pisão, a construir na ribeira de Seda. O AHFM do Crato será constituído por três blocos: Crato, Alter do Chão e Fronteira e Avis. A estação elevatória do Pisão captará a água da tomada da barragem do Pisão, que será bombada para um reservatório, a partir do qual se desenvolverá a rede de rega gravítica dos blocos de Alter do Chão e de Fronteira e Avis. Para o bloco do Crato as manchas localizadas junto à barragem serão beneficiadas ao longo da conduta elevatória.

Para melhor se atingirem os objetivos deste trabalho optou-se por dividir o projeto de execução em várias notas técnicas, articuladas em sequência e tendo como base o Estudo Prévio aprovado anteriormente, que consubstanciam o projeto de execução propriamente dito.

Tendo em conta as disposições estabelecidas na DIA e os pedidos de correção apresentados pelos proprietários no decurso da consulta pública realizada em setembro de 2022, a área total para a qual serão projetadas as infraestruturas secundárias de rega do Crato corresponde atualmente a 5 494 ha distribuídas pelos seguintes blocos: Crato (654 ha), Alter do Chão (3 145 ha) e Fronteira e Avis (1 695 ha).

Após a aprovação das notas técnicas relativas às várias infraestruturas secundárias de rega, deu-se início ao desenvolvimento do projeto de execução que se apresenta dividido em vários volumes, sendo o presente relativo à rede viária do bloco do Crato. No **Desenho 1** apresenta-se a planta de localização do perímetro de rega, à escala 1:50 000.

Os estudos geológicos geotécnicos relativamente à rede viária são apresentados em volume autónomo.

2 CARACTERIZAÇÃO GERAL DO SISTEMA DE ABASTECIMENTO DO APROVEITAMENTO HIDRÁULICO DE FINS MÚLTIPLOS DO CRATO

2.1 CARACTERIZAÇÃO GERAL DO APROVEITAMENTO HIDRÁULICO DE FINS MÚLTIPLOS DO CRATO

O Aproveitamento Hidráulico de Fins Múltiplos do Crato situa-se na sub-região do Alto Alentejo (NUTS III), representada pela Comunidade Intermunicipal do Alto Alentejo (CIMA). Tem uma área total de 5 494 ha, que se reparte pelos blocos do Crato (654 ha), de Alter do Chão (3 145 ha) e de Fronteira e Avis (1 695 ha), distribuindo-se pelos concelhos de Alter do Chão, Fronteira, Crato e Avis.

A rede de rega tem origem na estação elevatória, que elevará água a partir da albufeira criada pela barragem do Pisão até um reservatório de regularização. Na figura seguinte apresenta-se a constituição e disposição relativa dos blocos de rega e principais infraestruturas que constituem o Aproveitamento Hidroagrícola do Crato.

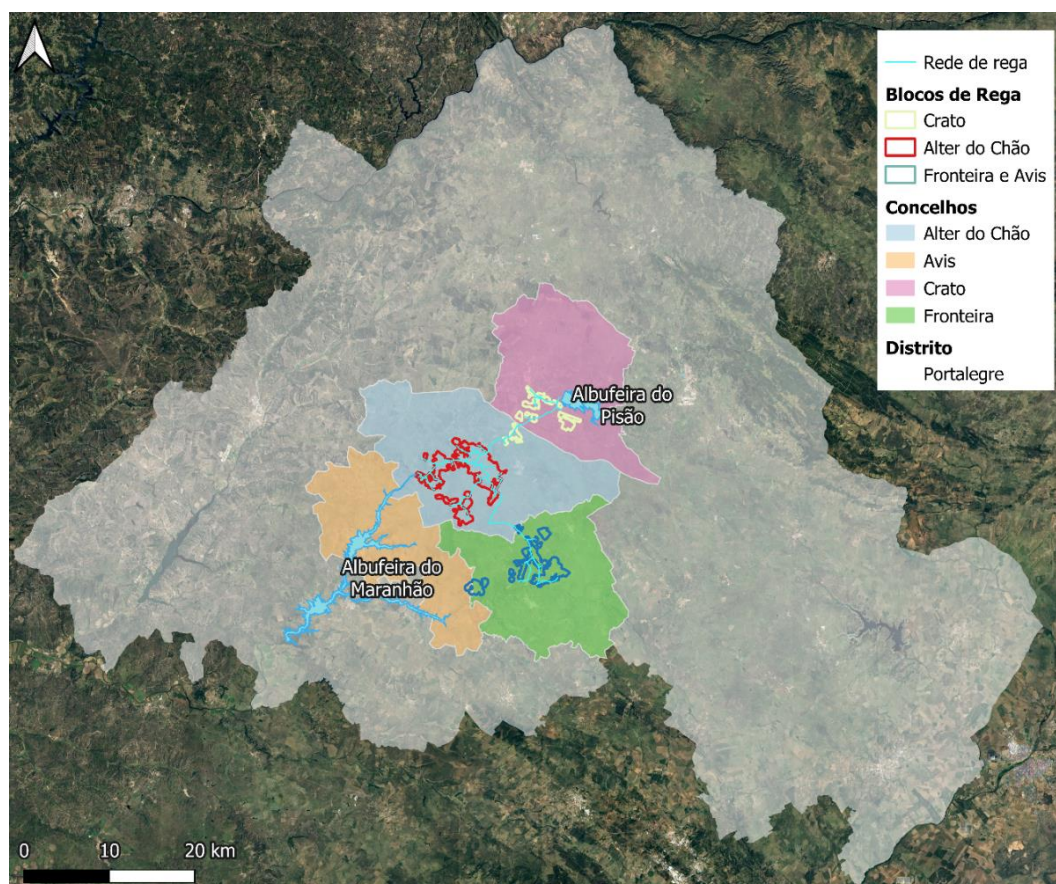


Figura 2.1 - Localização do Aproveitamento Hidráulico de Fins Múltiplos do Crato

Infraestruturas Primárias

A barragem do Pisão será implementada na ribeira de Seda e situa-se a montante da albufeira do Maranhão, já existente no mesmo curso de água. Esta permitirá a regularização de caudais para regadio e o reforço do sistema de abastecimento público e industrial da região. Será de aterro com aproximadamente 54 m de altura e um desenvolvimento total de cerca de 1 350 m, e a área inundada será de 726 ha à cota 248,00 m (Nível de Pleno Armazenamento - NPA), sendo que a albufeira a criar vai inundar a aldeia do Pisão, a qual deu origem ao seu nome. A bacia hidrográfica na ribeira da Seda na seção da barragem do Pisão possui uma área de 245 km².

A inclinação dos paramentos de montante e de jusante são respetivamente de 1(V):2,5(H) e 1(V):2,0(H). A largura do coroamento é de 10 m. A cota do coroamento da barragem será de 252,00 m, sendo o NPA à cota 248,00 e o NMC à cota 250,45. O NmE para rega situar-se-á à cota 221,30. O NmE para abastecimento urbano situa-se à cota 219,10.

A albufeira criada pela barragem ao NPA terá um armazenamento total de 116,3 hm³ e um armazenamento útil de 109,3 hm³.

A barragem do Pisão será composta por um descarregador de cheias (caudal máximo descarregado de 36,70 m³/s), desvio provisório da ribeira de Seda, descarga de fundo, tomada de água e central hidroelétrica de pé de barragem.

A central mini-hídrica permitirá a produção de energia elétrica e a restituição dos caudais ecológicos na ribeira de Seda. Esta terá uma potência nominal de 500 kW. Também se construirá uma central solar fotovoltaica, com uma potência total de 150 MW, que será composta por dois tipos de instalações: terrestre (140 MW) e flutuante (10 MW). A instalação em terra será construída a sul da linha de caminho de ferro e a este do IC13.

Infraestruturas Secundárias

As infraestruturas secundárias a construir são: o sistema elevatório de adução (estação elevatória e conduta elevatória), o reservatório de regularização e a rede de rega. Será ainda construída uma rede viária para acesso às infraestruturas primárias e um sistema de automação e telegestão (SAT).

2.2 CONSTITUIÇÃO E FUNCIONAMENTO DAS INFRAESTRUTURAS SECUNDÁRIAS

2.2.1 INFRAESTRUTURAS DE ADUÇÃO E ARMAZENAMENTO

O sistema de adução e armazenamento será constituído por uma estação elevatória, uma conduta elevatória e um reservatório de regularização.

A origem do sistema de adução será a barragem do Pisão. A água captada na albufeira da barragem será conduzida à estação elevatória do Pisão através do circuito da tomada de água e de uma conduta geral de aspiração, constituídas por tubagens em aço e PRFV DN 1800 e aço e betão com alma de aço DN2000 mm.

A estação elevatória do Pisão (EE) permitirá a elevação dos volumes necessários para alimentação dos blocos de rega do Crato, Alter do Chão, Fronteira e Avis, constituindo-se como a única estação elevatória do sistema adutor. Para permitir a elevação do caudal total necessário a estação será equipada com um total de 4 grupos eletrobomba principais, cada um com capacidade para elevar um caudal de 1,002 m³/s a 50,1 mca e um total de 2 grupos secundários, cada um com capacidade para elevar um caudal de 0,501 m³/s a 50,1 mca. A capacidade total de elevação da EE será assim de 5,01 m³/s. Todos os grupos eletrobomba serão equipados com sistemas de variação de velocidade por forma a permitir o ajustamento dos caudais elevados face à variação dos níveis de água na albufeira da barragem do Pisão, no reservatório de regularização e à variação das solicitações nas redes de rega a jusante. A estação elevatória disporá ainda de um conjunto de reservatórios hidropneumáticos que permitirão a proteção dos grupos eletrobomba e das condutas face ao regime transitório.

A conduta elevatória estabelecerá a ligação entre a estação elevatória do Pisão e o reservatório de regularização, desenvolvendo-se uma extensão total de cerca de 5,8 km. A conduta será constituída por tubagens em betão com alma de aço com diâmetros DN1800 e DN2000 mm e será equipada com um conjunto de órgãos de operação e segurança necessários ao seu correto funcionamento tais como ventosas, descargas de fundo e câmaras com válvulas de seccionamento.

Na extremidade da conduta elevatória será executado um reservatório de regularização que terá, entre outras, a função de regulação do sistema de adução, nomeadamente do arranque e paragem dos grupos eletrobomba da estação elevatória. Este reservatório, do tipo semi-escavado revestido com geomembrana terá um volume útil de 55 dam³. O reservatório permite o funcionamento da rede de rega durante cerca de 3h com o caudal de dimensionamento. O volume armazenado permitirá também a garantia total das necessidades de rega durante o período de inverno (novembro a janeiro), correspondentes a cerca de 26 dam³.

A tomada de água do reservatório incorporará um sistema de filtração dotado de uma saída para ligação à conduta principal para rega. O sistema de filtração será constituído por dois tamisadores de banda rotativa, cada um com capacidade para um caudal de 2,20 m³/s, que irão assegurar um grau de filtração de 1,5 mm.

A partir do reservatório de será estabelecida a ligação às redes de rega dos blocos de Alter do Chão, Avis e Fronteira, por intermédio de uma conduta em betão com alma de aço DN1800 com origem na estrutura de tomada de água do reservatório. O bloco de rega do Crato será alimentado através de um conjunto de três derivações diretamente ligadas à conduta elevatória que estabelece a ligação entre a estação elevatória do Pisão e o reservatório a jusante das quais serão implementadas três estações de filtração com filtros em pressão.

Na figura seguinte apresenta-se um esquema do sistema de adução em estudo com a identificação e localização relativa das diversas infraestruturas que o constituem:

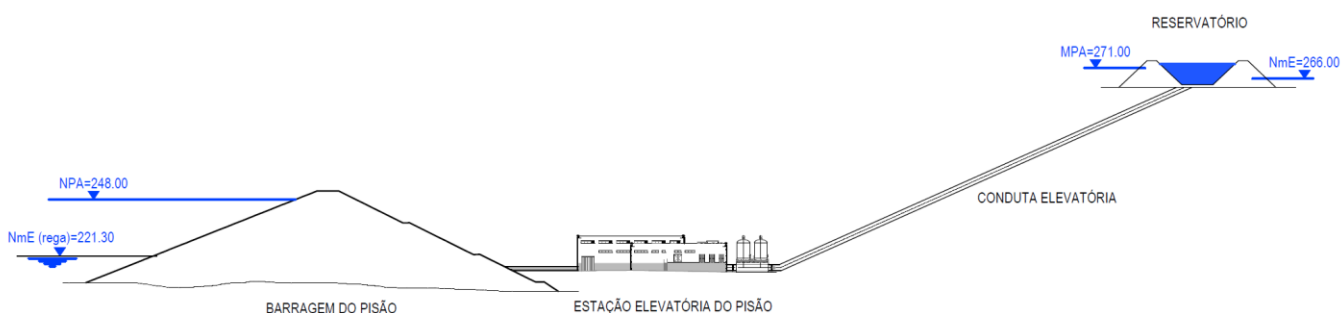


Figura 2.2 – Esquema do sistema de adução

2.2.2 INFRAESTRUTURAS DE REGA, VIÁRIA E SAT

A rede de rega dos diversos blocos possuirá um desenvolvimento de 86,6 km com DN 110 a DN 1800 e PN 6 a 16. A tubagem até 630 mm será em PEAD e para diâmetros superiores usar-se-á betão com alma de aço (BAA). Dimensionou-se a rede de rega de forma a garantir uma pressão mínima a montante das bocas de rega, que garanta o funcionamento dos equipamentos da rede coletiva (10 mca a montante do hidrante). Os órgãos de exploração e segurança das redes de rega são constituídos por ventosas, descargas de fundo, válvulas de seccionamento e hidrantes/ bocas de rega.

A rede viária apenas se prevê complementar a densa rede de caminhos já existente, com o acesso às infraestruturas a construir, nomeadamente acesso da estação fotovoltaica ao reservatório e à conduta elevatória e conduta principal. Assim, terá um desenvolvimento de 9 km, com uma largura de 4 m e camada de desgaste em macadame betuminoso.

O sistema de automação e telegestão (SAT) da rede de rega será efetuado via rádio e será centralizado no posto de comando do reservatório, sendo transmitido um conjunto de informação do reservatório através de um cabo de fibra ótica que será instalado ao longo da conduta elevatória. Na estação elevatória ficará assim disponível toda a informação relativa à rede de rega, reservatório, conduta elevatória e estação elevatória, podendo a mesma ser também transmitida para a sede da CIMAA.

Para comunicação entre o posto de comando do reservatório de regularização e a supervisão da estação elevatória existirá um sistema redundante em relação ao cabo de fibra ótica, via GSM.

3 CARACTERIZAÇÃO DA REDE VIÁRIA EXISTENTE

A identificação da rede viária existente foi efetuada através da análise de cartografia, nomeadamente as Cartas Militares (1:25 000), e dos ortofotomapas disponibilizados.

Para além destes elementos foram realizadas visitas de reconhecimento para caracterização geral dos caminhos existentes. A rede viária existente no aproveitamento hidroagrícola em análise é constituída por estradas nacionais e por caminhos agrícolas públicos e particulares. De facto, existe uma elevada densidade de caminhos que permite um acesso fácil a grande parte da área delimitada no perímetro.

É a partir dos principais eixos rodoviários que se desenvolve a malha de caminhos agrícolas que permite o acesso ao perímetro de rega, nomeadamente:

- O IC13 que atravessa os blocos do Crato e de Alter do Chão;
- A estrada nacional EN245, com origem na IC13, que atravessa parte do bloco de Fronteira e Avis;
- A estrada nacional EN369, com origem na IC13, que atravessa parte do bloco de Alter do Chão;
- A estrada nacional EN370, que se liga à N369, e atravessa a parte mais oeste do bloco de Alter do Chão.

É ainda de se destacar que, de uma forma geral, os caminhos agrícolas públicos e particulares encontram-se, de um ponto de vista de manutenção e conservação, em bom estado, permitindo a fácil circulação de veículos.

A rede de caminhos agrícolas revelou-se suficientemente densa para aceder à maior parte das parcelas. Contudo, deve ainda proporcionar-se o bom acesso a infraestruturas que se venham a construir no perímetro, tais como, reservatório e estação elevatória e estações de filtração, dando-se especial atenção ao acesso às condutas adutoras principais, nomeadamente à Conduta Elevatória e à Conduta Principal da rede de rega.

4 REDE VIÁRIA PROPOSTA

4.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Neste sentido, será apenas necessário complementar a densa rede de caminhos já existente, com o acesso às infraestruturas a construir, nomeadamente o acesso da estação fotovoltaica ao reservatório e à conduta principal. Assim, a rede de caminhos agrícolas a intervencionar é constituída pelos seguintes caminhos:

- Caminho agrícola CA1/2: desenvolve-se no bloco do Crato, acompanhando a conduta adutora após a zona da central fotovoltaica a construir, permitindo a ligação entre esta infraestrutura e o reservatório;
- Caminho agrícola CA3: desenvolve-se na parte sudeste do bloco de Alter do Chão ao longo da conduta principal da rede de rega;
- Caminho agrícola CA4: desenvolve-se na parte mais a norte do bloco de Fronteira e Avis ao longo da conduta principal da rede de rega.

O caminho agrícola CA1/2, localizado no bloco do Crato, acompanha a conduta elevatória. Este terá início junto à central fotovoltaica (a construir) e termina junto ao reservatório. Terá um comprimento de cerca de 2,9 km.

O caminho agrícola CA3 servirá o bloco de Alter do Chão, nomeadamente a parte mais a Sul. Este inicia-se após a derivação para a conduta C10, acompanhando a conduta CP à medida que esta se desenvolve para sudeste até chegar à zona protegida da IBA de Alter do Chão (PT017). O seu comprimento será de 3,5 km.

O caminho agrícola CA4 terá uma extensão de aproximadamente 2,7 km e encontra-se na transição entre o bloco de Alter do Chão e o bloco de Fronteira e Avis, intersetando já algumas áreas agrícolas incluídas neste último bloco.

O caminho na zona da IBA previsto na fase de Estudo Prévio foi eliminado, tendo em conta a DIA. A implantação da rede viária proposta é apresentada no **Desenho 3**, à escala 1:25 000.

4.2 CRITÉRIOS DE PROJETO

4.2.1 TRAÇADO EM PLANTA

O traçado dos novos caminhos não coincide com caminhos existentes. Uma vez que são caminhos que dão acesso a infraestruturas considerou-se que teriam as características de um

caminho agrícola secundário, exceto na largura da faixa de rodagem que se manteve o estabelecido no Estudo Prévio.

Os valores limite considerados basearam-se no estabelecimento de raios mínimos para as curvas, em função da hierarquização da rede viária, do relevo e do traçado da rede viária.

No **Error! Reference source not found.** apresenta-se, de acordo com as normas definidas na “Orientação para elaboração de Projetos de Caminhos Rurais e Agrícolas” (DGADR, 2010), a proposta de valores a adotar no âmbito do presente projeto.

Em casos pontuais poderão ser considerados, excecionalmente, raios inferiores.

Quadro 4.1 - Traçado em planta. Raios mínimos das curvas

Zonas Planas (m)	Zonas de Encosta (m)	Traçado sinuoso com declive (m)
20	10	7,5

No **Desenho 3** apresenta-se a implantação geral dos caminhos propostos. O traçado em planta é apresentado nos **Desenhos 5, 7 e 9**, à escala 1:1000.

4.2.2 TRAÇADO EM PERFIL

4.2.2.1 PERFIL LONGITUDINAL

Os principais elementos de projeto tidos em consideração no traçado do perfil longitudinal dizem respeito aos declives máximos dos trainéis e aos raios mínimos das curvas em perfil, cuja definição do relevo e das culturas praticadas, conforme se apresenta nos quadros seguintes.

Quadro 4.2 - Traçado em perfil. Inclinação dos trainéis

Zona Plana	Encosta	Troços Curtos	Pontes e Curvas de Raio ≤ 25 m	Traçado Sinuoso
4	12	15	6	3

Quadro 4.3 - Perfil longitudinal. Raios mínimos das curvas em perfil (m)

Zona Plana		Zona de Encosta	
Curva Convexa	Curva Côncava	Curva Convexa	Curva Côncava
200	100	100	50

Nos **Desenhos 5, 7 e 9** apresenta-se perfil longitudinal dos caminhos propostos à escala 1:100.

4.2.2.2 PERFIS TRANSVERSAIS TIPO

Os principais elementos do perfil transversal que condicionam os padrões de operacionalidade e segurança da rede viária são as larguras da faixa de rodagem e plataforma e o declive transversal. A sua definição teve em consideração os padrões esperados de velocidade, tráfego e segurança.

Adotou-se uma faixa de rodagem com largura igual a 3,0 m, ladeada por bermas com 0,50 m, resultando numa plataforma com 4,0 m. Nos troços em escavação foi adotada valeta larga em terra, exceto em situações pontuais com declives superiores a 5% em que foi adotada valeta revista em betão para garantir uma maior durabilidade dos caminhos.

No caminho CA1/2, na zona sob o IC13, adotou-se uma faixa de rodagem com 2,75 m de largura, constituída por lajes em betão.

De uma forma geral, tendo em conta as reduzidas alturas de escavação e aterro, os taludes terão inclinação 1V/1,5H na situação de aterro e de 1V/1H na situação de escavação. Os perfis transversais tipo propostos e os perfis transversais dos caminhos são apresentados nos **Desenhos 4, 6, 8 e 10**.

A profundidade das valetas será igual à altura total das camadas do pavimento, acrescida de 0,20 m, permitindo deste modo a sua eficiente drenagem.

Face à reduzida largura da plataforma serão criadas zonas de alargamento para cruzamento e ultrapassagem de veículos com 3,5 m de largura e um comprimento de 18 m ou de acordo com o espaço disponível.

4.2.3 ESTRUTURA DOS PAVIMENTOS

Tendo em consideração as características dos materiais predominantes na região e o reduzido tráfego, recomenda-se a adoção de pavimentos com a seguinte estrutura:

- Decapagem da terra vegetal;
- Saneamento abaixo da cota da decapagem, nas situações em que o solo não tem capacidade de suporte;
- Aterro com materiais selecionados explorados nas manchas de empréstimo para criação da camada de leito;

- Camada de sub-base constituída por agregados britados de granulometria extensa (ABGE) com 0,20 m de espessura;
- Camada de base constituída por agregados britados de granulometria extensa (ABGE) com 0,20 m de espessura;
- Rega de impregnação;
- Camada de desgaste em macadame betuminoso AC20BIN35/50 (MB) com espessura de 0,05 m.

No CA1/2, junto à passagem sob o IC13, serão colocadas lajetas de betão sobre o colchão reno existente.

