

DM

**Betões Especiais**  
**Aplicações em edifícios**

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

**Edite Marisela Camacho Fernandes Velosa**

MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL



UNIVERSIDADE da MADEIRA

*A Nossa Universidade*

[www.uma.pt](http://www.uma.pt)

fevereiro | 2015

**Betões Especiais**

**Aplicações em Edifícios**

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

Edite Marisela Camacho Fernandes Velosa

MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL

ORIENTAÇÃO

Paulo Renato Camacho da Silva Lobo



## RESUMO

Atualmente o betão é o material estrutural mais utilizado a nível mundial no âmbito da construção civil. É composto por água, agregados grossos e finos, com ou sem adjuvantes, cimento e adições.

Atendendo ao facto de a sua utilização ter vindo a ser bastante significativa, ao mesmo tempo torna-se uma solução dispendiosa, dada a presença de alguns dos seus constituintes, principalmente o cimento Portland.

O aparecimento de novos componentes, capazes de substituírem parte do cimento e de aumentarem as capacidades do betão para responder às expectativas, nomeadamente, as adições e adjuvantes, induziram ao surgimento de betões mais resistentes, duradouros e capazes de responderem melhor às condições que lhes são exigidas em projeto. Neste contexto, desenvolveu-se o presente trabalho, com o objetivo de estudar as soluções em betão com maior viabilidade económica.

Ao longo do presente estudo, pretende-se avaliar a possibilidade de recorrer à utilização de betões especiais para a construção de alguns elementos estruturais de edifícios. Nesta perspetiva, numa fase inicial do trabalho, apresenta-se uma breve introdução histórica sobre a evolução do betão, desde a sua descoberta até à atualidade, e, em seguida, discutem-se as vantagens e as desvantagens referentes a cada betão quando aplicado em diferentes elementos estruturais. Posteriormente, é feita uma breve análise, comparação e discussão de resultados referentes aos custos atualmente praticados em Portugal Continental e na Ilha da Madeira relativos a cada tipo de betão. A dissertação termina com a análise dos resultados obtidos.

**Palavras-chave:** Betão de elevada resistência, betão leve, betão autocompactável, estruturas de edifícios, análise económica.



## ABSTRACT

Nowadays concrete is the most commonly used structural material in construction around the world. It is composed of water, fine and coarse aggregates, admixtures, cement and additives.

As its use has become quite significant, it is, at the same time, a costly solution, due to the presence of its components, specially Portland cement.

The entrance of new components that can replace some of the cement, and increase the specifications of concrete to reach expectations, namely additives and admixtures, led to the development of concrete types more resistant, lasting and able to achieve the requirements demanded in project. In this subject, was the present work developed, with the aim to study the concrete solutions that are more viable economically.

During this study, it is our aim to assess the possibility of using special concretes in construction of some structural elements in buildings. Bearing this perspective in mind, at the initial stage of the work, is presented a brief historic introduction of the evolution of concrete, from its finding to the present day. Following it, the advantages and disadvantages of each type of concrete, when applied in different structural elements are discussed. Furthermore, a brief analysis, comparison and discussion of the results on current costs in mainland Portugal and in Madeira Island, for different concrete types, is presented. This dissertation ends with presentation of the main conclusions of the research herein reported.

**Keywords:** high strength concrete, lightweight concrete, self-compacting concrete, structural buildings, economic analysis.



## RÉSUMÉ

Actuellement, le béton est le matériel structurel plus utilisé dans le monde entier, en ce qui concerne la construction civile. Il comprend de l'eau, grossier et granulats fins, avec ou sans adjuvants, du ciment et des additifs.

Étant donné que son utilisation a été assez importante, alors qu'il devient une solution coûteuse en raison de la présence de certains de ses constituants, en particulier du ciment Portland.

L'apparition des nouveaux composants, capables de remplacer en partie le ciment et d'augmenter les capacités du béton pour satisfaire les besoins nommément, les additions et adjuvants, ils ont provoqué l'apparition de bétons plus résistants, durables et capable de mieux répondre aux conditions esthétiques qui sont requis dans les projets. Dans ce contexte, le présent travail a été développé avec l'objectif d'étudier quelles sont les solutions en béton qui ont plus de viabilité économique.