No CA3, no troço de caminho paralelo à ribeira de Alter, por baixo das camadas constituídas por agregados britados optou-se por um enrocamento compactado com uma espessura de cerca de 0,30 m.

De referir que a DIA indica, na sua medida 2: (...) *Nos pavimentos betuminosos deve ser considerada a aplicação de misturas betuminosas com borracha reciclada de pneus (MBB)*. Esta opção foi considerada na análise dos pavimentos. No entanto, tendo em conta as más experiências em outros perímetros onde foi utilizada, assim como a dificuldade de execução, optou-se por abandonar esta solução.

Faixa de rodagem

O pavimento será constituído por duas camadas de ABGE, em camadas de sub-base e base, com 0,20 m de espessura. A inclinação transversal do pavimento será de 3,0% e o solo de fundação será compactada a 95% do Proctor normal.

Bermas

As bermas dos caminhos agrícolas serão em ABGE.

Preparação do leito e da fundação

Antes de se iniciar a construção dos pavimentos deverá preparar-se cuidadosamente o seu leito de fundação tendo em vista:

- O perfeito desempenho e limpeza na sua superfície;
- A compactação da superfície no mínimo a 95% do Proctor Modificado nomeadamente nas zonas de alargamento dos caminhos.

Drenagem do pavimento

A estrutura projetada para o pavimento dos caminhos pressupõe que estes serão corretamente drenados tanto superficialmente como em profundidade, devendo possuir inclinação longitudinal e transversal conveniente e serem dotados de valetas com pendente e profundidade adequadas, garantindo o rápido escoamento das escorrências superficiais e que o nível freático se situe sempre a profundidades iguais ou inferiores relativamente à fundação dos pavimentos.

Nas zonas com inclinação dos trainéis superior a 5 %, as valetas serão revestidas a betão.

5 SISTEMA DE DRENAGEM

5.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

A drenagem dos caminhos propostos terá como objetivo possibilitar a circulação de veículos em condições de segurança, fluidez, comodidade e economia, independentemente das condições climáticas que ocorram. O sistema de drenagem pode ser dividido em dois subsistemas:

- **Sistema de drenagem transversal**, que visa restabelecer as condições de escoamento das linhas de água naturais intersetadas pela via. É, em geral, constituído por aquedutos, pontões e pontes (passagens hidráulicas);
- **Sistema de drenagem longitudinal**, que procura assegurar o escoamento para fora da plataforma das águas que sobre ela precipitam e evitar o acesso das águas de escorrência das áreas vizinhas. É, em geral, constituído por valetas, dispositivos de entrada, coletores longitudinais e dispositivos de descarga.

No presente capítulo apresenta-se o dimensionamento hidráulico das obras de drenagem dos caminhos que irão integrar rede viária dos blocos de rega, e que deverão assegurar as condições de escoamento adequadas tanto dos caudais provenientes das linhas de água que cruzem o traçado da via (drenagem transversal), como das encostas e taludes adjacentes (drenagem longitudinal).

As obras de drenagem transversal da via serão constituídas, basicamente, por passagens hidráulicas, enquanto as de drenagem longitudinal serão constituídas por valas e valetas.

As estruturas de drenagem longitudinal permitem apenas a coleta de caudais das encostas ou taludes adjacentes e também a drenagem da própria via.

Os estudos de drenagem de rede viária deverão ser estabelecidos em conjugação com a rede de drenagem existente, abrangendo, de um modo geral, os seguintes aspetos:

- Definição das bacias hidrográficas intersetadas pelos caminhos e definição das suas características fisiográficas e cinemáticas;
- Fixação dos períodos de retorno a adotar para o estudo;
- Cálculo de precipitações intensas para os períodos de retorno fixados;
- Cálculo dos correspondentes caudais de ponto de cheia para os mesmos períodos de retorno;
- Conceção e dimensionamento de novas passagens hidráulicas nos caminhos a reabilitar.

A metodologia preconizada para o cálculo dos caudais de dimensionamento baseou-se no método Racional, para bacias com áreas inferiores a 10 km², e no método do hidrograma unitário sintético do Soil Conservation Service (SCS) para as restantes bacias, através do modelo HEC-HMS – *Hydrologic Modeling System*, da autoria do *Hydrologic Engineering Center, U.S Army Corps of Engineers*.

Para este efeito procedeu-se ao traçado e caracterização das bacias hidrográficas nas secções das passagens hidráulicas e foram estimadas, a partir das curvas Intensidade-Duração-Frequência (IDF) as intensidades de precipitação com duração igual ao tempo de concentração.

Procede-se no presente capítulo à realização de estudos hidráulicos com vista à conceção e dimensionamento das infraestruturas definindo-se alguns critérios e parâmetros de dimensionamento de base importantes para o adequado desenvolvimento do projeto de execução, nomeadamente velocidade máxima e mínima de escoamento, proteções contra a erosão e dimensões das passagens hidráulicas ou passagens a vau.

5.2 SISTEMA DE DRENAGEM TRANSVERSAL

A necessidade de serem mantidas as adequadas condições de escoamento das linhas de água nas zonas de interseção com a rede viária conduzirá ao dimensionamento hidráulico de novas obras de arte.

Assim, serão projetadas as passagens hidráulicas e passagens a vau necessárias para assegurar a boa drenagem que estarão localizados nos cruzamentos dos caminhos com as linhas de água, onde se verifica a formação de depressões com acumulação de água.

Para o cálculo dos caudais de dimensionamento das secções de vazão das passagens hidráulicas e das passagens a vau utilizou-se o método Racional e o método do SCS.

De referir que a DIA indica na sua medida 13: *“Dimensionar as soluções adotadas para o atravessamento das linhas de água na área do AHFM do Crato para o caudal de cheia centenária”*. Na escolha do período de retorno para proteção de uma obra importa analisar a importância da mesma e o estrago associado a cada um destes eventos. Em caminhos agrícolas, tendo em conta o investimento e o custo da reparação não se justifica a adoção de um período de retorno tão elevado para o dimensionamento das passagens hidráulicas. É usual neste tipo de obra a utilização de um período de retorno de 5 ou 10 anos.

Para além disso, no documento publicado pelo INAG, em conjunto com a CCRD Alentejo, APA, ICNB, DGADR e EDIA, denominado *“Orientações para a elaboração de projetos de drenagem dos blocos de rega do Empreendimento de Fins Múltiplos de Alqueva”*, e que tem sido adotado em

todos os perímetros de rega do país, indica que o período de retorno a adotar para caminhos rurais tipo I será de 5 ou 10 anos, consoante a situação e para caminhos agrícolas tipo II e III deverá ser adotado um período de retorno de 5 anos.

No presente projeto de execução adotou-se para o dimensionamento das passagens hidráulicas um período de retorno de 10 anos. Nas bacias hidrográficas cujo caudal correspondente a esse período de retorno fosse superior a 8 m³/s, adotaram-se passagens a vau, que podem ser galgadas, e que serão dimensionadas para um período de retorno de 2 anos.

No dimensionamento das passagens hidráulicas podem ser considerados dois tipos de controlo do escoamento: controlo à entrada (montante); e o controlo à saída (jusante).

O controlo à entrada (montante) ocorre quando o caudal escoado no aqueduto é limitado pela capacidade de vazão da secção de entrada, sendo esta a secção de controlo. Neste tipo de controlo, o escoamento passa em regime crítico na secção de entrada, ou próximo desta, e o escoamento ao longo do aqueduto é em regime rápido. A capacidade de vazão do aqueduto é função da altura da água a montante, da geometria da estrutura de entrada e do declive da soleira.

No controlo à saída (jusante), a secção de controlo está localizada na extremidade de jusante do aqueduto ou ainda a jusante desta extremidade. Neste caso, o escoamento dá-se em regime lento, em superfície livre ou em pressão, ou ambas as situações (entrando em superfície livre para jusante). A capacidade de vazão é controlada pelas características hidráulicas e geométricas do aqueduto.

Na totalidade das situações verificadas em caminhos agrícolas os aquedutos têm declives suaves pelo que prevalece esta situação.

Assim, o cálculo da altura de escoamento a montante é efetuado com base no teorema de Bernoulli:

$$h_m + \frac{V_e^2}{2g} + \Delta z = h_w + \frac{V_w^2}{2g} + \Delta H_T$$

em que V_e e V_w são as velocidades do escoamento a montante e a jusante do aqueduto, respetivamente, Δz é a diferença de cotas entre as soleiras das secções de montante e de jusante, h_m e h_w são as alturas de escoamento a montante e a jusante, e ΔH_T a soma das perdas de carga ao longo do aqueduto.

As perdas de carga localizadas foram calculadas por:

$$\Delta H_L = k \left(\frac{V^2}{2g} \right)$$

em que V é a velocidade média do escoamento no interior do aqueduto e k é o coeficiente de perda de carga na entrada e à saída.

A perda de carga contínua, caso o escoamento se processe em pressão, é avaliada pela fórmula de *Manning-Strickler*,

$$\Delta H_C = L \left(\frac{Q}{K_S A R^{2/3}} \right)^2$$

em que L é comprimento do aqueduto (m), Q o caudal de dimensionamento (m³/s), K_s o coeficiente da fórmula de *Manning-Strickler* (m^{1/3}/s), A área da secção transversal do escoamento (m²), e R o raio hidráulico (m).

O dimensionamento das passagens hidráulicas ou aquedutos será assim efetuado considerando o controlo à saída sendo a capacidade de vazão apenas função das características geométricas e hidráulicas das passagens hidráulicas.

Os declives dos aquedutos devem garantir condições de autolimpeza, tendo-se considerado, para este efeito, um valor mínimo de 0,5 %.

Com base nos caudais calculados e até um caudal de ponta de 8,0 m³/s, utilizar-se-ão os aquedutos tipo apresentados no quadro seguinte e nos **Desenhos 12 e 13**.

Quadro 5.1 - Tipos de passagens hidráulicas utilizadas

Tipo	Secção	Caudal (m ³ /s)	Enrocamento de proteção Troços Curtos	
			d ₅₀	L (m)
I	circular; ϕ 600 mm	≤ 0,3	0,10	4,0
II	circular; ϕ 800 mm	0,3 – 0,6	0,10	4,0
III	retangular, 1,50 x 1,00 m ²	0,6 - 2,0	0,15	6,0
IV	retangular, 2,00 x 1,00 m ²	2,0 – 3,0	0,15	6,0
V	retangular, 2,50 x 1,20 m ²	3,0 – 5,0	0,20	7,0
VI	retangular, 2,50 x 1,50 m ²	5,0 – 6,5	0,20	7,0
VII	retangular, 3,00 x 1,50 m ²	6,5 – 8,0	0,20	7,0

Para caudais superiores foram adotadas passagens a vau para minimizar a intervenção.

Os aquedutos serão executados em betão armado, não revestido. A opção por revestimentos de pedra, por razões estéticas, foi analisada, tendo-se verificado que o custo seria muito elevado.

Os aquedutos de secção circular poderão ter ou não caixa de entrada, quando em situação de aterro de um dos lados. No caso de existir uma vala, o diâmetro mínimo do aqueduto a utilizar será de 800 mm.

Sempre que as velocidades de escoamento sejam demasiado elevadas, a proteção do terreno a jusante das passagens hidráulicas contra a erosão hídrica deverá ser assegurada por tapetes de enrocamento em pedra natural, dimensionados de acordo com os critérios por SAMORA (1993).

O diâmetro equivalente do enrocamento, d_{50} , para escoamentos com elevada macroturbulência pode ser calculado por (equação de Izbash):

$$d_{50} = \frac{0,68V^2}{K \cdot g}$$

em que: V (m/s) é a velocidade média do escoamento, K a razão entre o peso volúmico submerso do material dos blocos de enrocamento e o peso volúmico da água, e g a aceleração da gravidade (m/s^2).

O peso volúmico submerso dos materiais dos blocos de enrocamento poderá variar de 14 a 23 kN/m^3 (em função do tipo de material – calcário, granito, xisto ou basalto), devendo-se adotar um valor médio igual a 18,5 kN/m^3 . Considerando que a água tem um peso volúmico igual a 10,5 kN/m^3 , obtém-se a expressão:

$$d_{50} = \frac{V^2}{2,6g}$$

As relações entre d_{50} e os diâmetros mínimo e máximo (d_0 e d_{100}), são estimadas com base no critério segundo o qual os blocos máximos e mínimos deverão pesar, respetivamente, o quádruplo e um quarto do peso do bloco mediano. Admitindo que o peso dos blocos é proporcional ao cubo do diâmetro, obtêm-se:

$$d_{100} = 1,58d_{50}$$

$$d_0 = 0,63d_{50}$$

A espessura do tapete de enrocamento (e) é dada pela expressão:

$$e \geq 1,5d_{100}$$

No presente caso dever-se-á adotar uma espessura de enrocamento igual a duas vezes o diâmetro médio.

No que diz respeito ao comprimento do tapete de enrocamento de proteção, dever-se-á adotar a metodologia proposta por Fletcher e Grace (1972). Segundo estes autores o comprimento é dado pela expressão:

$$L = 3.B \frac{Q}{B^{5/2}} + 2,5$$

Onde: L – comprimento do tapete de proteção (m); Q – caudal de dimensionamento dos aquedutos (m³/s); B – largura do aqueduto.

No caso dos aquedutos circulares deve-se adotar um comprimento do tapete de enrocamento de proteção de pelo menos 4 vezes o diâmetro do aqueduto.

À entrada dos aquedutos, onde o efeito erosivo é menor deve-se adotar o mesmo tipo de enrocamento, mas numa extensão igual a metade da extensão do tapete à saída.

Sob os tapetes de proteção deve prever-se a colocação de um filtro ou geotêxtil para impedir o arrastamento da fração fina do terreno de fundação.

De referir que a DIA indica na sua medida 3: *Considerar, no revestimento de superfícies exteriores de todos os órgãos de drenagem previstos realizar nos acessos, assim como noutras componentes dos projetos, a aplicação de pedra local.* Assim, os enrocamentos a aplicar nas passagens hidráulicas serão de pedra local.

5.3 SISTEMA DE DRENAGEM LONGITUDINAL

O sistema de drenagem longitudinal dos caminhos terá por função a captação e condução dos caudais provenientes da precipitação sobre a plataforma e taludes adjacentes, bem como de pequenas linhas de água em que não se justifique a construção de um aqueduto.

O cálculo da capacidade de vazão das valetas para drenagem longitudinal será efetuado admitindo o escoamento em regime permanente. Assim, para a máxima altura útil e para a inclinação máxima, o máximo caudal que a secção pode escoar será calculado pela fórmula de *Manning-Strickler*:

$$Q = K A R^{2/3} i^{1/2}$$

Em que:

Q – caudal de dimensionamento (m^3/s); K – coeficiente da fórmula de Manning-Strickler ($\text{m}^{1/3}/\text{s}$); A – área da secção (m^2); R – raio hidráulico (m); s – inclinação do troço (-).

Admitiu-se como declive mínimo um valor equivalente 0,2 % de forma a garantir condições de autolimpeza.

Sempre que não se justifique uma capacidade de vazão superior ou não existam outro tipo de condicionamentos, a drenagem longitudinal será constituída pelas valetas simples definidas nos perfis transversais tipo.

No dimensionamento das valetas, considerou-se um caudal de dimensionamento para um período de retorno de 2 anos, admitindo uma área de escoamento igual à largura total do caminho, uma vez que apenas metade do caminho drenará para a valeta, mas que haverá áreas adjacentes que também contribuirão para este.

Quando o declive é superior a 5% foi adotada valeta revista em betão para garantir uma maior durabilidade dos caminhos, com exceção nas zonas de REN onde serão revestidas com enrocamento, tal como indicado no **Desenho 4**.

5.4 CAUDAIS DE DIMENSIONAMENTO

5.4.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

O cálculo dos caudais de dimensionamento foi efetuado com base no método racional e no método do hidrograma unitário sintético do SCS – modelo HEC-HMS.

Para a aplicação destes métodos houve previamente que definir o período de retorno a considerar e proceder à caracterização da bacia hidrográfica de interesse para, posteriormente, calcular o respetivo tempo de concentração e estimar o caudal de cheia resultante, conforme se descreve nos pontos seguintes. A delimitação das bacias hidrográficas é apresentada sobre carta militar à escala 1:25 000 no **Desenho 2**.

5.4.2 PERÍODOS DE RETORNO

Tal como referido anteriormente, a definição do período de retorno para o cálculo de caudais de ponta é feita procurando um equilíbrio entre os custos de execução da obra e os custos dos danos provocados por uma cheia.

No presente trabalho adotou-se um período de retorno de 10 anos para as passagens hidráulicas e de 2 anos para as passagens a vau, tal como justificado anteriormente.

5.4.3 CARACTERIZAÇÃO DAS BACIAS HIDROGRÁFICAS E RESPECTIVAS LINHAS DE ÁGUA

Tendo em vista determinação do tempo de concentração e dos caudais de ponta de cheia procedeu-se previamente à caracterização fisiográfica de cada bacia hidrográfica. Foram determinadas as áreas das bacias e calcularam-se os respetivos tempos de concentração através das seguintes expressões:

Racional (USACE, 1975):

$$T_c = 0,28 \left(\frac{L}{s^{0,25}} \right)^{0,76}$$

onde: T_c - tempo de concentração (h); L - comprimento da linha de água principal (km); s - declive médio do curso de água principal (m/m).

Témez (1978):

$$t_c = \frac{0,3L^{0,76}}{J^{0,19}}$$

Onde: t_c – tempo de concentração (h); L – comprimento do troço da linha de água (km); J – declive médio da linha de água (m/m).

A área das bacias hidrográficas assim como o tempo de concentração adotado para as diferentes bacias hidrográficas são apresentados no quadro seguinte.

Quadro 5.2 - Área das bacias hidrográficas e tempos de concentração adotados

Bacias	Área (km ²)	Tempo de concentração (h)		Tempo de concentração adotado	
		Método Racional	Método de Témez	horas	minutos
CA1/2.1	0,116	0,32	0,34	0,33	20
CA1/2.2	0,492	0,76	0,81	0,79	47
CA1/2.3	0,139	0,42	0,45	0,44	26
CA1/2.4	0,060	0,27	0,29	0,28	17
CA1/2.5	0,001	0,06	0,06	0,06	5
PV CA1/2	61,508	5,83	6,25	6,04	362
CA1/2.7	0,201	0,47	0,51	0,49	29
CA1/2.8	0,132	0,43	0,46	0,45	27
CA1/2.9	0,032	0,19	0,20	0,19	12
CA1/2.10	0,107	0,33	0,36	0,35	21
PV CA3	10,078	2,68	2,87	2,78	167
CA3.3	0,316	0,56	0,60	0,58	35
CA3.4	0,032	0,24	0,25	0,25	15
CA3.5	0,018	0,13	0,14	0,14	8
CA3.6	0,011	0,13	0,14	0,14	8
CA3.7	0,005	0,10	0,10	0,10	6

Bacias	Área (km²)	Tempo de concentração (h)		Tempo de concentração adotado	
		Método Racional	Método de Témez	horas	minutos
CA3.8	2,804	1,44	1,54	1,49	89
CA3.9	0,006	0,10	0,10	0,10	6
CA4.1	0,021	0,23	0,24	0,24	14
CA4.2	0,054	0,21	0,22	0,22	13
CA4.3	0,493	0,75	0,81	0,78	47
CA4.4	0,009	0,15	0,16	0,15	9
CA4.5	0,068	0,34	0,37	0,35	21
CA4.6	0,006	0,09	0,10	0,10	6
PV CA4	14,026	3,49	3,74	3,61	217
CA4.8	4,918	2,29	2,45	2,37	142
CA4.9	0,294	0,63	0,68	0,66	39
CA4.10	0,017	0,15	0,16	0,15	9
CA4.11	0,002	0,13	0,14	0,14	8

5.4.4 CAUDAIS DE PONTA DE CHEIA

Os caudais de ponta de cheia dependem da intensidade de precipitação (i). Esta relaciona-se diretamente com a duração da chuvada “t”, com base na expressão:

$$i = at^b$$

em que os coeficientes a e b adquirem valores específicos consoante o período de retorno considerado e a região onde se pretende estimar a precipitação.

Adotaram-se as curvas de possibilidade udométrica ou de Intensidade-Duração-Frequência (IDF) apresentadas por Brandão *et al* (2001).

À zona de implantação do futuro aproveitamento correspondem as curvas IDF definidas para Portalegre que, para os períodos de retorno de 2, 5 e 10 anos apresentam os valores de coeficientes udométricos apresentados no quadro seguinte:

Quadro 5.3 - Curvas IDF - Portalegre para os períodos de retorno de 2, 5 e 10 anos

Período de retorno	5 min < t < 30m min		30 min < t < 6 h		6 h < t < 48 h	
	a	b	a	b	a	b
2	155,34	-0,498	229,15	-0,622	252,46	-0,639
5	189,67	-0,455	389,81	-0,674	287,90	-0,624
10	213,08	-0,437	504,10	-0,697	312,55	-0,617

Para o cálculo dos caudais de ponta de cheia das bacias com área inferior a 10 km² utilizou-se o método Racional. Este método é um dos mais utilizados para a determinação de caudais de ponta pluviais e pode ser expresso da seguinte forma:

$$Q = \frac{CiA}{3,6}$$

Em que: Q é o caudal de ponta de cheia correspondente a um determinado período de retorno T (m³/s), C é um coeficiente de escoamento (-), i é a intensidade de precipitação correspondente ao período de retorno T e ao tempo de concentração t_c obtida através das curvas IDF (mm/h) e A é a área da bacia drenada (km²).

Na fórmula racional, o coeficiente C engloba vários fatores, não só a relação entre o volume de água escoada e a precipitação (ou seja, o coeficiente de escoamento propriamente dito) mas também efeitos, mais ou menos importantes, de retenção e atraso do escoamento superficial ao longo do terreno, das linhas de água naturais e do período de retorno. Grande parte destes fatores depende das características físicas e da ocupação da bacia e das condições antecedentes de humidade do solo. Neste estudo, utilizaram-se os coeficientes C referidos por Maranha das Neves *et al.* (2015).

Em resultado da utilização do método Racional para o cálculo dos caudais de ponta de cheia, apresentam-se os resultados obtidos e os tipos de aqueduto adotados no quadro seguinte.

Quadro 5.4 - Método racional - caudais de ponta de cheia e tipos de aquedutos adotados

Bacias	C		I (mm/h)		Qp (m3/s)	Tipo
	5 anos	10 anos	5 anos	10 anos	10 anos	
CA1/2.1	0,40	0,42	48,8	57,8	0,78	III
CA1/2.2	0,40	0,42	29,0	34,4	1,97	III
CA1/2.3	0,40	0,42	42,9	51,1	0,83	III
CA1/2.4	0,40	0,42	52,8	62,4	0,44	II
CA1/2.5	0,40	0,42	91,2	105,5	0,02	I
CA1/2.7	0,40	0,42	40,7	48,6	1,13	III
CA1/2.8	0,40	0,42	42,4	50,5	0,77	III
CA1/2.9	0,40	0,42	62,1	72,9	0,27	I
CA1/2.10	0,39	0,41	47,7	56,6	0,69	III
CA3.3	0,36	0,38	35,7	42,6	1,43	III
CA3.4	0,38	0,41	55,8	65,8	0,24	I
CA3.5	0,38	0,41	72,2	84,2	0,17	I
CA3.6	0,38	0,41	72,4	84,5	0,11	I
CA3.7	0,38	0,41	84,0	97,5	0,05	I
CA3.8	0,37	0,40	18,9	22,0	6,88	VII
CA3.9	0,42	0,44	84,2	97,7	0,07	I

CA4.1	0,38	0,41	56,9	67,0	0,16	I
CA4.2	0,38	0,41	59,1	69,5	0,42	II
CA4.3	0,38	0,41	29,2	34,5	1,94	III
CA4.4	0,38	0,41	69,5	81,2	0,08	I
CA4.5	0,38	0,41	47,2	56,0	0,43	II
CA4.6	0,42	0,44	85,5	99,1	0,08	I
CA4.8	0,35	0,37	13,8	15,9	7,99	VII
CA4.9	0,34	0,36	32,8	39,0	1,15	III
CA4.10	0,34	0,36	68,8	80,4	0,14	I
CA4.11	0,36	0,38	72,7	84,8	0,02	I

Para o cálculo dos caudais de ponta de cheia de bacias hidrográficas com área superior a 10 km², utilizou-se o método do hidrograma unitário sintético do *Soil Conservation Services* (SCS) – modelo HEC-HMS. Este modelo permite obter hidrogramas de cheia por convolução de hietogramas de cheia para os diversos períodos de retorno considerados através da aplicação de um modelo de precipitação de escoamento.

O número de escoamento foi obtido por ponderação das áreas de cada grupo hidrológico de solo e tipo de utilização ou cobertura (CN), tendo-se considerado para este cálculo os valores referentes às condições de humedecimento do solo AMCIII, tendo em consideração o reduzido período de retorno adotado.

Estando perante acontecimentos pluviométricos de curta duração (inferiores a 1 hora), estes podem ser descritos, sem significativa perda de rigor, pela intensidade média de precipitação, ou seja, pela razão entre a precipitação total e a duração da chuvada. Para durações superiores a 1 hora, como é o caso, foi utilizado o método dos blocos alternados, com o bloco correspondente à maior precipitação na posição central, tendo-se utilizado as precipitações calculadas anteriormente.

Para determinação da precipitação útil foram utilizados os procedimentos propostos pelo SCS, que assentam na determinação do número de escoamento e das perdas iniciais.

Considerou-se que as perdas iniciais são obtidas a partir da seguinte fórmula (SCS, 1972, 1973):

$$h_0 = \frac{5080}{N} - 50,8$$

onde:

- h_0 – perdas iniciais da precipitação (mm);
- N – número de escoamento associado a condições AMCIII.

Em resultado da aplicação do modelo HEC-HMS foram obtidos os caudais de ponta de cheia e adotadas as dimensões das passagens a vau apresentadas no quadro seguinte.

Quadro 5.5 - Método HEC-HMS - caudais de ponta de cheia e dimensão das passagens a vau adotadas

Bacias	Qp (m ³ /s) T = 2 anos	Dimensões
CA1/2.6	49,3	3 alvéolos com 4,5 x 2,4 m
CA3.2	12,1	1 alvéolo com 4 x 1,5 m
CA4.7	17,3	2 alvéolos com 4 x 1,5 m

A dimensão das passagens a vau adotadas foi influenciada não só pelo caudal correspondente ao período de retorno de 2 anos mas também pela secção da respetiva linha de água na interseção com o caminho previsto.

6 NÓS DE LIGAÇÃO E EQUIPAMENTO DE SINALIZAÇÃO E SEGURANÇA

Os nós de ligação entre os caminhos agrícolas e as estradas existentes apresentam-se no **Desenho 17**.

Foram incluídos no projeto os equipamentos de sinalização necessários à rede de caminhos agrícolas, definidos de acordo com as normas de Infraestruturas de Portugal (IEP), nomeadamente nos nós de ligação às estradas municipais.

Os equipamentos de sinalização encontram-se representados no **Desenho 17**, estando os sinais orientados de acordo com a sua futura localização.

7 DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DOS AQUEDUTOS

7.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

As passagens hidráulicas foram divididas em tipos diferentes, de acordo com as suas características geométricas.

As secções do tipo I e II encontram-se na “desembucadura” das travessias que se verificam a uma profundidade considerável, nas quais basta proteger a conduta através de um “amacçamento” em betão armado. Estas secções são constituídas por dois muros ala ligados entre si por uma laje de fundo com 0,20 m de espessura e um vão livre de dimensão também variável.

As passagens hidráulicas tipo III e superiores apresentam uma secção transversal em quadro fechado com paredes e lajes com 0,25 m de espessura, vão livre entre paredes e altura variável ($l_{\text{máx.}}=3,00$ m e $h_{\text{máx.}}=1,50$ m).

7.2 REGULAMENTAÇÃO

Os cálculos estruturais foram elaborados com base nos regulamentos em vigor, quando aplicáveis.

No dimensionamento da estrutura foi adotada a regulamentação em vigor em Portugal à data da realização do projeto, ou seja:

a) Ações incidindo sobre a estrutura e critérios de verificação da segurança:

“Eurocódigo n.º 1 – Ações em Estruturas”.

“Eurocódigo n.º 8 – Projecto de estruturas para resistência aos sismos.”.

b) Betão armado

“Eurocódigo 2 – Projeto de Estruturas de Betão” (ENV 1992 – 1 -1:1991).

Na classificação e composição dos betões foram utilizados os critérios expressos Norma Europeia NP EN 206-1 – Betão, comportamento, produção, colocação e critérios de qualidade.

7.3 MATERIAIS

Os materiais utilizados no cálculo estrutural, de acordo com as características exigidas nas especificações, regulamentos e normas em vigor, e são os seguintes:

- - Betão:.....C30/37, classe XC4;
- - Aço:.....A500 NR – nas armaduras de betão armado;

Os recobrimentos das armaduras são indicados nas peças desenhadas. No entanto, a não ser de casos pontuais, referidos especificamente, será garantido um recobrimento mínimo de 4,5 cm em todos os elementos.

7.4 DIMENSIONAMENTO

7.4.1 AÇÕES

Foram consideradas as seguintes ações permanentes e variáveis:

Ações permanentes

- Ação devido ao peso específico do betão armado;
- Ações devidas ao peso e impulsos do terreno;

Ações variáveis

- Ação devido ao peso específico e impulso da água;
- Sobrecarga na laje de topo;
- Impulsos nas paredes provocados pela sobrecarga;
- Acréscimo de impulsos provocado pela ação sísmica;
- Veículo Tipo.

7.4.2 COMBINAÇÃO DE AÇÕES

Para cada um dos órgãos foram utilizadas as sobrecargas de utilização específicas previstas no Eurocódigo n.º 1. Os seus valores encontram-se registados nos capítulos correspondentes à estrutura em causa.

7.5 CÁLCULOS ESTRUTURAIS

7.5.1 MODELOS DE CÁLCULO

No dimensionamento dos elementos estruturais foi utilizado um Programa de Cálculo Automático, com recurso ao Método dos Elementos Finitos. Este programa, para além da determinação dos esforços nas peças (elementos finitos tipo “barra”), promove o seu dimensionamento de acordo com o Eurocódigo 2 – Projeto de Estruturas de Betão.

O dimensionamento dos elementos de cada uma das secções transversais analisadas foi efetuado com base em vários modelos de cálculo introduzidos no programa. Os elementos finitos utilizados foram, conforme já referido, elementos tipo “barra”, em regime elástico linear, com 1,00 m de espessura, o que permite promover o dimensionamento de cada peça por metro linear de secção.

Os modelos estruturais utilizados apresentam-se nas em anexo. A fundação foi simulada por intermédio apoios elásticos tipo mola, tendo sido atribuída a cada mola uma constante de elasticidade de 50 000 kN/m³.

7.5.2 AÇÕES

Pesos próprios (PP)

- - Peso específico do betão armado 25,0 kN/m³

Sobrecarga (SC1; SC2)

- Sobrecarga na laje 5,0 kN/m²
- Impulsos nas paredes devido à sobrecarga 5,0 kN/m²

Veículo Tipo (VT1; VT2; VT3)

A ação do veículo tipo foi definida de acordo com as prescrições da regulamentação em vigor para estruturas rodoviárias de Classe II.

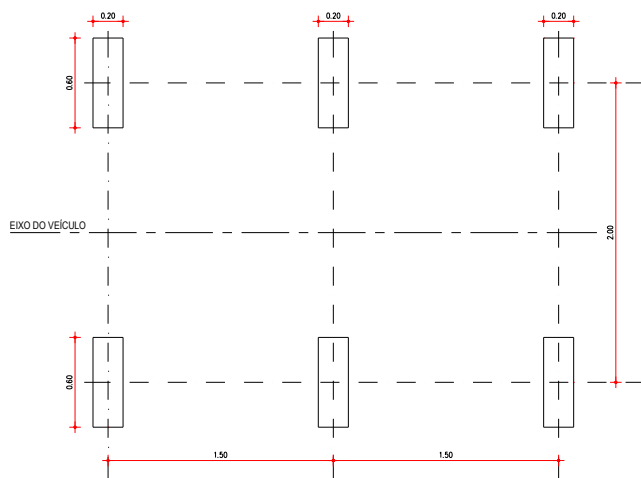


Figura 7.1 – Carga por eixo: Q = 100 kN

Ações da água (IW)

- Peso específico da água 10,0 kN/m³

Ações do terreno (IK0; IKA)

- Peso específico do terreno 20,0 kN/m³
- Ângulo de atrito interno do terreno (ϕ) 30,0°
- Coeficiente de impulso em repouso $k_h = 0,5$, calculado segundo a expressão: $k_h = 1 - \sin\phi$

Sismo

Foram utilizados os espectros de resposta previsto no Eurocódigo n.º 8 para Portugal para a zona em causa (1.5 / 2.4), bem como a caracterização do terreno compatível (Terreno tipo C) com os resultados da prospeção efetuada. Apesar dos resultados da prospeção efetuada indicarem um solo do tipo A, por questões de segurança foi adotada uma caracterização do terreno do tipo C.

Em Portugal os valores da aceleração máxima de referência a_{gR} para as várias zonas sísmicas e para os dois tipos de acção sísmica a considerar são os indicados no Quadro NA.I.

Quadro NA.I – Aceleração máxima de referência a_{gR} (m/s²) nas várias zonas sísmicas

Acção sísmica Tipo 1		Acção sísmica Tipo 2	
Zona Sísmica	a_{gR} (m/s ²)	Zona Sísmica	a_{gR} (m/s ²)
1.1	2,5	2.1	2,5
1.2	2,0	2.2	2,0
1.3	1,5	2.3	1,7
1.4	1,0	2.4	1,1
1.5	0,6	2.5	0,8
1.6	0,35	–	–

O zonamento sísmico para Portugal Continental, para o Arquipélago da Madeira e para o Arquipélago dos Açores é estabelecido, por Concelho, de acordo com a informação constante do Anexo NA.I, e ilustrado nas Figuras NA.I, NA.II e NA.III.

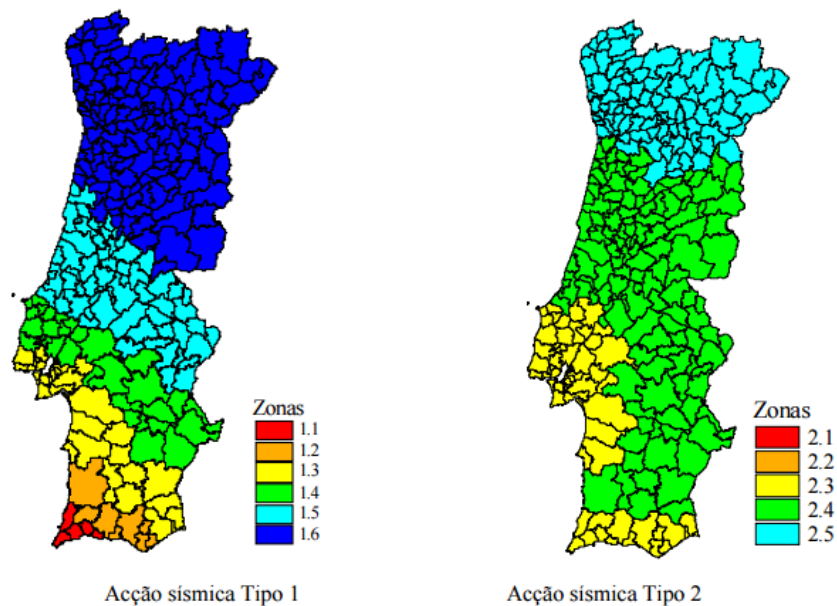


Figura 7.2 – Ação sísmica regulamentar

7.5.3 DIMENSIONAMENTO DAS SECÇÕES

7.5.3.1 ESTADO LIMITE E ÚLTIMO DE FLEXÃO

Passagem hidráulica tipo III (1.50x1.00m)

Paredes Laterais

Esforços de Flexão. **Figura 7.3.**

Esforços Axiais. **Figura 7.4.**

Cálculo das armaduras. **Figura 7.7.**

Adotou-se, em ambas as faces, uma armadura vertical $\phi 12 // 0,125$ ($9,04 \text{ cm}^2/\text{m}$) e uma armadura de distribuição horizontal $\phi 10 // 0,15$ ($5,27 \text{ cm}^2/\text{m}$).

Laje de Topo

Esforços de Flexão. **Figura 7.3**

Cálculo das armaduras. **Figura 7.5 e Figura 7.6.**

Adotou-se na face superior, uma armadura principal $\phi 12 // 0,125$ ($9,04 \text{ cm}^2/\text{m}$) e uma armadura de distribuição $\phi 10 // 0,15$ ($5,27 \text{ cm}^2/\text{m}$).

Na face inferior, a armadura principal será $\phi 12 // 0,125$ ($9,04 \text{ cm}^2/\text{m}$), distribuída por uma armadura $\phi 10 // 0,15$ ($5,27 \text{ cm}^2/\text{m}$).

Laje de Fundo

Esforços de Flexão. **Figura 7.3.**

Cálculo das armaduras. **Figura 7.8e Figura 7.9.**

Adotou-se na face superior, uma armadura principal $\phi 12 // 0,125$ ($9,04 \text{ cm}^2/\text{m}$) e uma armadura de distribuição $\phi 10 // 0,15$ ($5,27 \text{ cm}^2/\text{m}$).

Na face inferior, a armadura principal será $\phi 12 // 0,125$ ($9,04 \text{ cm}^2/\text{m}$), distribuída por uma armadura $\phi 10 // 0,15$ ($5,27 \text{ cm}^2/\text{m}$).

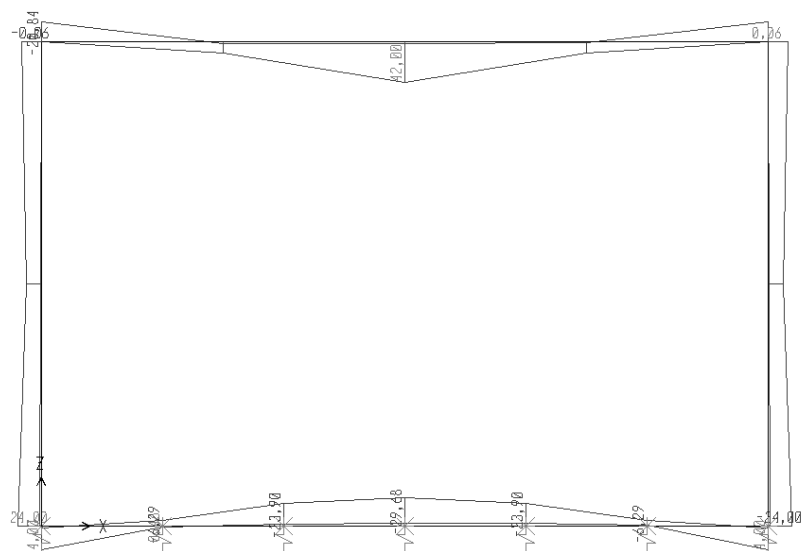


Figura 7.3 - Passagem hidráulica Tipo III (1,50x1,00m) – Momentos Fletores. Envolvente

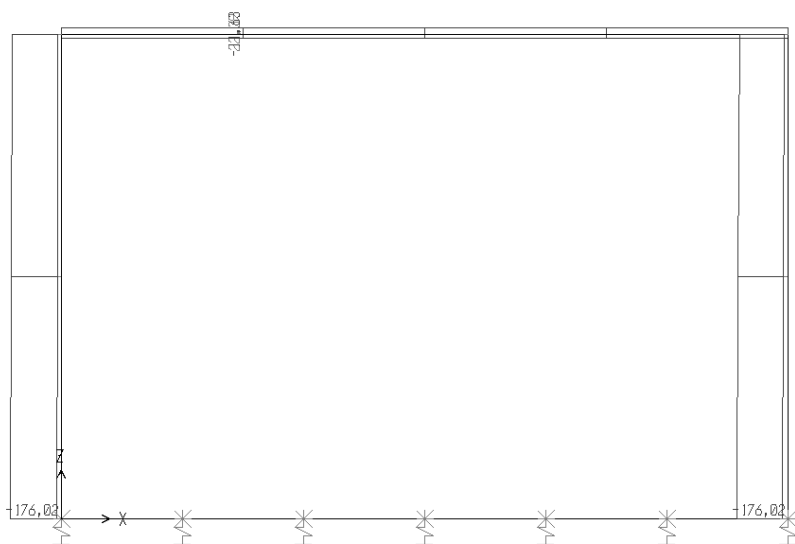


Figura 7.4 - Passagem hidráulica Tipo III (1,50x1,00m) – Esforço Axial. Envolvente

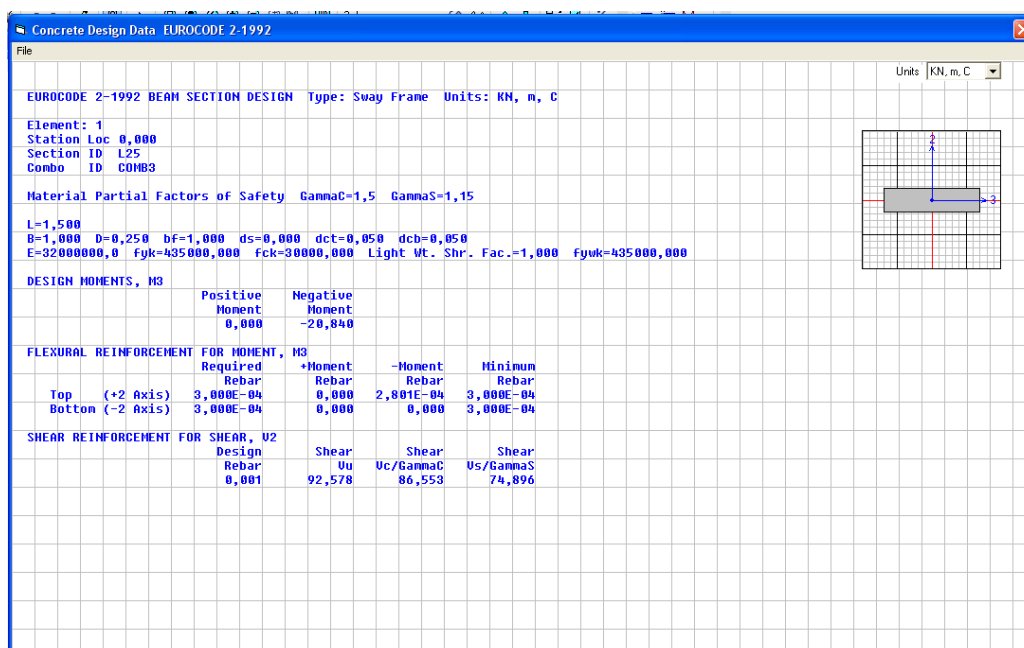


Figura 7.5 - Passagem hidráulica tipo III - Dimensionamento das armaduras – laje de topo - armadura superior

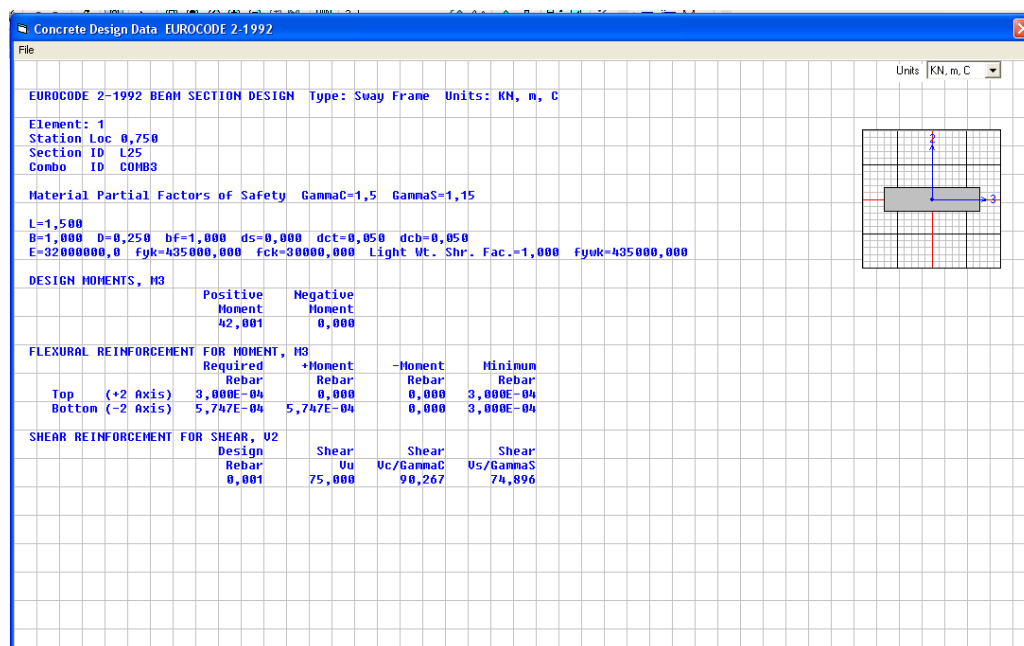


Figura 7.6 - Passagem hidráulica tipo III - Dimensionamento das armaduras – laje de topo - armadura inferior