Au long de la présente étude, il est prévu d'évaluer la possibilité de recourir à l'utilisation de bétons spéciaux pour la construction de certains éléments structurels de bâtiments. Dans cette perspective, et dans une première phase de ce travail, nous présentons une brève introduction historique sur l'évolution du béton depuis sa découverte jusqu'à présent, et après il est discuté les avantages et inconvénients pour chaque béton lorsqu'il est appliqué à différents éléments structurels. Ensuite, il est fait une brève analyse, aussi bien qu'une comparaison et discussion des résultats relatifs aux coûts pratiqués actuellement au Portugal Continental et en Île de Madère pour chaque béton. La thèse se conclut avec l'analyse des résultats obtenus.

**Mots-clés:** béton à haute résistance, béton léger, béton autoplaçant, structures de bâtiments, analyse économique.



## AGRADECIMENTOS

Esta dissertação não foi só resultado de muita investigação, de esforço e dedicação, mas também de muito apoio prestado por algumas pessoas.

Antes de mais, um MUITO OBRIGADO ao Eng.<sup>o</sup> Paulo Silva Lobo por ter acedido a me orientar nesta dissertação e por, desde o início ter demonstrado todo o seu interesse, apoio e simpatia com que sempre me recebeu, privilegiando-me com a sua disponibilidade. Agradeço por todas as recomendações, conselhos, críticas construtivas e material bibliográfico que disponibilizou, que foram uma mais-valia para a realização deste trabalho e para a minha formação como engenheira civil. Exprimo-lhe igualmente o meu reconhecimento pelos ensinamentos ao longo do curso e pela forma direta e simples com que me ajudou a clarificar as minhas dúvidas.

Muitas das conclusões não teriam sido possíveis obter sem o contacto direto com empresas e profissionais ligados à área de construção: à Eng.<sup>a</sup> Sofia Abreu do grupo Cimentos Madeira, ao Sr.<sup>o</sup> Carlos Alberto, chefe de vendas do Grupo Cimpor, à empresa José Rodrigues de Caires & Companhia, ao Grupo Madeira Inerte, e às empresas Arché-Teckon e Edimade, pelas informações disponibilizadas relativas aos preços dos betões, do aço e do material de cofragem, e referentes custos à mão de obra e prazo de execução dos elementos estruturais.

Um obrigado muito sincero ao Professor João Carlos Costa pela revisão do texto desta tese, e ao Eng.<sup>o</sup> Cláudio Pereira pela sua ajuda e disponibilidade em rever a tradução do resumo feito em francês.

Ao meu colega e amigo João Barcelos por ter prestado a sua ajuda como perito avaliador sobre o preço de venda da área livre de imóveis.

À minha querida amiga Maria Estela, pela sua ajuda, amizade e companheirismo ao longo destes últimos tempos.

Aos meus pais, sem os quais tudo seria muito mais difícil. Em especial ao meu pai, que apesar de estar a atravessar um momento muito difícil, sempre me demonstrou interesse e transmitiu confiança.

Não podia deixar também de agradecer ao meu namorado, por estar sempre presente e pronto com as palavras certas nos momentos mais difíceis, pela compreensão, paciência e dedicação. OBRIGADO, Marco!