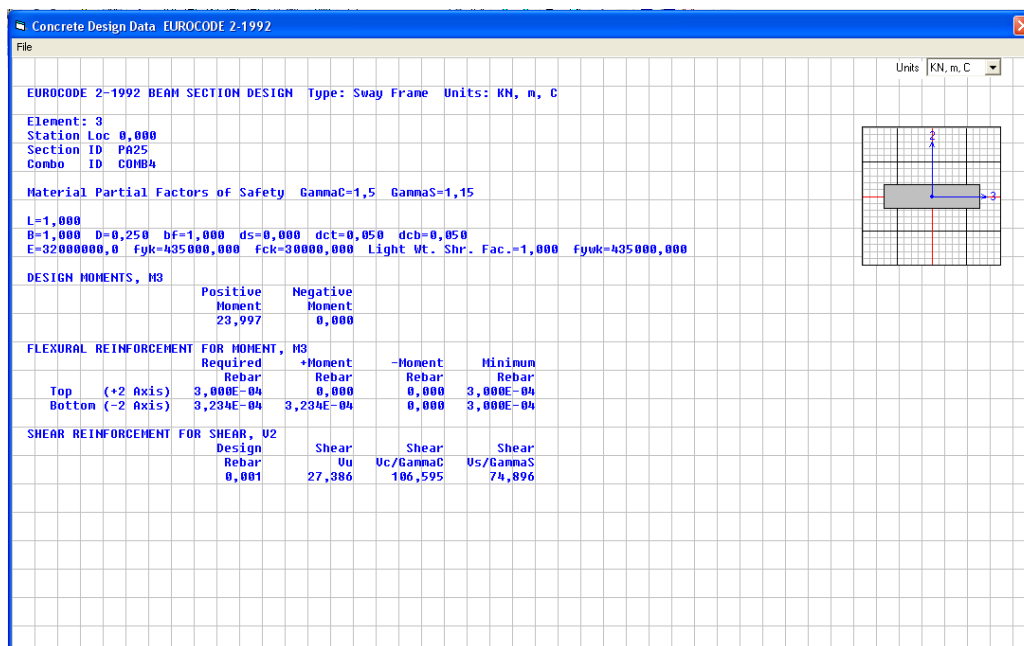


Figura 7.7 - Passagem hidráulica tipo III - Dimensionamento das armaduras – paredes laterais

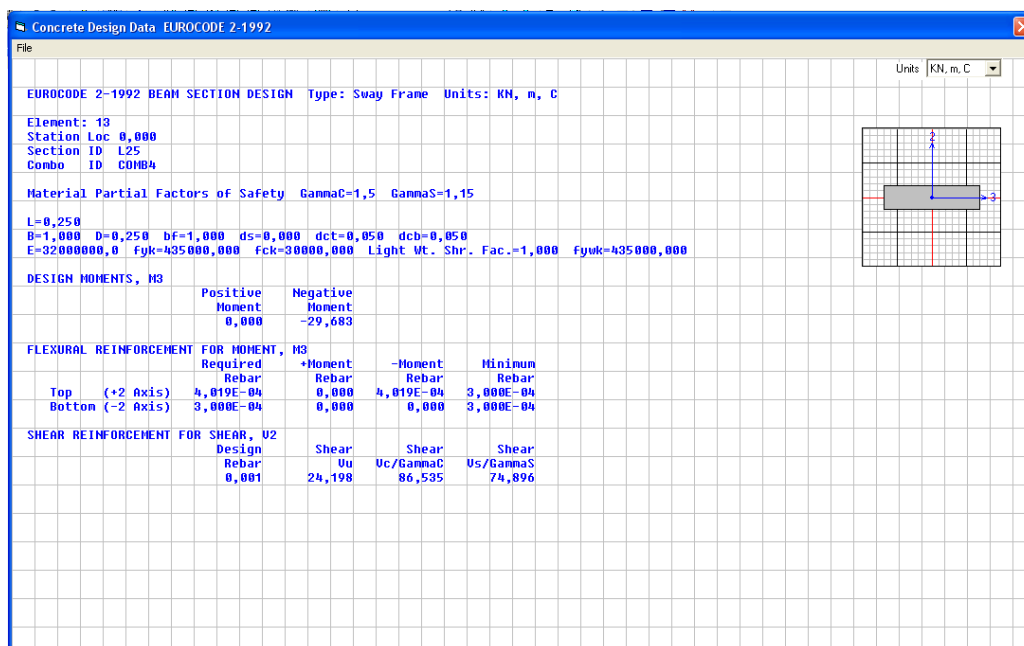


Figura 7.8 - Passagem hidráulica tipo III - Dimensionamento das armaduras – laje de fundo - armadura superior

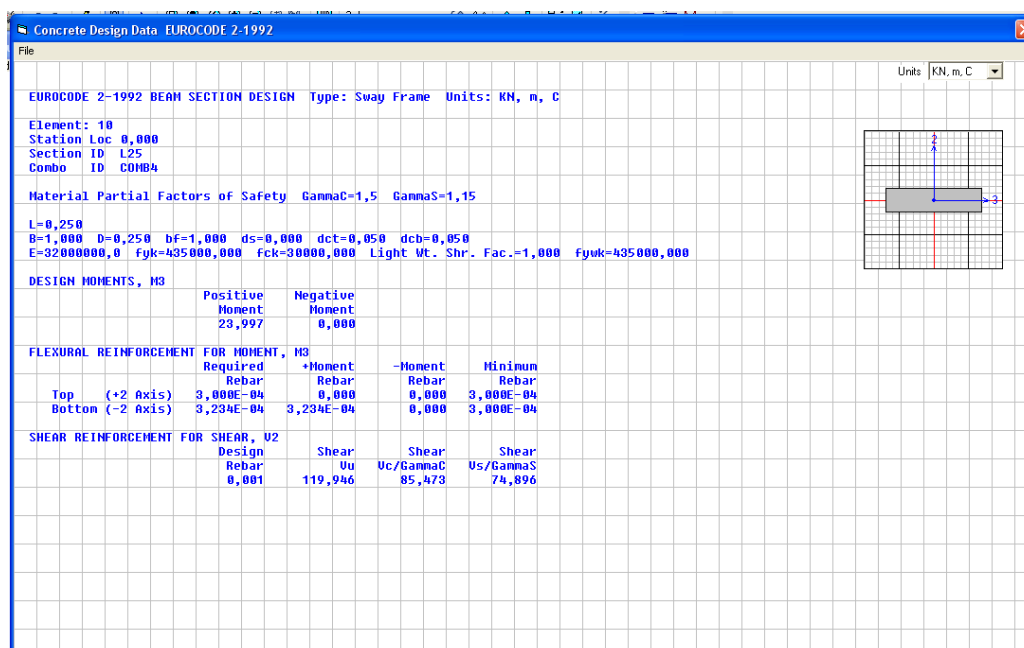


Figura 7.9 - Passagem hidráulica tipo III - Dimensionamento das armaduras – laje de fundo - armadura inferior

Passagem hidráulica tipo VII (3.00x1.50m)

Paredes Laterais

Esforços de Flexão. **Figura 7.10.**

Esforços Axiais. **Figura 7.11.**

Cálculo das armaduras. **Figura 7.13.**

Adotou-se, em ambas as faces, uma armadura vertical $\phi 16 // 0,15$ (13,41 cm²/m) e uma armadura de distribuição horizontal $\phi 12 // 0,15$ (7,54 cm²/m).

Laje de Topo

Esforços de Flexão. **Figura 7.10**

Cálculo das armaduras. **Figura 7.12e Figura 7.13.**

Adotou-se na face superior, uma armadura principal $\phi 16 // 0,15$ (13,41 cm²/m) e uma armadura de distribuição $\phi 12 // 0,15$ (7,54 cm²/m).

Na face inferior, a armadura principal será $\phi 16 // 0,15$ (13,41 cm²/m) e uma armadura de distribuição $\phi 12 // 0,15$ (7,54 cm²/m).

Laje de Fundo

Esforços de Flexão. **Figura 7.10**

Cálculo das armaduras. **Figura 7.15 e Figura 7.16**

Adotou-se na face superior, uma armadura principal $\phi 16 // 0,15$ ($13,41 \text{ cm}^2/\text{m}$) e uma armadura de distribuição $\phi 12 // 0,15$ ($7,54 \text{ cm}^2/\text{m}$).

Na face inferior, a armadura principal será $\phi 16 // 0,15$ ($13,41 \text{ cm}^2/\text{m}$) e uma armadura de distribuição $\phi 12 // 0,15$ ($7,54 \text{ cm}^2/\text{m}$).

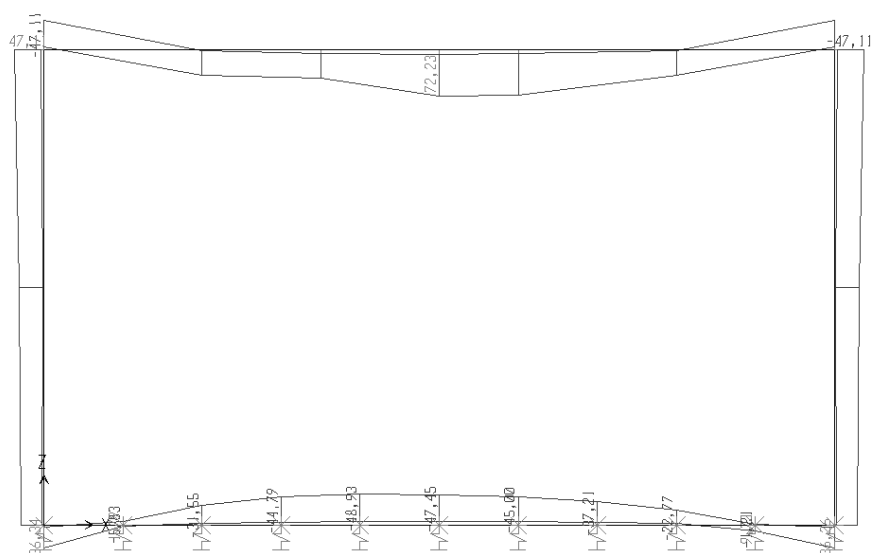


Figura 7.10 - Passagem hidráulica Tipo VII (3,00x1,50m) – Momentos Fletores. Envolvente

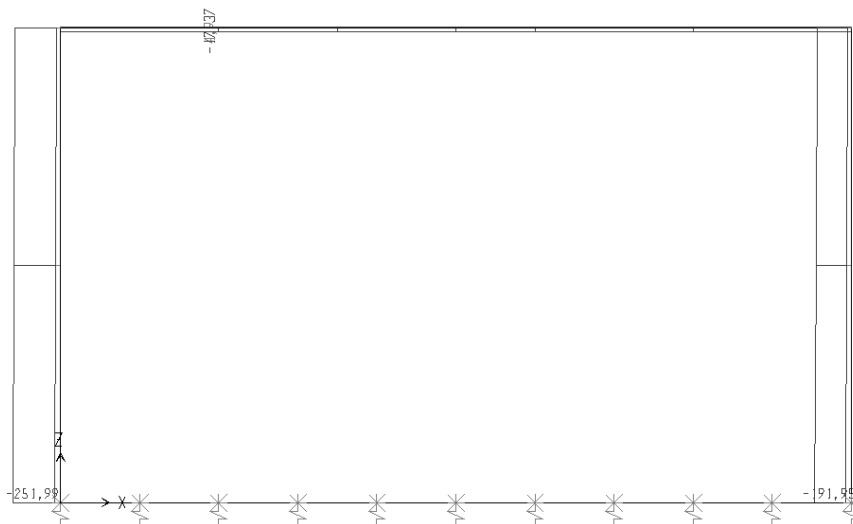


Figura 7.11 - Passagem hidráulica Tipo VII (3,00x1,50m) – Esforço Axial. Envolvente

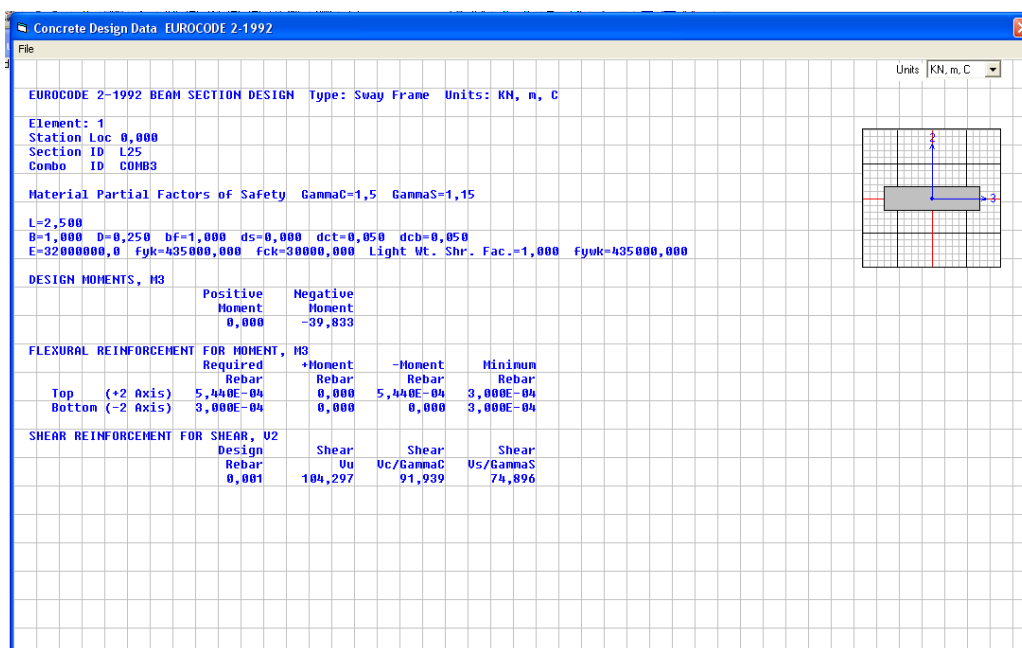


Figura 7.12 - Passagem hidráulica tipo VII (3,00x1,50m) - Dimensionamento das armaduras – laje de topo – armadura superior

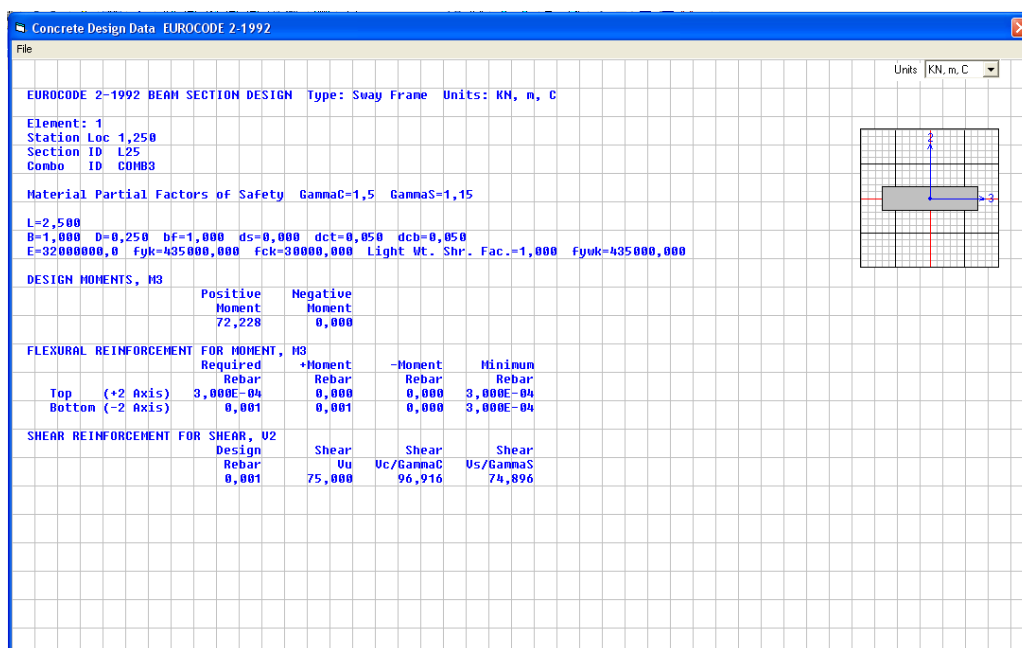


Figura 7.13 - Passagem hidráulica tipo VII (3,00x1,50m) - Dimensionamento das armaduras – laje de topo – armadura inferior

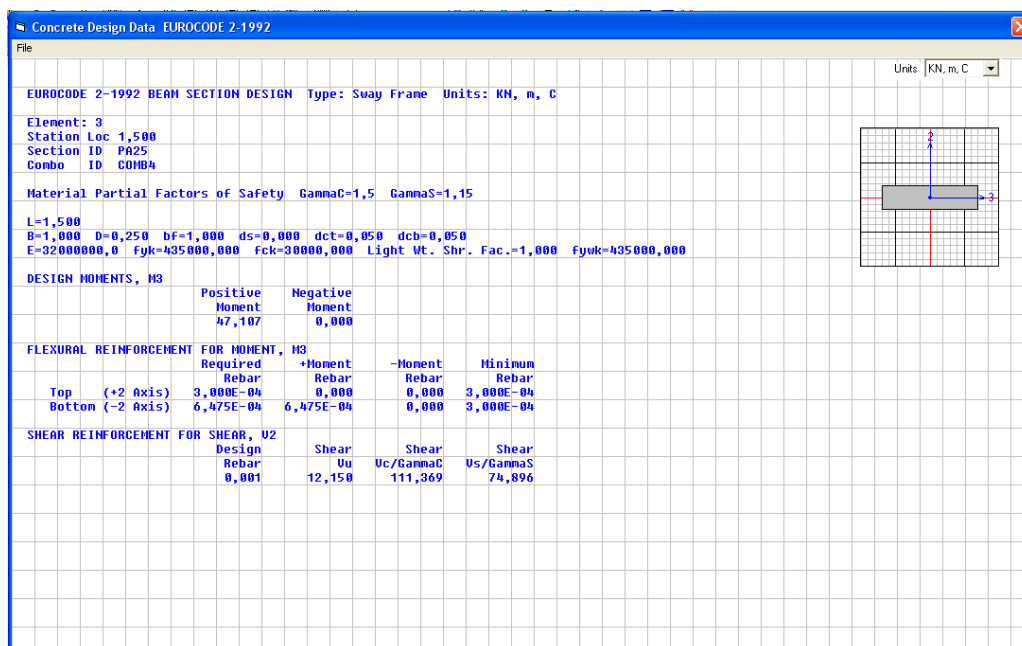


Figura 7.14 - Passagem hidráulica tipo VII (3,00x1,50m) - Dimensionamento das armaduras – paredes laterais

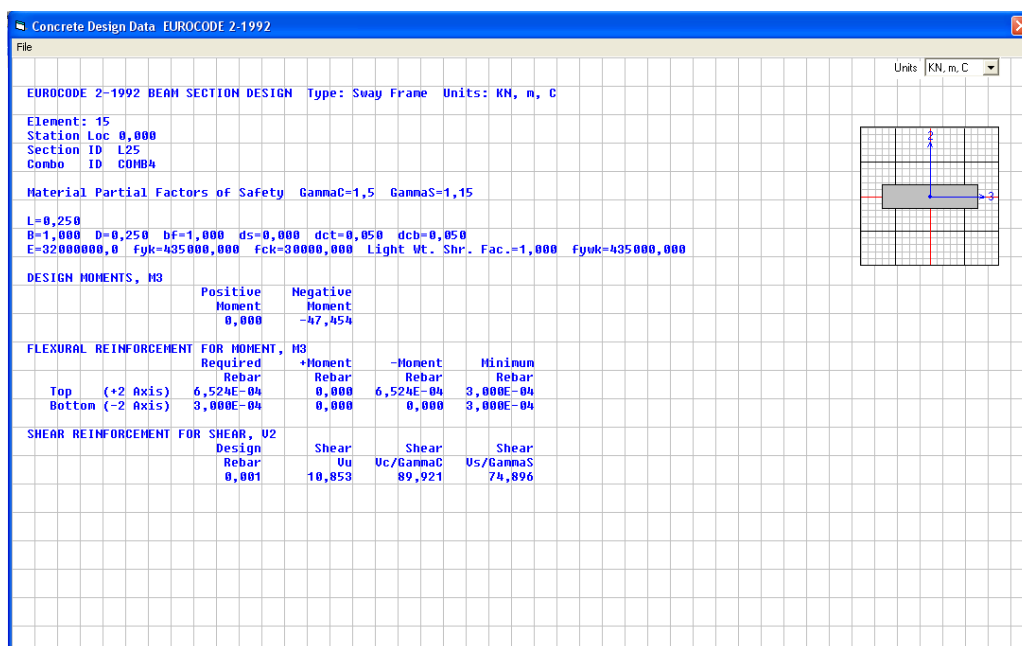


Figura 7.15 - Passagem hidráulica tipo VII (3,00x1,50m) - Dimensionamento das armaduras –laje de fundo - armadura superior

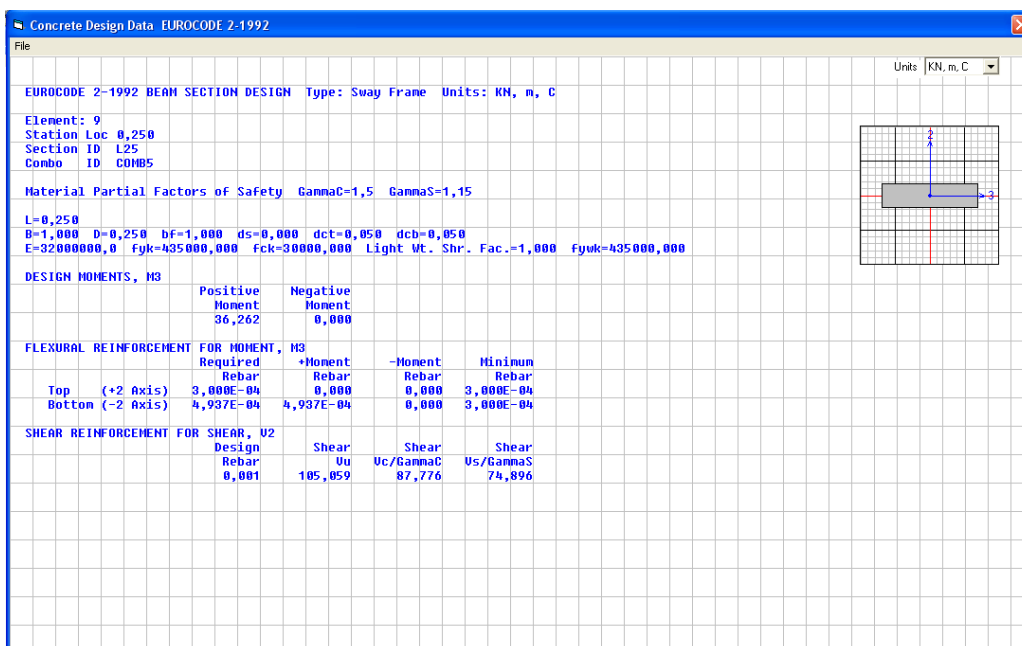


Figura 7.16 - Passagem hidráulica tipo VII (3,00x1,50m) - Dimensionamento das armaduras –laje de fundo - armadura inferior

7.5.3.2 ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE ESFORÇO TRANSVERSO

A verificação ao esforço transversal deve ser realizada nos nós de ligação às lajes.

Esforço transversal resistente:

$d = 0,21 \text{ m}$. $V_{cd} = 178,5 \text{ kN/m}$. $V_{cd}' = 148,9 \text{ kN/m}$.

Conforme se pode aferir pela análise das figuras seguintes, os valores acima referenciados são excedidos nas lajes das secções definidas.

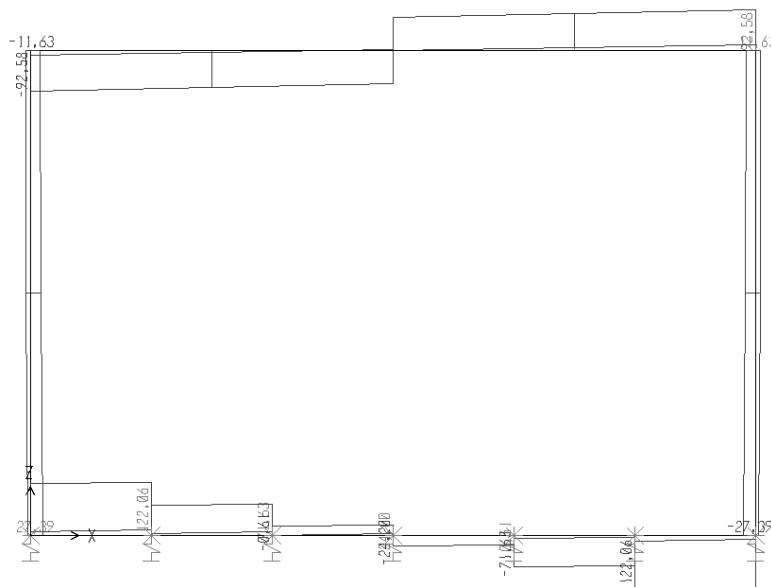


Figura 7.17 - Passagem hidráulica Tipo III (1,50x1,00m) – Esforço Transverso. Envolvente

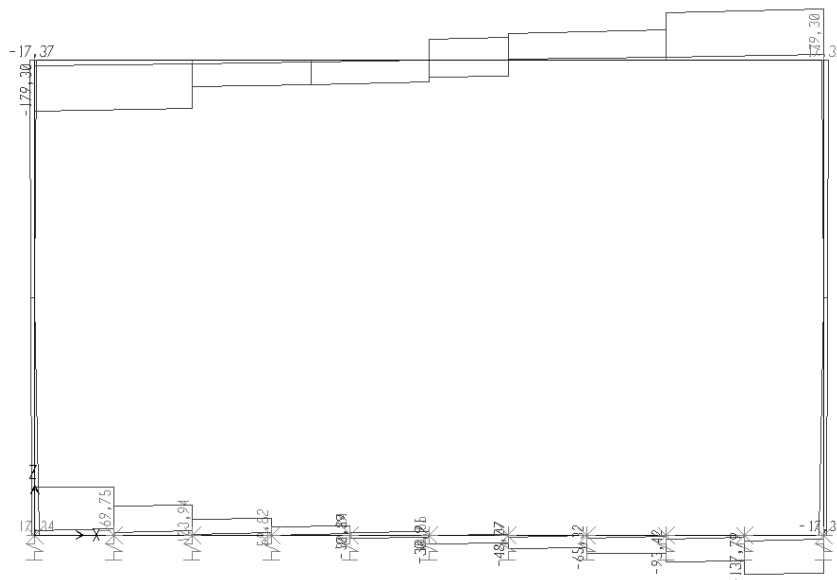


Figura 7.18 - Passagem hidráulica Tipo VII (3,00 x 1,50m) – Esforço Transverso. Envolvente

O valor máximo de esforço transversal é de 179,30 kN/m. Assim, adotou-se uma armadura de $\phi 8 // 0,15$ com passo de 0,30 m.

7.5.3.3 ESTADO LIMITE DE UTILIZAÇÃO DE FENDILHAÇÃO

A verificação ao Estado Limite de fendilhação foi realizada segundo o REBAP, para as ações externas.

Largura de fendas

A combinação de ações para a verificação a fendilhação é, de acordo com as indicações do R.E.B.A.P., a combinação de ações frequente.

Verificação da largura de fendas

A condição para a verificação da largura de fendas foi a seguinte:

- $w_k < 0,2 \text{ mm}$.
- $w_{kmax} \approx 0,125 \text{ mm}$.

Os resultados obtidos permitem concluir que está verificado o estado limite de abertura de fendas.

7.5.3.4 ESTADO LIMITE DE UTILIZAÇÃO DAS TENSÕES TRANSMITIDAS AO TERRENO

As condições para a verificação das tensões transmitidas ao terreno são as seguintes:

$$\sigma_{max} < \sigma_{adm}$$

Do cálculo as tensões máximas de compressão introduzidas no terreno são:

$$\sigma_{máx} \approx 0,045 \text{ MPa}.$$

Desta forma, verifica-se que a máxima tensão transmitida ao terreno de fundação é inferior à tensão admissível considerada (0,100 MPa) pelo que, a segurança está verificada.

8 DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DAS PASSAGENS A VAU

8.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

As dimensões das passagens a vau consideradas são apresentadas no quadro seguinte.

Quadro 8.1 – Passagens a vau

Passagem	Número de vãos	Largura livre de cada vão (m)	Altura livre (m)	Comprimento m)
CA3	1	4,00	1,50	4,60
CA4	2	4,00	1,50	4,60
CA1/2	3	4,50	2,40	4,60

Trata-se de estruturas fechadas compostas por paredes, lajes de topo e de fundo com 0,40 m de espessura.

8.2 ESFORÇOS

8.2.1 MODELOS DE CÁLCULO

O modelo de cálculo efetuado contempla elementos finitos de laje (SHELL), em regime elástico linear, e encontra-se ilustrado na figura seguinte:

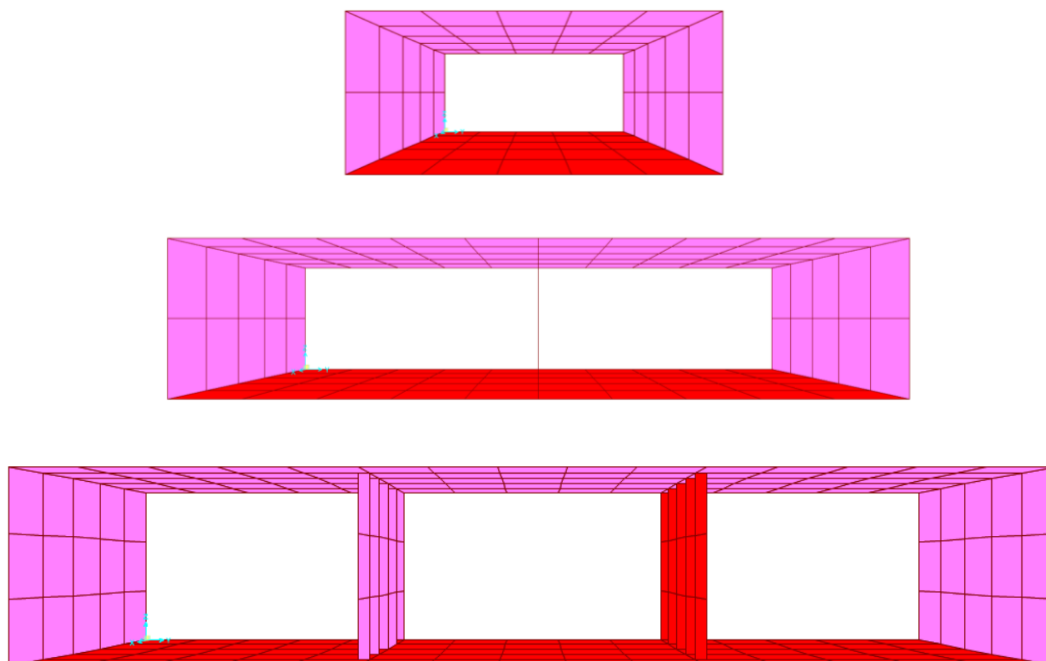


Figura 8.1 – Modelos de Cálculo. Passagens a Vau CA3, CA4 e CA1/2I

Para o cálculo desta estrutura foram utilizadas as seguintes convenções:

Elemento Finito tipo SHELL – Elementos “laje” de 4 nós;

M11 – Momento flector nos elementos “shell” na direcção local 1 (kN.m/m);

M22 – Momento flector nos elementos “shell” na direcção local 2 (kN.m/m);

F11 – Esforço axial nos elementos “shell” na direcção local 1 (kN/m);

F22 – Esforço axial nos elementos “shell” na direcção local 2 (kN/m);

V13 – Esforço transversal nos elementos “shell” na direcção local 1 (kN/m);

V23 – Esforço transversal nos elementos “shell” na direcção local 2 (kN/m);

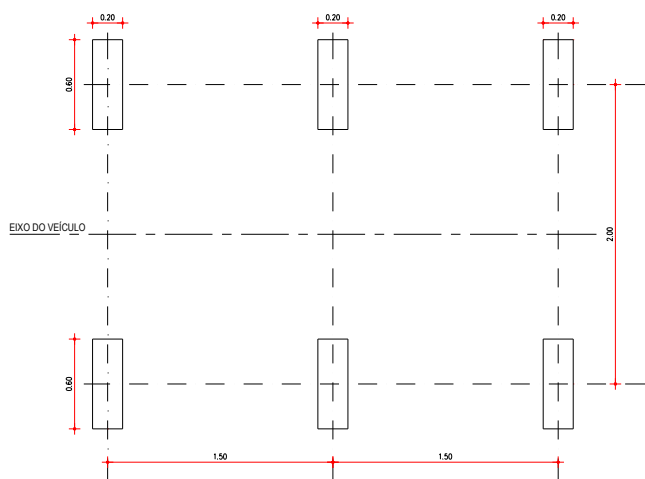
8.2.2 AÇÕES

Ações Permanentes

• Peso específico do betão armado (PP)	25,00 kN/m ³
• Ação do Terreno (IK0)	19,00 kN/m ³
• Ação do efluente (W)	10,00 kN/m ³
• Peso dos revestimentos	5,00 kN/m ²

Sobrecarga de utilização

- Sobrecarga uniformemente distribuída (SC1) 5,00 kN/m²
- Sobrecarga nas paredes (SC2) 5,00 kN/m²
- Veículo Tipo I (VT1; VT2; VT3) 200,00 kN/eixo



Ação Sísmica

Utilizados os espectros de resposta previsto no Eurocódigo n.º 8 para Portugal, bem como a caracterização do terreno compatível com os resultados da prospeção efetuada;

8.2.3 ESFORÇOS

Para o dimensionamento dos elementos estruturais foram consideradas as combinações de ações regulamentares.

Foram também verificados, conforme mencionado acima, os estados limites de serviço, ainda que não se apresentem os devidos justificativos.

As figuras seguintes ilustram o Diagrama de Momentos Fletores da estrutura quando sujeita a esta combinação de ações.

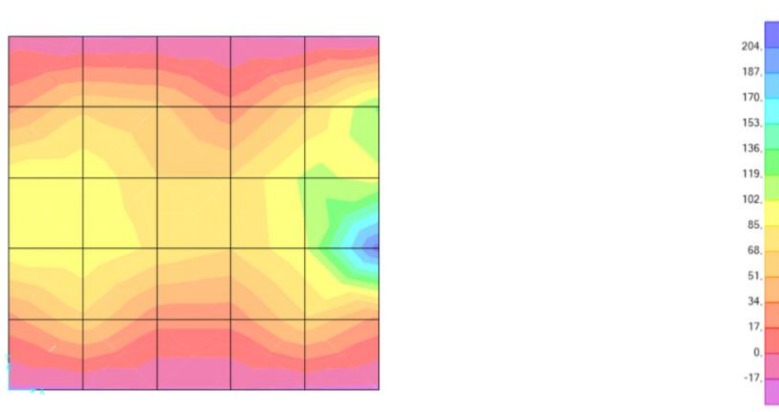


Figura 8.2 – Passagem a Vau CA3. Laje de topo. Diagrama de Momentos Fletores M_{yy} . Envoltória máxima

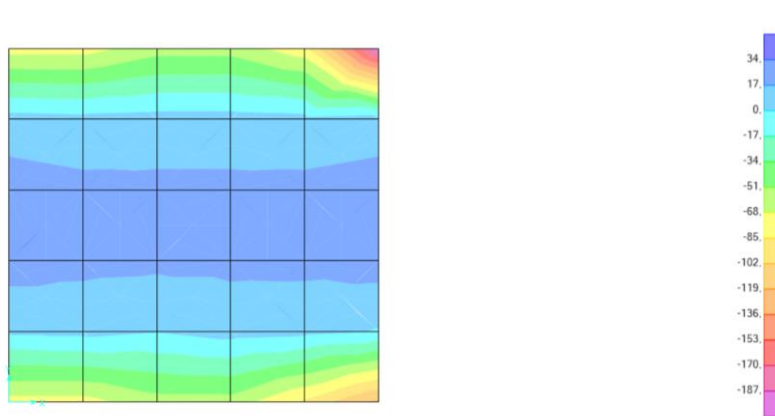


Figura 8.3 – Passagem a Vau CA3. Laje de topo. Diagrama de Momentos Fletores M_{yy} . Envoltória mínima

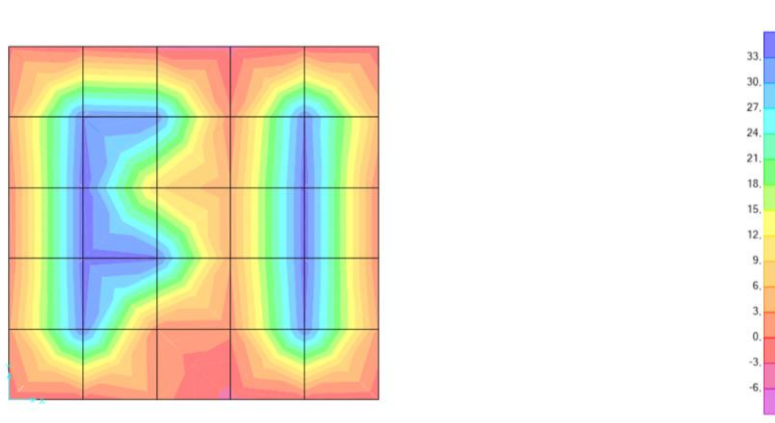


Figura 8.4 – Passagem a Vau CA3. Laje de topo. Diagrama de Momentos Fletores M_{xx} . Envoltória máxima

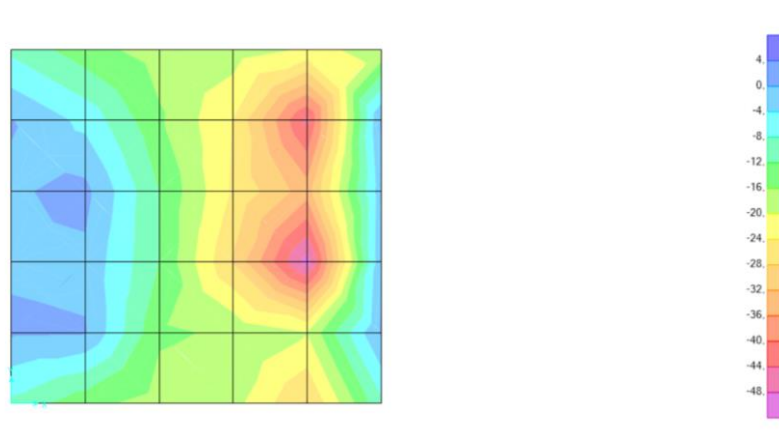


Figura 8.5 – Passagem a Vau CA3. Laje de topo. Diagrama de Momentos Fletores Mxx. Envolvente mínima

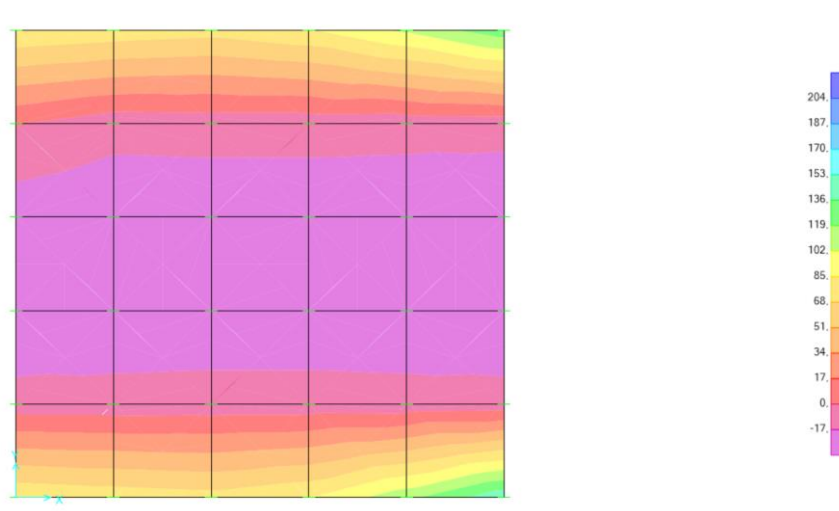


Figura 8.6 – Passagem a Vau CA3. Laje de fundo. Diagrama de Momentos Fletores Myy. Envolvente máxima

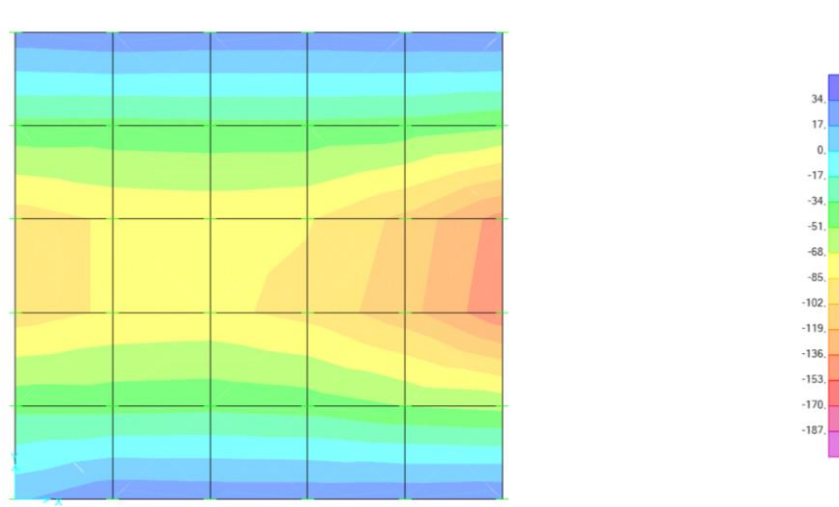


Figura 8.7 – Passagem a Vau CA3. Laje de fundo. Diagrama de Momentos Fletores Myy. Envolvente mínima

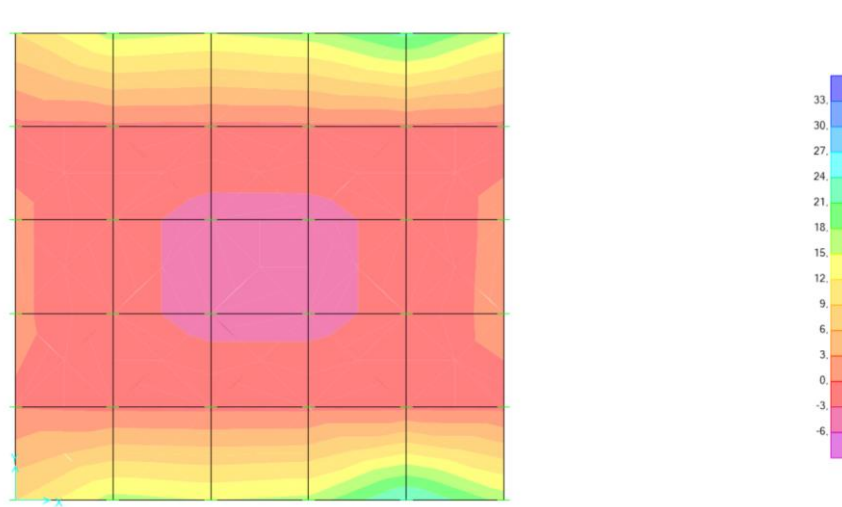


Figura 8.8 – Passagem a Vau CA3. Laje de fundo. Diagrama de Momentos Fletores Mxx. Envolvente máxima

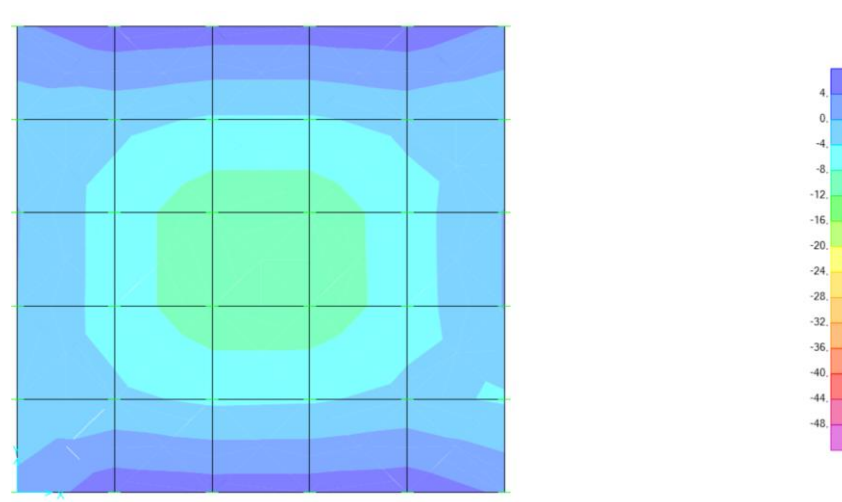


Figura 8.9 – Passagem a Vau CA3. Laje de fundo. Diagrama de Momentos Fletores Mxx. Envolvente mínima