# ÍNDICE

ÍNDICE DE FIGURAS.....	XI
ÍNDICE DE TABELAS.....	XIII
NOTAÇÃO E SIMBOLOGIA .....	XV
TERMOS E DEFINIÇÕES.....	XVII
1. Introdução .....	1
1.1. Generalidades .....	1
1.2. Motivação .....	2
1.3. Objetivos .....	2
1.4. Organização do trabalho .....	2
2. Estado da arte .....	5
2.1. Considerações iniciais .....	5
2.4. Betão Leve .....	15
2.4.1. Soluções correntes .....	15
2.4.2. Vantagens e desvantagens económicas e técnicas do uso de betões leves ....	18
2.4.3. Composição do betão .....	19
2.4.4. Elementos estruturais .....	20
2.4.5. Classificação do betão .....	21
2.4.6. Aplicações práticas .....	22
2.5. Betões de elevada resistência .....	26
2.5.1. Soluções correntes .....	26
2.5.2. Vantagens e desvantagens da sua utilização .....	27
2.5.3. Composição do betão .....	28
2.5.4. Elementos estruturais .....	30
2.5.5. Classificação dos betões BER, BUER e BUERRFA .....	30
2.5.6. Aplicações práticas .....	31
2.6. Betões de Elevado Desempenho .....	32
2.6.1. Soluções correntes .....	33
2.6.2. Vantagens e desvantagens da sua utilização .....	33
2.6.3. Composição do Betão .....	34
2.6.4. Elementos estruturais .....	35
2.6.5. Classificação dos BED .....	35
2.6.6. Aplicações práticas .....	35
2.7. Betão Autocompactável .....	37
2.7.1. Soluções correntes .....	37
2.7.2. Vantagens e desvantagens .....	38

2.7.3. Composição do betão.....	38
2.7.4. Elementos estruturais .....	40
2.7.5. Classificação do betão autocompactável .....	40
2.7.6. Aplicações práticas .....	41
3. Impacto Económico na Aplicação de Betões Especiais em Edifícios .....	45
3.1. Laje em betão convencional .....	45
3.1.1. Critérios de pré-dimensionamento .....	45
3.1.2. Critérios de dimensionamento .....	47
3.1.3. Pormenorização da laje.....	57
3.1.4. Verificação da Segurança ao Punçoamento.....	58
3.2. Viga de bordadura em betão convencional.....	61
3.2.1. Pré-dimensionamento .....	61
3.2.2. Dimensionamento.....	62
3.2.3. Pormenorização da viga .....	67
3.3. Medições .....	68
3.3.1. Betão .....	68
3.3.2. Cofragens .....	70
3.3.3. Aço .....	72
3.4. Composição de custos unitários.....	75
3.4.1. Betão .....	76
3.4.2. Cofragem .....	77
3.4.3. Aço .....	78
3.5. Análise e comparação de resultados.....	79
3.5.1. Betão Leve.....	79
3.5.2. Betão Autocompactável.....	96
3.5.3. Betão de Elevada Resistência .....	97
4. Considerações finais.....	99
4.1. Conclusões gerais .....	99
4.2. Desenvolvimentos futuros .....	100
Referências.....	101
ANEXOS.....	105

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Panteão de Roma (Silva, 2007).....	6
Figura 2. Lake Point Tower (à esquerda) e Water Place (à direita) (Azevedo, 2002).....	11
Figura 3. Ponte da Arrábida, Porto (Azevedo, 2002).....	11
Figura 4. "Landmark tower", Japão (Pimenta, 2007).....	13
Figura 5. Tabuleiro da Ponte 25 de Abril (Sotavento, 2011).....	15
Figura 6. Austrália Square Tower (Cruz, 2007).....	16
Figura 7. Unidades de blocos em betão leve (Lourenço, 2007).....	17
Figura 8. Construção de blocos com betão celular autoclavado (Ferreira et al.).....	18
Figura 9. Construção do navio (à esquerda) e um dos maiores navios de guerra (à direita) (Gonçalves, 2010).....	23
Figura 10. Plataforma petrolífera BP Harding field (Mar do Norte) (Prieto, 2013).....	23
Figura 11. Ponte Nordhordlan (JKB, 2007).....	24
Figura 12. Marina City Towers (Alan, 2012).....	24
Figura 13. Edifício Kai-Center (Cruz, 2007).....	25
Figura 14. Pala da cobertura do Pavilhão de Portugal (Ribeiro, 2013).....	26
Figura 15. Estádio de New Castle (Silva, 2007).....	26
Figura 16. Burj Khalifa (à esquerda); Fundação em yy (canto superior direito); Paredes diafragmas internas e pilares circulares externos (canto inferior direito) (Tutikian et al., 2011).....	31
Figura 17. Petronas Twin Towers, Kuala Lumpur, 1996 (Rosa, 2011).....	32
Figura 18. Estádio Alvalade XXI (Sporting, 2006) (à esquerda) e Metro do Porto (Efacec)(à direita).....	36
Figura 19. Edifício do Porto de Lisboa (Teixeira, 2007).....	36
Figura 20. Ponte Vasco da Gama 1998 (Teixeira, 2007).....	37
Figura 21. Ponte Akashi-Kaikyo retirado de (Pimenta, 2007).....	41
Figura 22. Aplicação do betão autocompactável na construção de edifícios, Suécia retirado de (Nunes, 2001).....	42
Figura 23. Reservatório da ETAR da Madalena betonado com BAC retirado de (Figueiras).....	42
Figura 24. Betão branco; Biblioteca Viana do Castelo (à esquerda) e Betão cor de tijolo- Museu Paula Rego (à direita) (Nunes, 2011).....	43
Figura 25. Betão branco auto-compactável- Edifício Vodafone- Porto (Nunes, 2011).....	43
Figura 26. Faculdade de Medicina de Braga (à esquerda) e Casa da Música (à direita) (Nunes, 2011)....	44
Figura 27. Aeroporto Sá Carneiro, aspeto da cofragem metálica revestida com aço inox obtido de.....	44
Figura 28. Modelo da laje-tipo referente à análise em estudo.....	45
Figura 29. Determinação da flecha da laje com betão C30/37.....	46
Figura 30. Divisão dos painéis de laje em pórticos (laterais e centrais).....	47
Figura 31. Representação dos momentos da laje C30/37 segundo x.....	48
Figura 32. Valor do primeiro momento positivo do pórtico lateral 1.....	49
Figura 33. Valor do momento negativo do pórtico lateral 1.....	49
Figura 34. Valor do segundo momento positivo do pórtico lateral 1.....	50
Figura 35. Valor do primeiro momento positivo do pórtico central.....	50
Figura 36. Valor do momento negativo do pórtico central.....	51
Figura 37. Valor do segundo momento positivo do pórtico central.....	51
Figura 38. Diagrama de momentos na laje C30/37 para a direção y.....	53
Figura 39. Valor do momento positivo do pórtico lateral 1.....	53

Figura 40. Valor do momento negativo no pórtico lateral 1 .....	54
Figura 41. Valor do momento positivo no pórtico central .....	54
Figura 42. Valor do momento negativo no pórtico central .....	55
Figura 43. Valor do momento positivo no pórtico lateral 2.....	55
Figura 44. Valor do momento negativo no pórtico lateral 2 .....	56
Figura 45. Pormenorização da armadura inferior para a direção x (à esquerda) para a direção y (à direita) .....	57
Figura 46. Pormenorização da armadura superior para a direção x (à esquerda) e para a direção y (à direita) .....	58
Figura 47. Primeiro perímetro de controlo típico em torno de áreas carregadas.....	59
Figura 48. Valor da flecha elástica na viga da solução-tipo.....	61
Figura 49. Valor do momento e esforço transverso para o ponto O' .....	63
Figura 50. Valor do esforço transverso e momento fletor para a secção A' .....	63
Figura 51. Valor do esforço transverso e momento fletor à esquerda da secção B' .....	64
Figura 52. Valor do esforço transverso e momento fletor à direita da secção B' .....	64
Figura 53. Valor do esforço transverso e momento fletor para a secção C' .....	65
Figura 54. Pormenorização da viga x em perfil longitudinal (à esquerda) e em corte transversal (à direita) .....	68
Figura 55. Determinação do valor da flecha da laje através do programa SAP 2000 .....	83
Figura 56. Pormenorização da armadura inferior segundo a direção x (à esquerda) e para a direção y (à direita) .....	84
Figura 57. Pormenorização da armadura superior para a direção x (à esquerda) e para a direção y (à direita) .....	84
Figura 58. Pormenorização da viga LC30/33 em perfil longitudinal (à esquerda) e em corte transversal (à direita) .....	88

## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1. Quantidades para um edifício, betão leve e betão normal (Silva, 2007).....	21
Tabela 2. Quantidades de betão leve e betão normal para um edifício (Silva, 2007).....	21
Tabela 4. Classificação dos agregados leves conforme a sua origem (Lobo, 2011) .....	22
Tabela 5. Classes de resistência do betão leve segundo a NP EN 206-1 2007 .....	22
Tabela 6. Coeficiente de repartição pelas faixas (sobre os pilares e central) .....	48
Tabela 7. Distribuição dos momentos fletores pelas faixas .....	52
Tabela 8. Cálculo das armaduras para a direção x.....	52
Tabela 9. Distribuição dos momentos fletores pelas faixas .....	56
Tabela 10. Cálculo das armaduras na laje C30/37 .....	57
Tabela 11. Verificação do punçoamento sem a existência de armaduras específicas da laje em betão convencional.....	60
Tabela 12. Momentos fletores e armaduras longitudinais para a viga de bordadura horizontal .....	65
Tabela 13. Esforços transversos e armaduras transversais na viga de bordadura junto aos apoios.....	67
Tabela 14. Verificação à rotura para a viga. ....	67
Tabela 15. Cálculo da quantidade de armadura na laje C30/37 para a direção x .....	73
Tabela 16. Cálculo da quantidade de armadura para a laje C30/37 segundo a direção y.....	73
Tabela 17. Quantidade da armadura total de punçoamento.....	74
Tabela 18. Quantificação da armadura longitudinal da viga de bordadura C30/37 .....	74
Tabela 19. Quantidade de armadura transversal da viga de bordadura C30/37 .....	74
Tabela 20. Quantidade total (kg) em armadura utilizada em todos os pilares do painel.....	75
Tabela 21. Custo total do betão corrente utilizado na laje, vigas e pilares .....	77
Tabela 22. Cálculo do custo total da cofragem na laje, vigas de bordadura e pilares .....	78
Tabela 23. Custo/piso do varão A500 NR a utilizar na laje, nas vigas de bordadura e pilares com C30/37. .....	79
Tabela 24. Classes de massa volúmica e valores de cálculo correspondentes à massa volúmica do betão leve de acordo com a EN 206-1.....	80
Tabela 25. Valores do factor de conversão para o cálculo do módulo de elasticidade.....	81
Tabela 26. Verificação do punçoamento sem a existência de armaduras específicas .....	86
Tabela 27. Preço unitário do Betão Leve (€/m <sup>3</sup> ) .....	92
Tabela 28. Custo total do betão utilizado pelos elementos estruturais na solução em betão leve .....	93
Tabela 29. Cálculo do custo total da cofragem na laje, vigas de bordadura e pilares .....	94
Tabela 30. Custo total do varão A500 NR utilizado na laje LC30/33, vigas de bordadura e pilares com C30/37 .....	94
Tabela 31. Estudo comparativo dos custos totais BC/BL em elementos estruturais .....	95
Tabela 32. Custo total do betão autocompactável utilizado na laje, nas vigas e pilares.....	96
Tabela 33. Estudo comparativo dos custos totais BC/BAC nos elementos estruturais do painel .....	96
Tabela 34. Custo unitário do betão de alta resistência consoante o grupo Madeira Inerte (€/m <sup>3</sup> ) .....	97
Tabela 35. Análise do custo/benefício dos pilares de bordo e central em betão armado de acordo com a classe de resistência do betão aplicado .....	98



## NOTAÇÃO E SIMBOLOGIA

BER	Betão de Elevada Resistência
BUER	Betão de Ultra Elevada Resistência
BUERRFA	Betão de Ultra Elevada Resistência Reforçados com Fibras de Aço
BRFA	Betão Reforçado com Fibras de Aço
BPR	Betão pó-reativo
BED	Betão de Elevado Desempenho
BAC	Betão Autocompactável
SP	Superplastificante
A/C	Relação água/cimento
A/L	Relação água/ligante
CP	Cimento Portland
SF	Sílica de Fumo



## **TERMOS E DEFINIÇÕES**

De modo a simplificar a leitura do texto no presente trabalho, seguem-se alguns termos e definições recorrentes na norma NP EN 206-1 relativamente aos betões especiais considerados neste estudo.