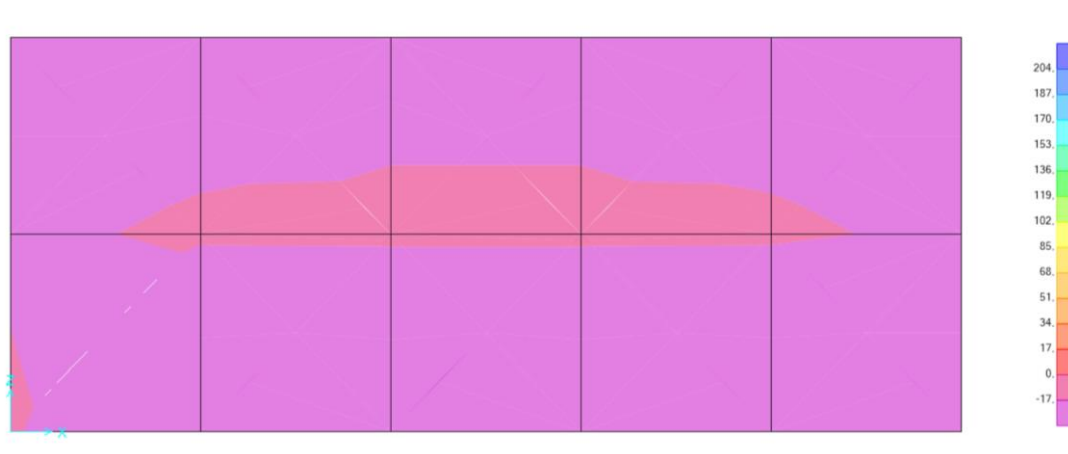


Figura 8.10 – Passagem a Vau CA3. Paredes. Diagrama de Momentos Fletores Myy. Envolvente máxima

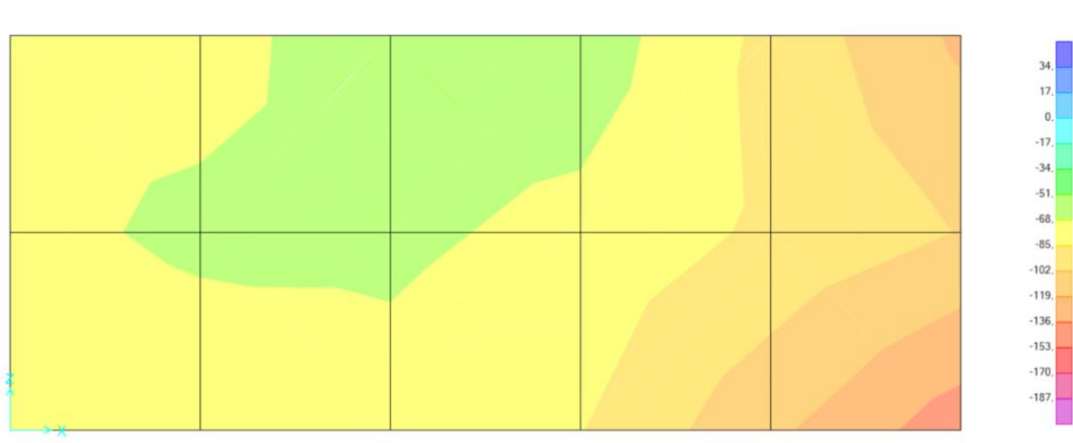


Figura 8.11 – Passagem a Vau CA3. Paredes. Diagrama de Momentos Fletores Myy. Envolve mínima

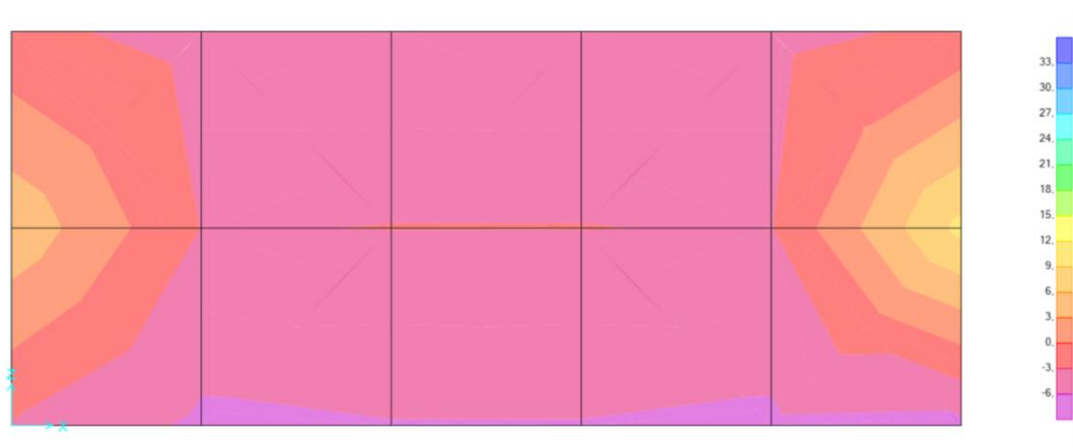


Figura 8.12 – Passagem a Vau CA3. Paredes. Diagrama de Momentos Fletores Mxx. Envolve máxima

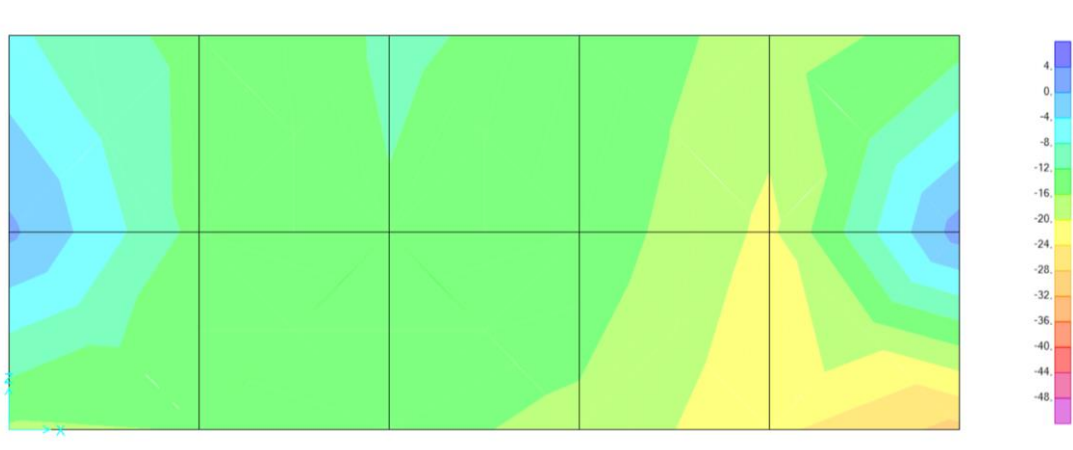


Figura 8.13 – Passagem a Vau CA3. Paredes. Diagrama de Momentos Fletores Mxx. Envolve mínima

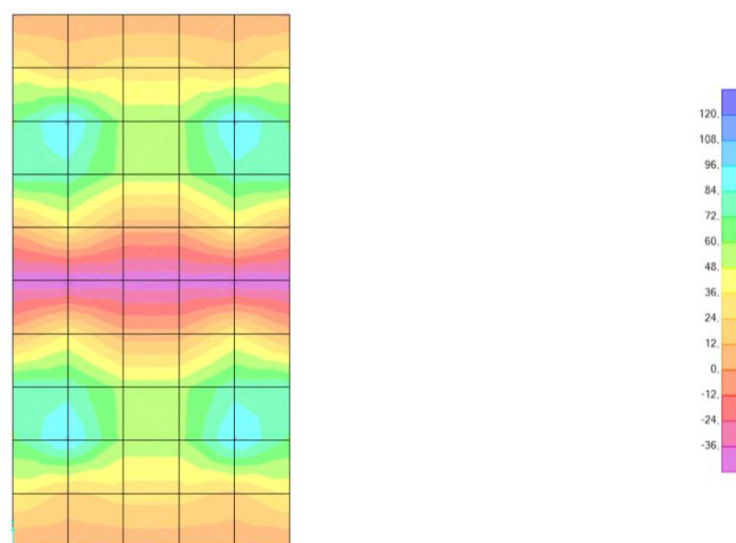


Figura 8.14 – Passagem a Vau CA4. Laje de topo. Diagrama de Momentos Fletores M_{yy} . Envolvente máxima

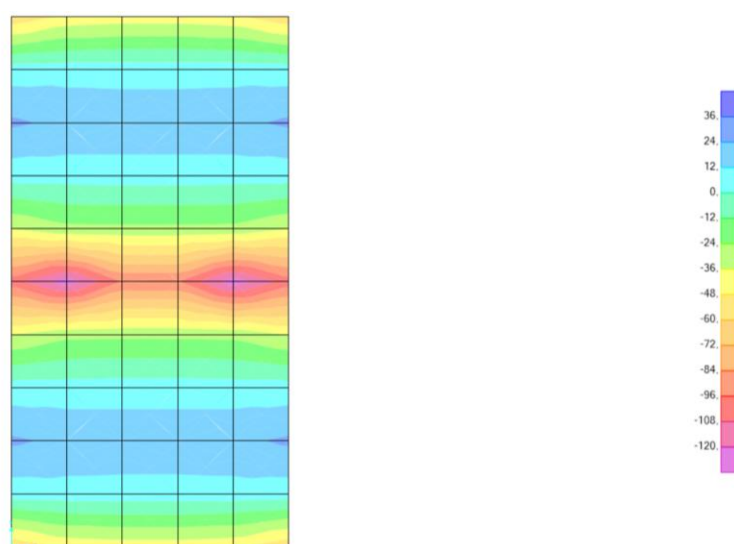


Figura 8.15 – Passagem a Vau CA4. Laje de topo. Diagrama de Momentos Fletores M_{yy} . Envolvente mínima

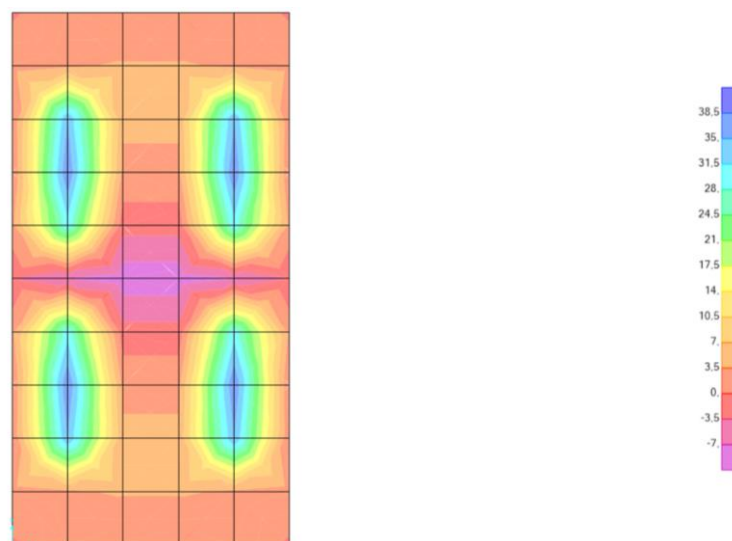


Figura 8.16 – Passagem a Vau CA4. Laje de topo. Diagrama de Momentos Fletores Mxx. Envolvente máxima

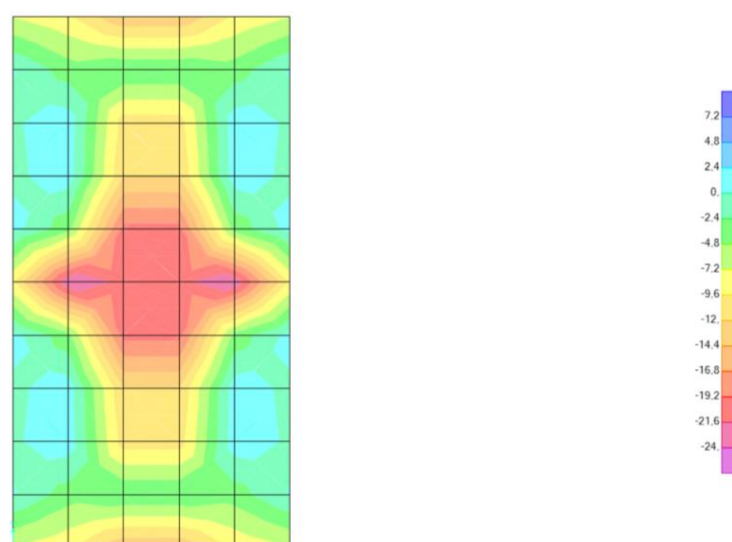


Figura 8.17 – Passagem a Vau CA4. Laje de topo. Diagrama de Momentos Fletores Mxx. Envolvente mínima

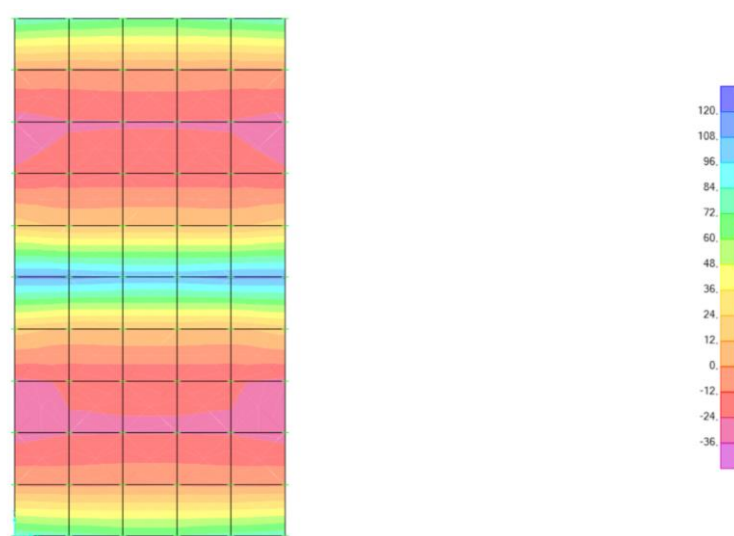


Figura 8.18 – Passagem a Vau CA4. Laje de fundo. Diagrama de Momentos Fletores M_{yy} . Envolvente máxima

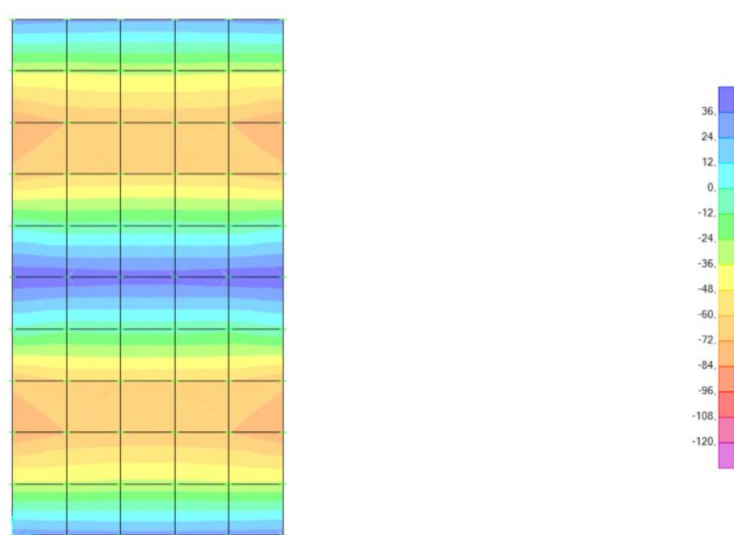


Figura 8.19 – Passagem a Vau CA4. Laje de fundo. Diagrama de Momentos Fletores M_{yy} . Envolvente mínima

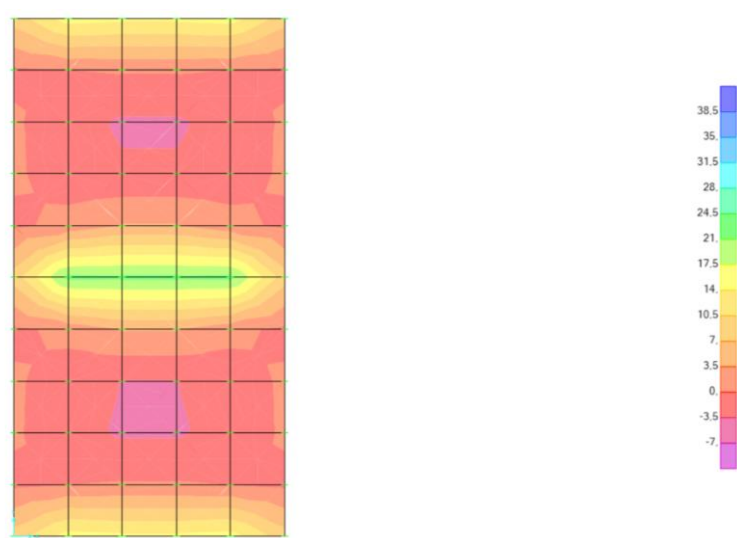


Figura 8.20 – Passagem a Vau CA4. Laje de fundo. Diagrama de Momentos Fletores Mxx. Envolvente máxima

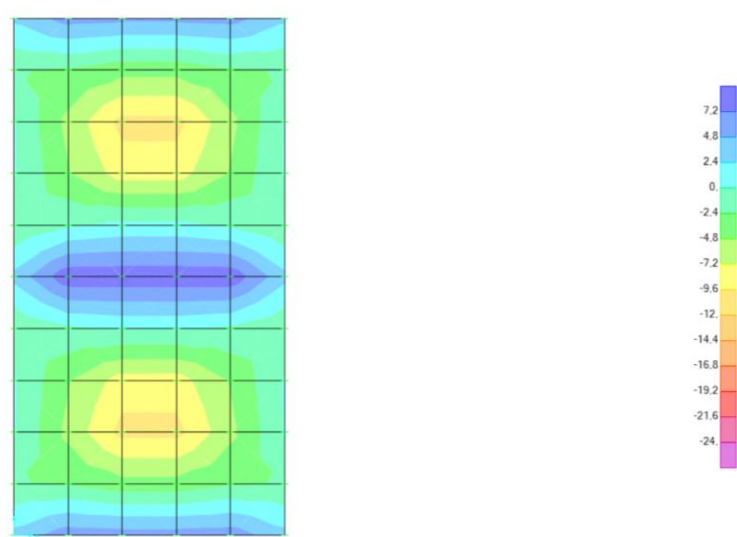


Figura 8.21 – Passagem a Vau CA4. Laje de fundo. Diagrama de Momentos Fletores Mxx. Envolvente mínima

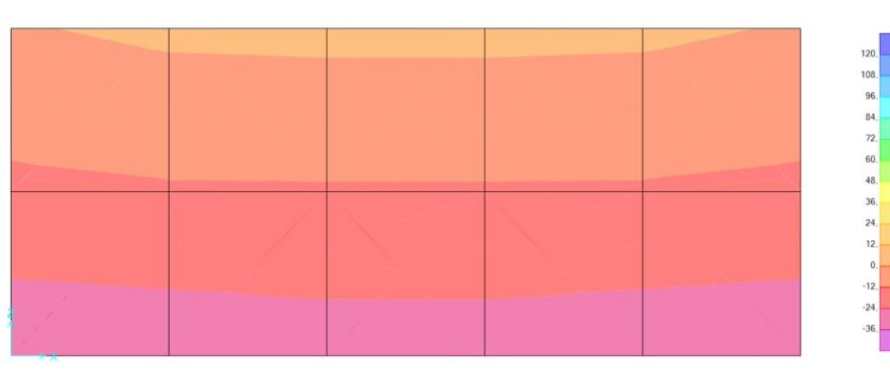


Figura 8.22 – Passagem a Vau CA4. Parede exterior. Diagrama de Momentos Fletores Myy. Envolvente máxima

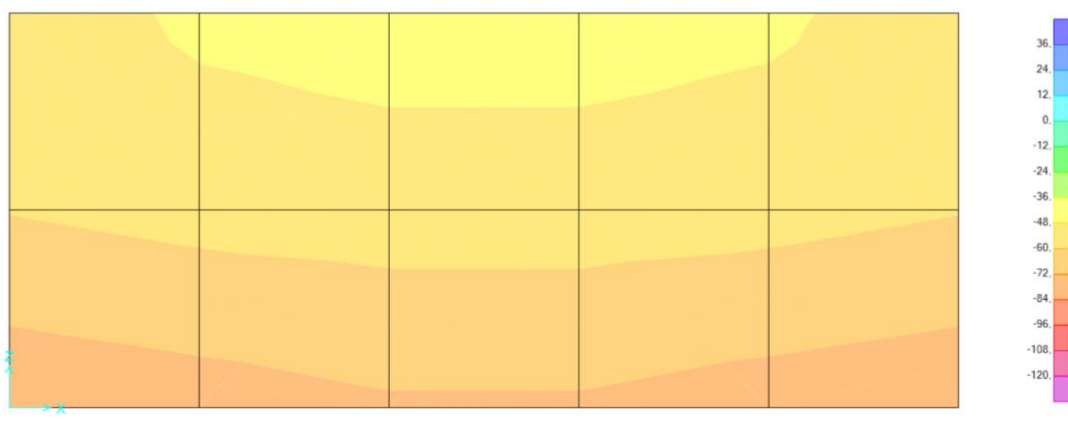


Figura 8.23 – Passagem a Vau CA4. Parede exterior. Diagrama de Momentos Fletores Myy. Envolvente mínima

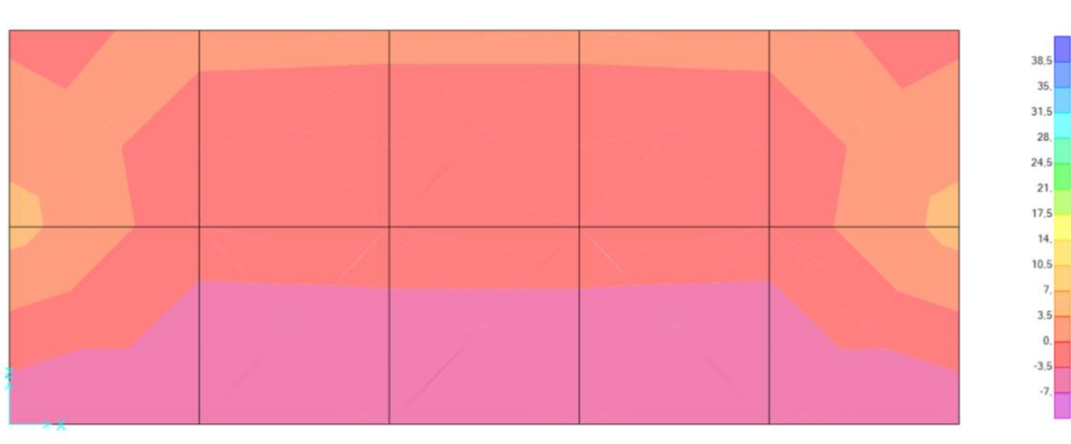


Figura 8.24 – Passagem a Vau CA4. Parede exterior. Diagrama de Momentos Fletores Mxx. Envolvente máxima

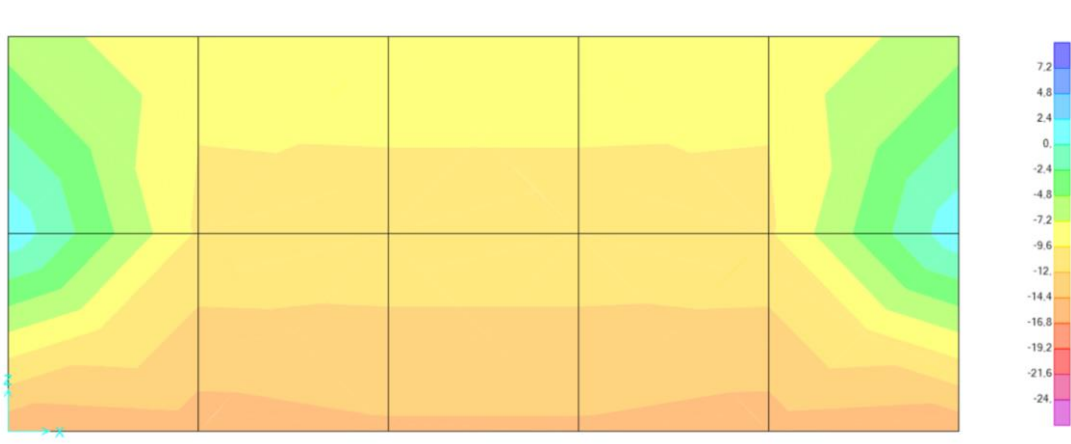


Figura 8.25 – Passagem a Vau CA4. Parede exterior. Diagrama de Momentos Fletores Mxx. Envolvente mínima

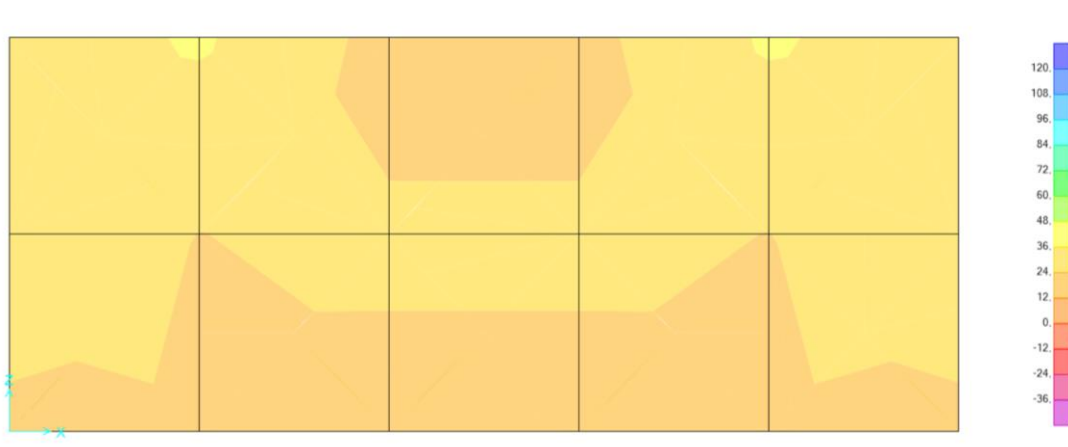


Figura 8.26 – Passagem a Vau CA4. Parede interior. Diagrama de Momentos Fletores Myy. Envolve máxima

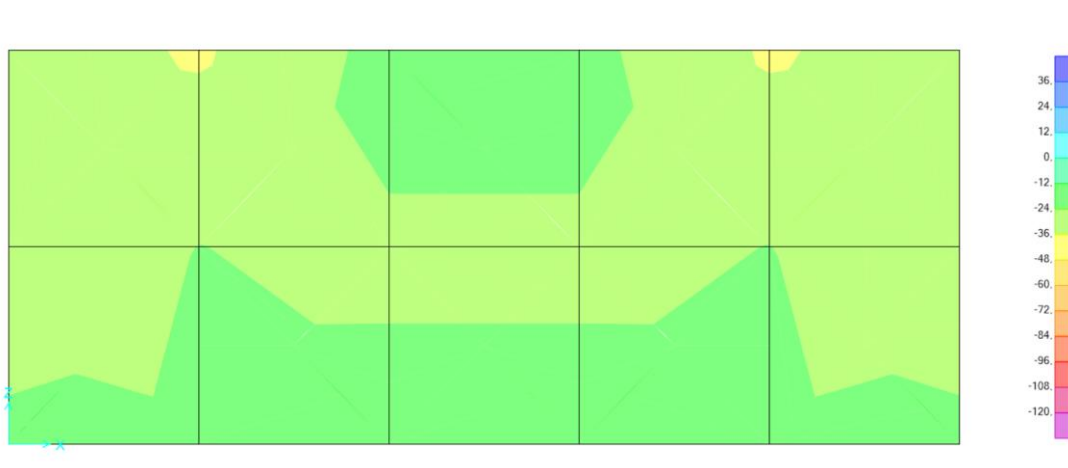


Figura 8.27 – Passagem a Vau CA4. Parede interior. Diagrama de Momentos Fletores Myy. Envolve mínima

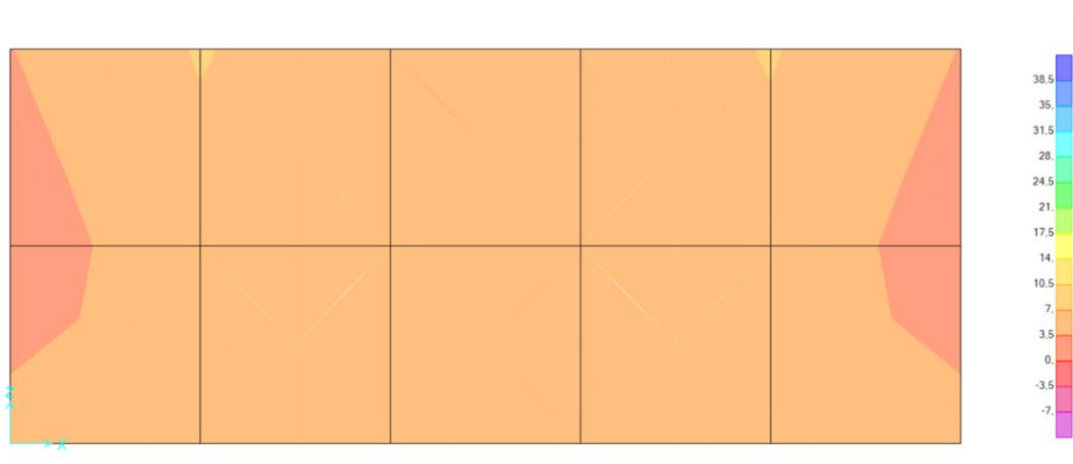


Figura 8.28 – Passagem a Vau CA4. Parede interior. Diagrama de Momentos Fletores Mxx. Envolve máxima

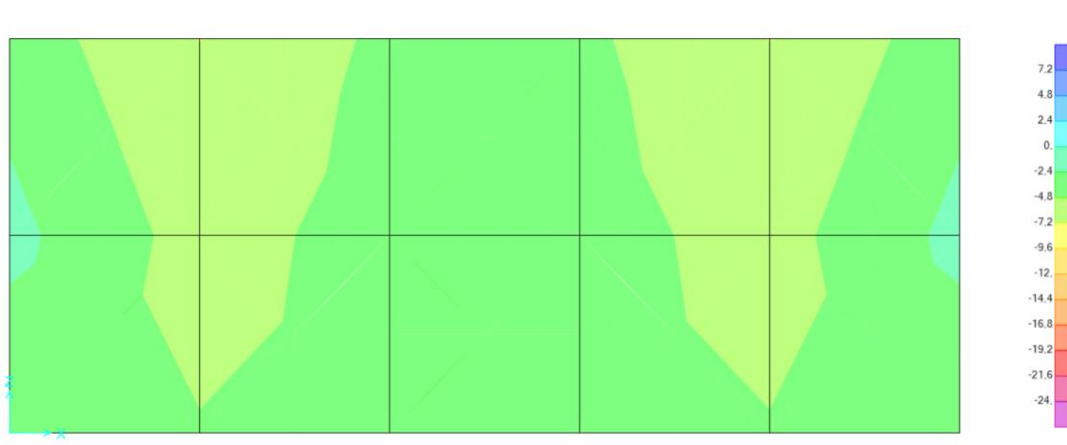


Figura 8.29 – Passagem a Vau CA4. Parede interior. Diagrama de Momentos Fletores M_{xx} . Envolve mínima

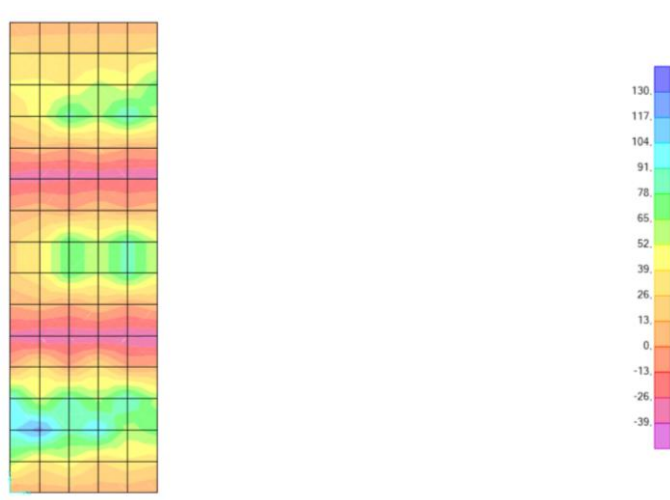


Figura 8.30 – Passagem a Vau CA1/2. Laje de topo. Diagrama de Momentos Fletores M_{yy} . Envolve máxima

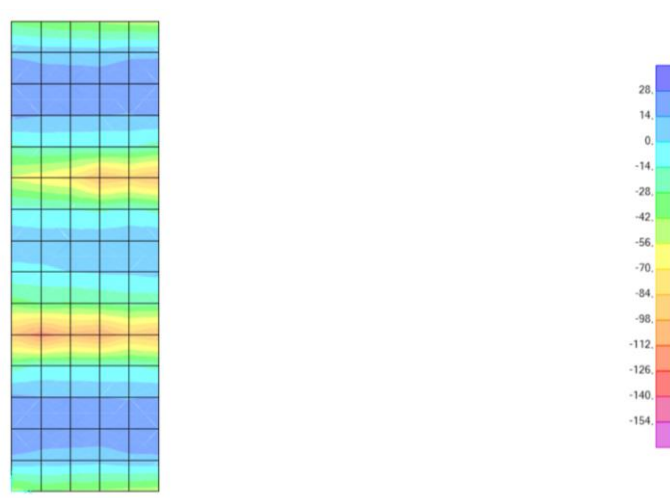


Figura 8.31 – Passagem a Vau CA1/2. Laje de topo. Diagrama de Momentos Fletores M_{yy} . Envolve mínima

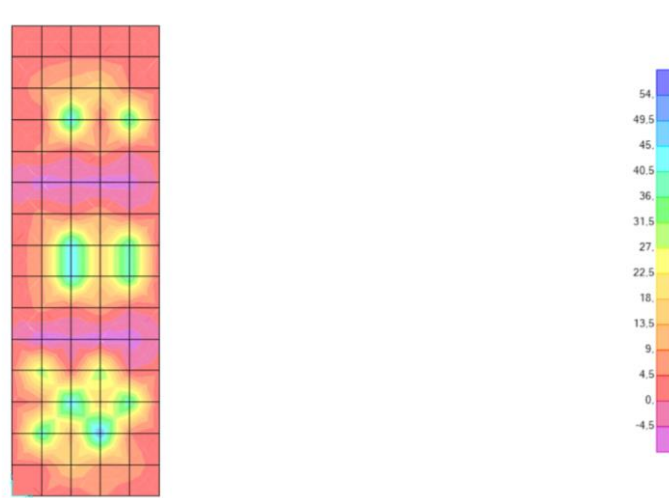


Figura 8.32 – Passagem a Vau CA1/2. Laje de topo. Diagrama de Momentos Fletores Mxx. Envolve máxima

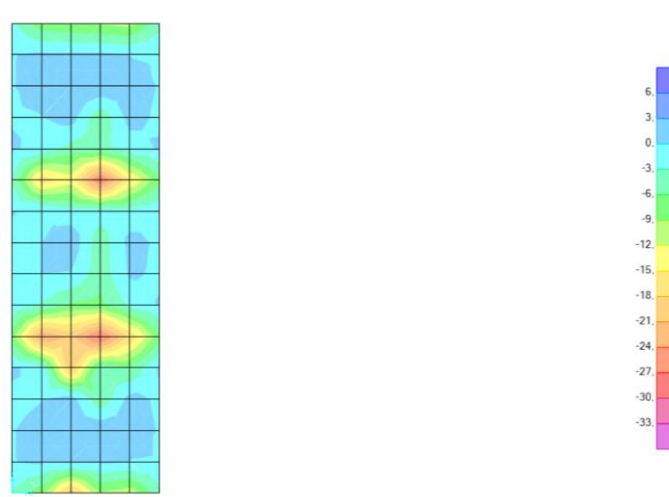


Figura 8.33 – Passagem a Vau CA1/2. Laje de topo. Diagrama de Momentos Fletores Mxx. Envolve mínima

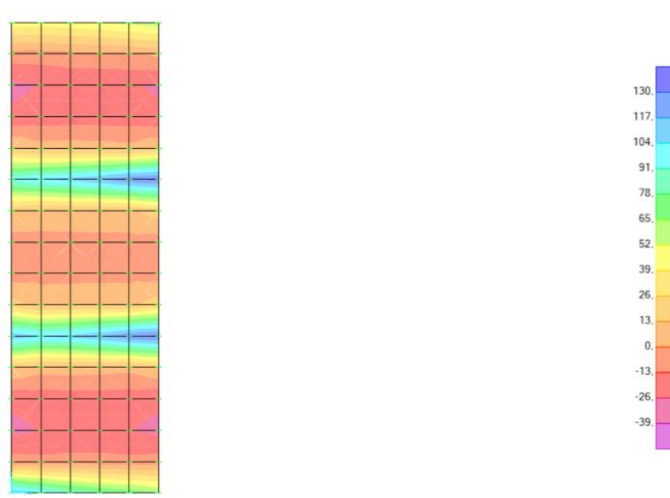


Figura 8.34 – Passagem a Vau CA1/2. Laje de fundo. Diagrama de Momentos Fletores Myy. Envolvente máxima

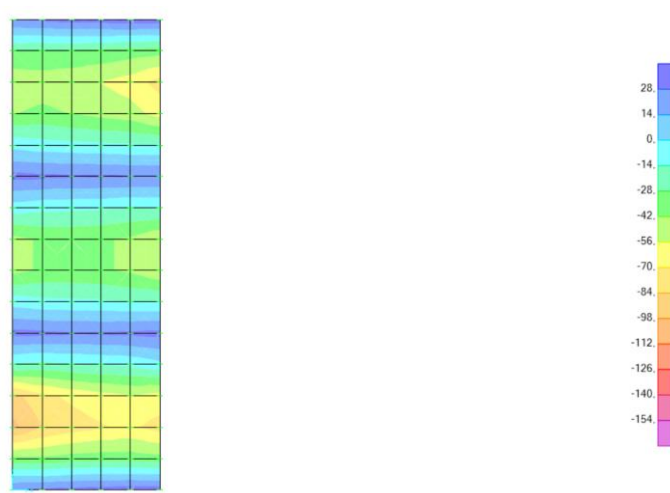


Figura 8.35 – Passagem a Vau CA1/2. Laje de fundo. Diagrama de Momentos Fletores Myy. Envolvente mínima

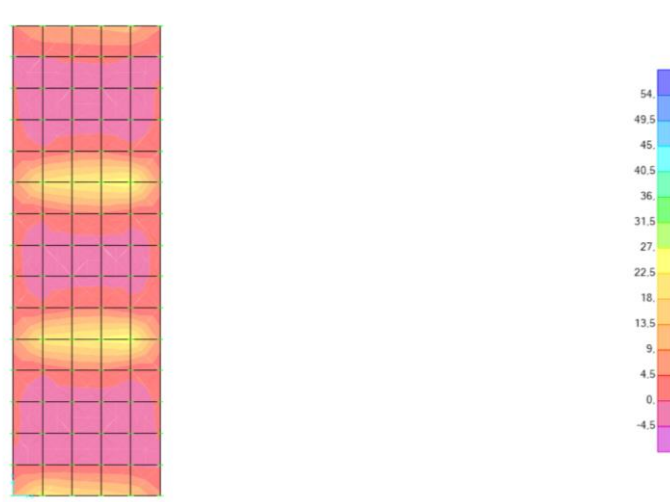


Figura 8.36 – Passagem a Vau CA1/2. Laje de fundo. Diagrama de Momentos Fletores Mxx. Envolvente máxima

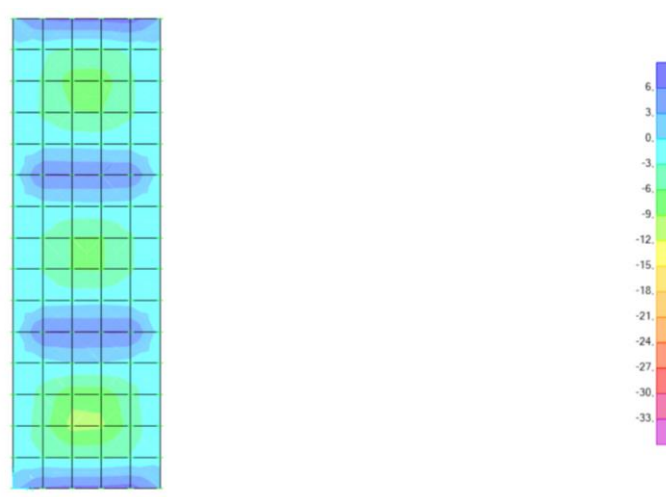


Figura 8.37 – Passagem a Vau CA1/2. Laje de fundo. Diagrama de Momentos Fletores Mxx. Envolvente mínima

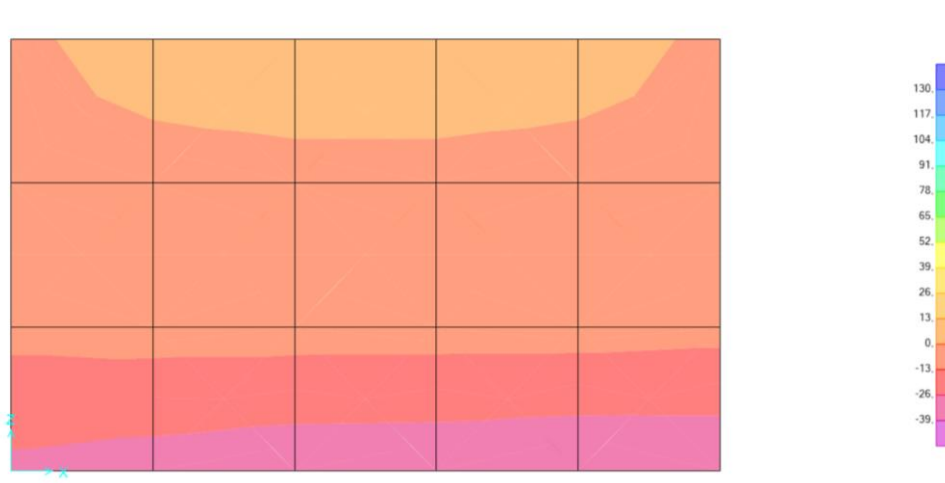


Figura 8.38 – Passagem a Vau CA1/2. Parede exterior. Diagrama de Momentos Fletores M_{yy} . Envoltente máxima

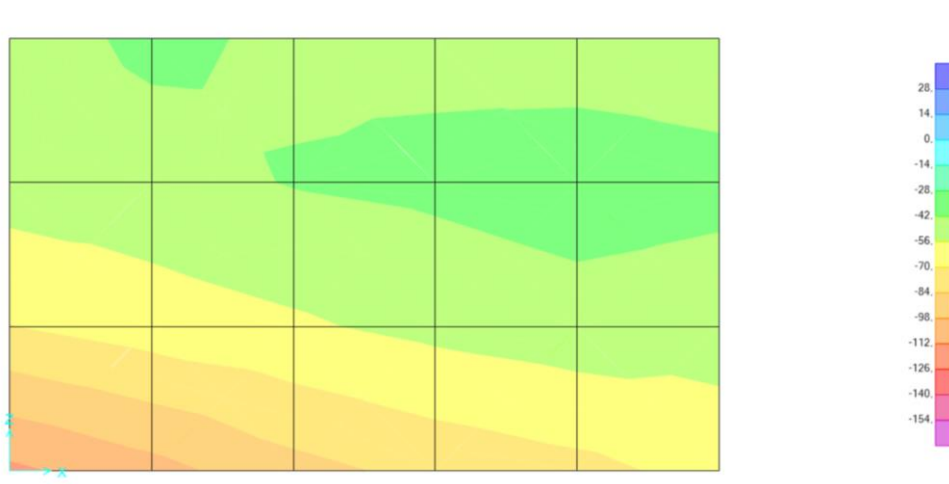


Figura 8.39 – Passagem a Vau CA1/2. Parede exterior. Diagrama de Momentos Fletores M_{yy} . Envoltente mínima