Adição – define-se como material inorgânico, finamente dividido que pode ser adicionado ao betão durante o processo de amassadura com o intuito de melhorar certas propriedades e até mesmo a aquisição de propriedades especiais. A mesma norma define dois tipos de adições: adições do tipo I, nomeadamente, os fíleres (calcário e granítico) e adições tipo II, bem como as (escórias de alto-forno, cinzas volantes e sílicas de fumo) também conhecidas por adições pozolânicas ou potencialmente hidráulicas.

Escórias de alto - forno – resultam da queima de um subproduto “ferro-gusa” no processo de fabrico do aço. O pó constituído por escórias de alto-forno ao contrário das partículas do clínquer não inicia a reações de hidratação imediatamente em contacto com a água. No entanto, como as partículas das escórias de alto-forno possuem uma superfície lisa e vítrea, ao serem aplicadas no betão não implicam o aumento da dosagem de água.

Cinzas volantes – a norma NP EN 450 -1 define estes materiais como subprodutos que resultam da queima do carvão em pó conduzidos por gases e coletados em filtros precipitadores mecânicos ou eletrostáticos, sendo então designados por cinzas volantes.

Sílicas de fumo – também conhecidos por microsilica são materiais finos agrupados pela norma NP EN13262-1 derivam da combustão das ligas de ferro – silício, silício metálico ou outros produtos siliciosos em fornos elétricos a arco. Atua no betão sob duas formas: física, como filer, densifica a microestrutura, e sob a forma química pelas propriedades peculiares que confere ao betão, nomeadamente, no aumento da resistência, melhorar a trabalhabilidade, diminuir a permeabilidade, com comportamentos mais favoráveis na cura térmica e maior durabilidade do betão em meios agressivos.

Adjuvantes – é um produto adicionado ao betão e argamassas em quantidades limitadas ( $\leq 5\%$ ), antes ou durante a amassadura com a finalidade de melhorar certas propriedades (trabalhabilidade, resistência, corrosão, entre outras). As substâncias que atualmente são utilizadas como adjuvante agrupam-se segundo a sua função principal (E374).

Cimento – segundo a normalização europeia NP EN 197-1, o cimento é um ligante hidráulico, isto é, um material inorgânico finamente moído que, quando misturado com água forma uma pasta que ganha presa e endurece devido a reações e processos de hidratação, e que após o seu endurecimento a sua capacidade resistente mantém-se mesmo debaixo de água.

Este endurecimento deve-se sobretudo à hidratação de silicatos de cálcio e aluminatos. A mesma norma define cerca de 27 tipos de cimento, dos quais, o Cimento Portland (CP).

Clínquer Portland – o clínquer é um dos principais constituintes do Cimento Portland, e é composto por silicato tricálcico ( $C_3S$ ), silicato bicálcico ( $C_2S$ ), aluminato tricálcico ( $C_3A$ ) e por fim o aluminoferrato tetracálcico ( $C_4AF$ ).

( $C_3S$ ) – silicato tricálcico (alite) tem cerca de (45 a 60%) são compostos que libertam muito calor, conseqüente, para peças com grandes quantidades de betão desenvolve presa muito rapidamente onde existe uma pequena relação superfície/volume, essas massas aquecem demasiado, e quando submetidas a um choque térmico pode contrair causando fissuração devido a uma retração térmica.

Em estruturas de betão armado e de betão pré-esforçado, a alite atua favoravelmente na proteção das armaduras contra a corrosão. Devido a ser uma base forte (pH 12 a 13).

( $C_2S$ ) – silicato bicálcico (belite) tem cerca de (10 a 55%) faz com que o cimento liberte pequenas quantidades de calor, pelo que a betonagem de peças em ambientes com temperaturas abaixo dos 0 °C pode fazer com que o betão não crie presa. Na hidratação a quantidade de cal libertada pelo que torna o betão mais resistente aos ataques químicos mas mais sensível à corrosão.

( $C_3A$ ) – aluminato tricálcico (aparece como material vítreo) com um peso de (0 a 15%) pois é formado a partir da cristalização do material que se funde durante o processo de clínquerização. Liberta uma grande quantidade de calor de hidratação, a presa desenvolve-se rapidamente (o requer a adição de gesso) contribuindo apenas para a resistência mecânica apenas nos tempos. Tem uma fraca resistência química, especialmente, os sulfatos. Em terrenos sulfatados, esta componente ao reagir com os sulfatos origina produtos expansivos, os quais induzem a destruição do betão.

( $C_4AF$ ) – aluminoferrato tetracálcico (celite) tem aproximadamente (5 a 15%) é o outro componente que resulta da cristalização do material que se funde durante o processo de clínquerização. A presença deste elemento o clínquer faz com que a quantidade de calor de hidratação seja pequena, associada a uma velocidade lenta e contribuição desprezável em termos de resistência mecânica. No entanto, contribui para uma boa resistência química.

# 1. Introdução

## 1.1. Generalidades

O tema desta dissertação consiste na avaliação dos custos/benefícios da aplicação de betões especiais em edifícios, nomeadamente na avaliação do seu impacto económico nos diversos elementos estruturais.

Construir habitações com qualidade é um fator que sempre preocupou o Homem. Atualmente, as estruturas de edifícios que predominam no ramo da construção são os edifícios em betão armado.

Em Portugal, a existência de edifícios em betão convencional armado é em número significativo. No entanto, como consequência do material estrutural e do processo construtivo que concebem os elementos estruturais, a manutenção e a reabilitação tornam-se cada vez mais presentes durante o período de vida útil das estruturas. Mas devido à crise económica que o país atravessa, conservar ou reabilitar um edifício pode não estar ao alcance de muitos proprietários.

A exigência dos utilizadores relativamente à construção de edifícios altera-se de acordo com vários aspetos, como, por exemplo, o local onde será implantada a estrutura (problemas com a deterioração do betão, isolamento térmico e acústico, entre outros). Como tal, para que as estruturas de betão satisfaçam um grupo de requisitos funcionais durante o seu período de vida útil, sem resultarem custos inesperados de manutenção e reparação, é necessário o conhecimento dos materiais, do seu comportamento, das tecnologias de fabrico e aplicação. Assim, como a tecnologia dos materiais é uma especialização evolutiva, recorrer à utilização de betões especiais na construção de elementos estruturais pode vir a tornar-se uma aplicação vantajosa em edifícios.

O termo betões especiais deve-se à evolução dos cimentos (otimização e estabilidade da qualidade dos clínqueres), ao uso de adições (fíler calcário, cinzas volantes, pozolanas naturais, escória de alto-forno, sílica de fumo, entre outras) e adjuvantes (superplastificantes, indutores de ar, agentes de viscosidade, entre outros), características estas que influenciam o modo de fabrico e aplicação.

A aplicação de betões especiais em elementos estruturais como as lajes, as vigas e os pilares bem como o custo económico e seus benefícios, serão temas discutidos ao longo desta dissertação.

## **1.2. Motivação**

A motivação que esteve na base da escolha do tema aqui tratado relaciona-se com o interesse em desenvolver um assunto que se considera relevante para o ramo da construção, procurando desenvolver um trabalho que possa servir de base para outros no objetivo de continuar a explorar o tema, avaliando assim o interesse de aplicar os betões especiais em edifícios como alternativa às soluções estruturais correntes.

## **1.3. Objetivos**

O principal objetivo desta dissertação é avaliar as vantagens e desvantagens da utilização de betões especiais como solução em edifícios. A análise e a discussão em relação aos custos da sua aplicação são aspetos que serão abordados ao longo deste trabalho.