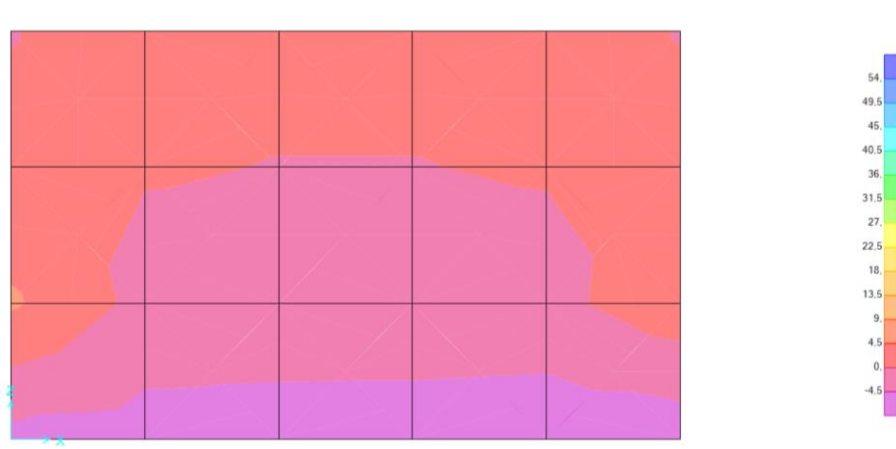


Figura 8.40 – Passagem a Vau CA1/2. Parede exterior. Diagrama de Momentos Fletores M_{xx} . Envoltente máxima

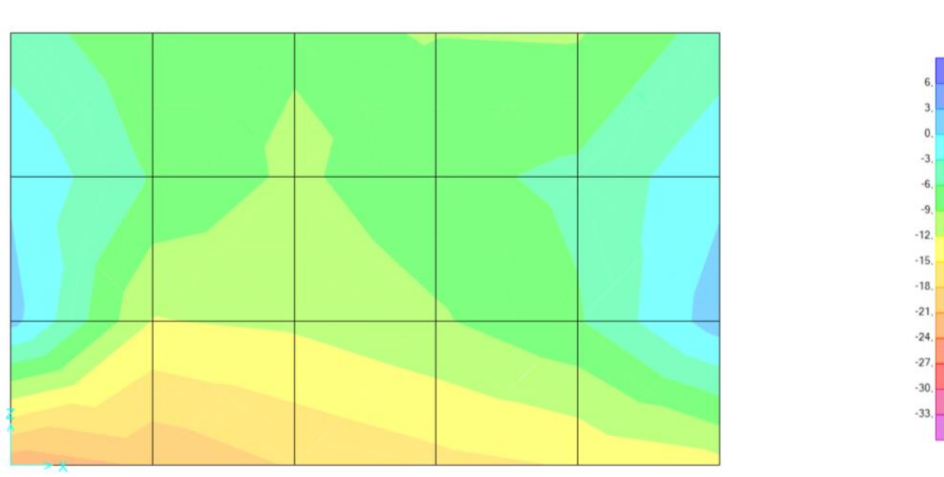


Figura 8.41 – Passagem a Vau CA1/2. Parede exterior. Diagrama de Momentos Fletores Mxx. Envolverte mínima

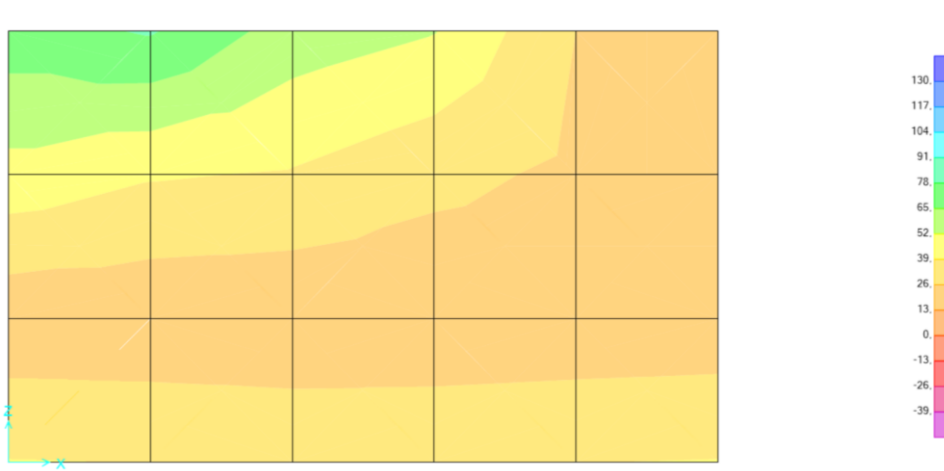


Figura 8.42 – Passagem a Vau CA1/2. Parede interior. Diagrama de Momentos Fletores Myy. Envolverte máxima

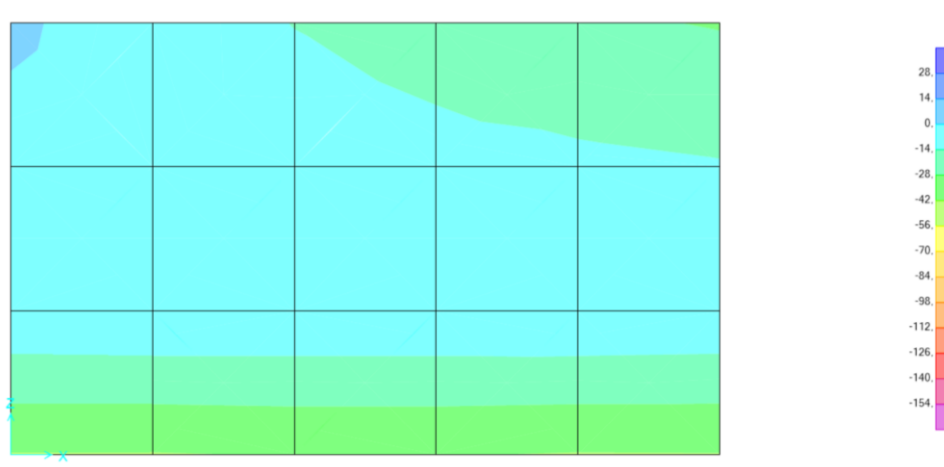


Figura 8.43 – Passagem a Vau CA1/2. Parede interior. Diagrama de Momentos Fletores Myy. Envolverte mínima

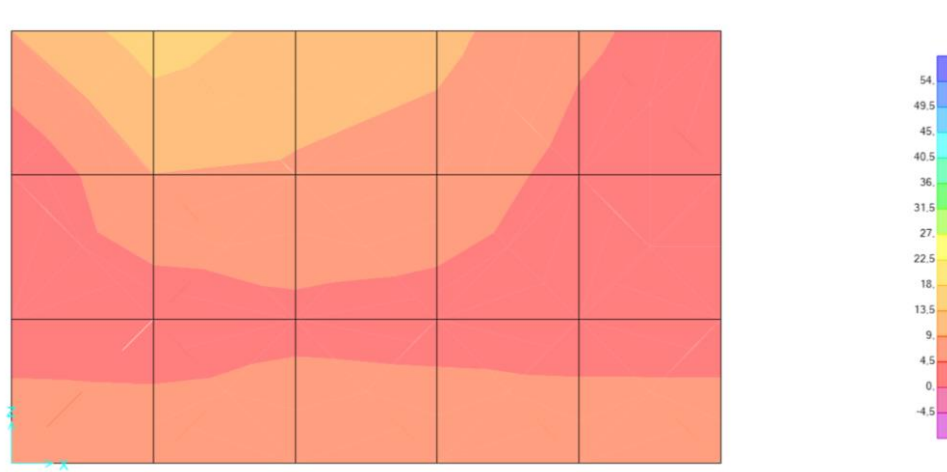


Figura 8.44 – Passagem a Vau CA1/2. Parede interior. Diagrama de Momentos Fletores Mxx. Envolvente máxima

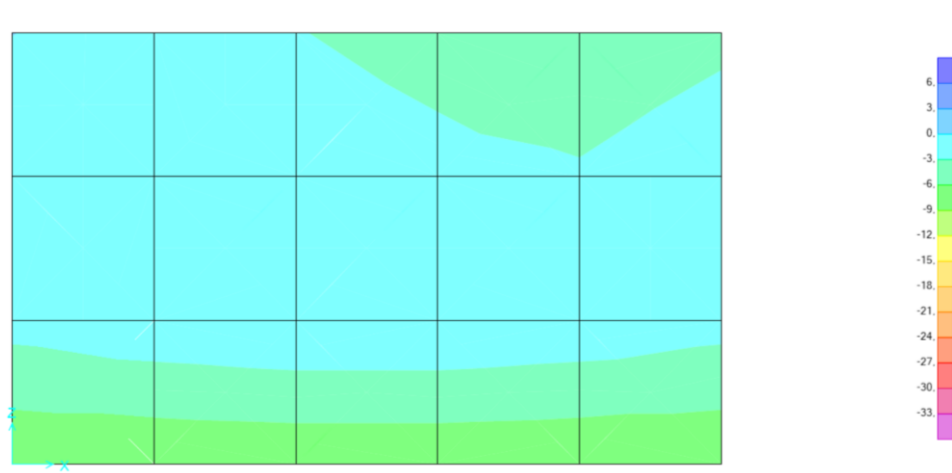


Figura 8.45 – Passagem a Vau CA1/2. Parede interior. Diagrama de Momentos Fletores Mxx. Envolvente mínima

8.3 LAJES DE TOPO

8.3.1 ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE FLEXÃO

O dimensionamento das armaduras apresenta-se nos quadros seguintes.

Quadro 8.2 –Passagem a Vau CA3. Dimensionamento laje de topo.

secção		b (m)	h (m)	d (m)	Msd ⁺ (kNm/m)	Msd ⁻ (kNm/m)	Vsd (kN/m)	Vcd (kN/m)	V _o d (kN/m)	As ⁻ (cm ² /m)	As ⁺ (cm ² /m)	Asw/s (cm ² /mxm)	Armaduras Adoptadas As- As+
dir XX	Mmáx-	1,00	0,40	0,36	50,00			227,66	0,00	3,25	0,00	0,00	φ10//.15
	Mmáx+	1,00	0,40	0,36		40,00		227,66	0,00	0,00	2,59	0,00	φ10//.15
dir YY	Mmáx-	1,00	0,40	0,36	145,00			227,66	0,00	9,78	0,00	0,00	φ16//.15
	Mmáx+	1,00	0,40	0,36		190,00		227,66	0,00	0,00	13,02	0,00	φ16//.15

fcd (kN/m²) 20000
 fsyd (kN/m²) 435000
 τ_l (kN/m²) 850

Quadro 8.3 –Passagem a Vau CA4. Dimensionamento laje de topo.

secção		b (m)	h (m)	d (m)	Msd ⁺ (kNm/m)	Msd ⁻ (kNm/m)	Vsd (kN/m)	Vcd (kN/m)	V _o d (kN/m)	As ⁻ (cm ² /m)	As ⁺ (cm ² /m)	Asw/s (cm ² /mxm)	Armaduras Adoptadas As- As+
dir XX	Mmáx-	1,00	0,40	0,36	23,00			227,66	0,00	1,48	0,00	0,00	φ10//.15
	Mmáx+	1,00	0,40	0,36		40,00		227,66	0,00	0,00	2,59	0,00	φ10//.15
dir YY	Mmáx-	1,00	0,40	0,36	127,00			227,66	0,00	8,51	0,00	0,00	φ16//.15
	Mmáx+	1,00	0,40	0,36		100,00		227,66	0,00	0,00	6,63	0,00	φ16//.15

fcd (kN/m²) 20000
 fsyd (kN/m²) 435000
 τ_l (kN/m²) 850

Quadro 8.4 –Passagem a Vau CA1/2. Dimensionamento laje de topo.

secção		b (m)	h (m)	d (m)	Msd ⁺ (kNm/m)	Msd ⁻ (kNm/m)	Vsd (kN/m)	Vcd (kN/m)	V _o d (kN/m)	As ⁻ (cm ² /m)	As ⁺ (cm ² /m)	Asw/s (cm ² /mxm)	Armaduras Adoptadas As- As+
dir XX	Mmáx-	1,00	0,40	0,36	30,00			227,66	0,00	1,94	0,00	0,00	φ10//.15
	Mmáx+	1,00	0,40	0,36		55,00		227,66	0,00	0,00	3,59	0,00	φ10//.15
dir YY	Mmáx-	1,00	0,40	0,36	122,00			227,66	0,00	8,16	0,00	0,00	φ16//.15
	Mmáx+	1,00	0,40	0,36		123,00		227,66	0,00	0,00	8,23	0,00	φ16//.15

fcd (kN/m²) 20000
 fsyd (kN/m²) 435000
 τ_l (kN/m²) 850

A armadura mínima é obtida pela expressão:

$$A_{s_{\min}} = 0.12 \times \frac{b \times d}{100}$$

sendo:

- b – Largura;
- d – Altura útil.

8.4 LAJE DE FUNDO

8.4.1 ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE FLEXÃO

O dimensionamento das armaduras apresenta-se nos quadros seguintes.

Quadro 8.5 –Passagem a Vau CA3 Dimensionamento laje de fundo

secção		b (m)	h (m)	d (m)	Msd ⁻ (kNm/m)	Msd ⁺ (kNm/m)	Vsd (kN/m)	Vcd (kN/m)	V _o d (kN/m)	As ⁻ (cm ² /m)	As ⁺ (cm ² /m)	Asw/s (cm ² /mxm)	Armaduras Adoptadas As- As+
dir XX	Mmáx-	1,00	0,40	0,36	15,00			227,66	0,00	0,96	0,00	0,00	φ10//.15
	Mmáx+	1,00	0,40	0,36		25,00		227,66	0,00	0,00	1,61	0,00	φ10//.15
dir YY	Mmáx-	1,00	0,40	0,36	150,00			227,66	0,00	10,13	0,00	0,00	φ16//.15
	Mmáx+	1,00	0,40	0,36		150,00		227,66	0,00	0,00	10,13	0,00	φ16//.15

fcd (kN/m ²)	20000
fsyd (kN/m ²)	435000
τ1 (kN/m ²)	850

Quadro 8.6 –Passagem a Vau CA4. Dimensionamento laje de fundo

secção		b (m)	h (m)	d (m)	Msd ⁻ (kNm/m)	Msd ⁺ (kNm/m)	Vsd (kN/m)	Vcd (kN/m)	V _o d (kN/m)	As ⁻ (cm ² /m)	As ⁺ (cm ² /m)	Asw/s (cm ² /mxm)	Armaduras Adoptadas As- As+
dir XX	Mmáx-	1,00	0,40	0,36	15,00			227,66	0,00	0,96	0,00	0,00	φ10//.15
	Mmáx+	1,00	0,40	0,36		25,00		227,66	0,00	0,00	1,61	0,00	φ10//.15
dir YY	Mmáx-	1,00	0,40	0,36	85,00			227,66	0,00	5,61	0,00	0,00	φ16//.15
	Mmáx+	1,00	0,40	0,36		110,00		227,66	0,00	0,00	7,32	0,00	φ16//.15

fcd (kN/m ²)	20000
fsyd (kN/m ²)	435000
τ1 (kN/m ²)	850

Quadro 8.7 –Passagem a Vau CA1/2 Dimensionamento laje de fundo

secção		b (m)	h (m)	d (m)	Msd ⁻ (kNm/m)	Msd ⁺ (kNm/m)	Vsd (kN/m)	Vcd (kN/m)	V _o d (kN/m)	As ⁻ (cm ² /m)	As ⁺ (cm ² /m)	Asw/s (cm ² /mxm)	Armaduras Adoptadas As- As+
dir XX	Mmáx-	1,00	0,40	0,36	12,00			227,66	0,00	0,77	0,00	0,00	φ10//.15
	Mmáx+	1,00	0,40	0,36		30,00		227,66	0,00	0,00	1,94	0,00	φ10//.15
dir YY	Mmáx-	1,00	0,40	0,36	100,00			227,66	0,00	6,63	0,00	0,00	φ16//.15
	Mmáx+	1,00	0,40	0,36		135,00		227,66	0,00	0,00	9,07	0,00	φ16//.15

fcd (kN/m ²)	20000
fsyd (kN/m ²)	435000
τ1 (kN/m ²)	850

A armadura mínima é obtida pela expressão:

$$A_{s_{\min}} = 0.12 \times \frac{b \times d}{100}$$

sendo:

- b – Largura;
- d – Altura útil.

8.5 PAREDES EXTERIORES

8.5.1 ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE FLEXÃO

O dimensionamento das armaduras apresenta-se nos quadros seguintes.

Quadro 8.8 – Passagem a Vau CA3. Dimensionamento das paredes exteriores

secção		b (m)	h (m)	d (m)	Msd ⁻ (kNm/m)	Msd ⁺ (kNm/m)	Vsd (kN/m)	Vcd (kN/m)	V _{ed} (kN/m)	As ⁻ (cm ² /m)	As ⁺ (cm ² /m)	Asw/s (cm ² /mxm)	Armaduras Adoptadas As-	Armaduras Adoptadas As+
dir XX	Mmáx-	1,00	0,40	0,36	25,00			227,66	0,00	1,61	0,00	0,00	φ10//.15	
	Mmáx+	1,00	0,40	0,36		10,00		227,66	0,00	0,00	0,64	0,00		φ10//.15
dir YY	Mmáx-	1,00	0,40	0,36	135,00			227,66	0,00	9,07	0,00	0,00	φ16//.15	
	Mmáx+	1,00	0,40	0,36		135,00		227,66	0,00	0,00	9,07	0,00		φ16//.15

fcd (kN/m²) 20000
fsyd (kN/m²) 435000
τ1 (kN/m²) 850

Quadro 8.9 – Passagem a Vau CA4. Dimensionamento das paredes exteriores

secção		b (m)	h (m)	d (m)	Msd ⁻ (kNm/m)	Msd ⁺ (kNm/m)	Vsd (kN/m)	Vcd (kN/m)	V _{ed} (kN/m)	As ⁻ (cm ² /m)	As ⁺ (cm ² /m)	Asw/s (cm ² /mxm)	Armaduras Adoptadas As-	Armaduras Adoptadas As+
dir XX	Mmáx-	1,00	0,40	0,36	15,00			227,66	0,00	0,96	0,00	0,00	φ10//.15	
	Mmáx+	1,00	0,40	0,36		10,00		227,66	0,00	0,00	0,64	0,00		φ10//.15
dir YY	Mmáx-	1,00	0,40	0,36	50,00			227,66	0,00	3,25	0,00	0,00	φ16//.15	
	Mmáx+	1,00	0,40	0,36		50,00		227,66	0,00	0,00	3,25	0,00		φ16//.15

fcd (kN/m²) 20000
fsyd (kN/m²) 435000
τ1 (kN/m²) 850

Quadro 8.10 – Passagem a Vau CA1/2. Dimensionamento das paredes exteriores

secção		b (m)	h (m)	d (m)	Msd ⁻ (kNm/m)	Msd ⁺ (kNm/m)	Vsd (kN/m)	Vcd (kN/m)	V _{ed} (kN/m)	As ⁻ (cm ² /m)	As ⁺ (cm ² /m)	Asw/s (cm ² /mxm)	Armaduras Adoptadas As-	Armaduras Adoptadas As+
dir XX	Mmáx-	1,00	0,40	0,36	25,00			227,66	0,00	1,61	0,00	0,00	φ10//.15	
	Mmáx+	1,00	0,40	0,36		5,00		227,66	0,00	0,00	0,32	0,00		φ10//.15
dir YY	Mmáx-	1,00	0,40	0,36	120,00			227,66	0,00	8,02	0,00	0,00	φ16//.15	
	Mmáx+	1,00	0,40	0,36		20,00		227,66	0,00	0,00	1,29	0,00		φ16//.15

fcd (kN/m²) 20000
fsyd (kN/m²) 435000
τ1 (kN/m²) 850

A armadura mínima é obtida pela expressão:

$$A_{s_{\min}} = 0.12 \times \frac{b \times d}{100}$$

sendo:

- b – Largura;
- d – Altura útil.

8.6 PAREDES INTERIORES

8.6.1 ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE FLEXÃO

O dimensionamento das armaduras apresenta-se nos quadros seguintes.

Quadro 8.11 – Passagem a Vau CA4. Dimensionamento das paredes exteriores

secção		b (m)	h (m)	d (m)	Msd ⁻ (kNm/m)	Msd ⁺ (kNm/m)	Vsd (kN/m)	Vcd (kN/m)	V _{ed} (kN/m)	As ⁻ (cm ² /m)	As ⁺ (cm ² /m)	Asw/s (cm ² /mxm)	Armaduras Adoptadas As-	Armaduras Adoptadas As+
dir XX	Mmáx-	1,00	0,40	0,36	10,00			227,66	0,00	0,64	0,00	0,00	φ10//.15	
	Mmáx+	1,00	0,40	0,36		10,00		227,66	0,00	0,00	0,64	0,00		φ10//.15
dir YY	Mmáx-	1,00	0,40	0,36	40,00			227,66	0,00	2,59	0,00	0,00	φ16//.15	
	Mmáx+	1,00	0,40	0,36		40,00		227,66	0,00	0,00	2,59	0,00		φ16//.15

fcd (kN/m ²)	20000
fsyd (kN/m ²)	435000
τ _l (kN/m ²)	850

Quadro 8.12 – Passagem a Vau CA1/2. Dimensionamento das paredes exteriores

secção		b (m)	h (m)	d (m)	Msd ⁻ (kNm/m)	Msd ⁺ (kNm/m)	Vsd (kN/m)	Vcd (kN/m)	V _{ed} (kN/m)	As ⁻ (cm ² /m)	As ⁺ (cm ² /m)	Asw/s (cm ² /mxm)	Armaduras Adoptadas As-	Armaduras Adoptadas As+
dir XX	Mmáx-	1,00	0,40	0,36	10,00			227,66	0,00	0,64	0,00	0,00	φ10//.15	
	Mmáx+	1,00	0,40	0,36		20,00		227,66	0,00	0,00	1,29	0,00		φ10//.15
dir YY	Mmáx-	1,00	0,40	0,36	45,00			227,66	0,00	2,92	0,00	0,00	φ16//.15	
	Mmáx+	1,00	0,40	0,36		80,00		227,66	0,00	0,00	5,27	0,00		φ16//.15

fcd (kN/m ²)	20000
fsyd (kN/m ²)	435000
τ _l (kN/m ²)	850

A armadura mínima é obtida pela expressão:

$$A_{s_{\min}} = 0.12 \times \frac{b \times d}{100}$$

sendo:

- b – Largura;
- d – Altura útil.