Para a consecução destes objetivos, fez-se um levantamento sobre os preços do betão, o custo dos varões de aço, dos painéis de cofragem, e o custo e rendimento da mão-de-obra. Em seguida, utilizando uma planta de uma estrutura que se considera representativa de edifícios de escritórios correntes efetuou-se o pré-dimensionamento dos elementos estruturais (lajes, vigas e pilares), fez-se a verificação da segurança aos estados limites de utilização (verificação das flechas) e procedeu-se à verificação dos estados limites últimos de modo a definir as respetivas áreas de armadura.

No âmbito de avaliar o eventual interesse sobre o custo de aplicação de betões especiais em elementos estruturais de edifícios, realizou-se um estudo orçamental sobre os custos dos vários tipos de soluções de betões especiais e fez-se uma análise comparativa com a solução de betão tradicional.

## **1.4. Organização do trabalho**

De modo a serem cumpridos os requisitos propostos, o trabalho foi estruturado em duas partes: a primeira parte trata da apresentação dos quatro betões considerados, bem como das suas vantagens, desvantagens e respetivas soluções correntes. A segunda parte aborda a parte prática do projeto, sendo posteriormente desenvolvido um estudo comparativo entre os custos referentes às várias soluções adotadas e a solução em betão convencional em elementos estruturais (lajes, vigas e pilares) constituintes do edifício.

Assim, no Capítulo 1 é realizado o enquadramento geral do tema selecionado para a dissertação, bem como das motivações que levaram à escolha deste tema.

No Capítulo 2 apresenta-se o estado da arte, onde é apresentada uma breve abordagem histórica sobre a evolução do material betão. São também expostas questões relacionadas com as composições dos vários betões, como também as vantagens e desvantagens da sua aplicação. Por fim, são apresentados casos práticos de aplicação dos betões especiais em estruturas de edifícios, pontes e reservatórios, bem como as características de cada um deles.

No Capítulo 3 desenvolve-se o tema principal desta dissertação, a parte referente ao estudo sobre o impacto económico da aplicação dos mesmos betões em edifícios. São efetuados os cálculos necessários para avaliar e decidir se se justifica tal opção. Na parte final do capítulo, consoante os cálculos obtidos, são discutidos os betões especiais que mais se adequam à construção de edifícios correntes em betão armado.

No último capítulo são referidas as conclusões gerais deste trabalho, apresentando-se igualmente propostas de desenvolvimentos futuros.



## **2. Estado da arte**

### **2.1. Considerações iniciais**

Desde o século passado, o betão convencional tem vindo a ser considerado um material de construção bastante eficaz. Porém, face ao desenvolvimento natural da sociedade, as exigências prescritas no plano técnico da construção tiveram tendência a progredir, acarretando o aparecimento de novas soluções, melhorando assim o comportamento deste material em termos de resistência, conforto, funcionalidade, durabilidade e economia.

Os betões aplicados usualmente em estruturas correlacionam-se diretamente com os materiais responsáveis pela sua preparação. Conhecer bem as propriedades do material e o efeito associado ao comportamento mecânico e à durabilidade transmitidos à estrutura, é a ideia essencial que o projetista deve ter desde o início do desenvolvimento de um projeto e da execução da obra. Estudos publicados pelos autores Nunes (2001) e Silva (2003) demonstraram que as características que podem levar à escolha de um determinado tipo de betão podem ser as mais variadas possíveis, sendo, no entanto, a resistência, o peso volúmico, a durabilidade, a fluidez, e a compactabilidade as características mais decisivas para a produção de um betão de maior qualidade.

O facto de a percentagem de clínquer poder ser reduzida na pasta de cimento através da substituição por agregados naturais e artificiais, cinzas volantes e superplastificantes, especialmente os de última geração (os éteres-policarboxilatos) fez com que os betões especiais e os materiais correntes se tornassem mais competitivos e económicos no mercado.

### **2.2. Breve introdução histórica**

Há registos do pavimento de uma habitação construído há 5600 anos a.C., em Lepenski Vir, constituído por betão simples, nomeadamente pedras, areia e cal parda. Mostra ser uma construção em que os materiais foram carregados ao longo de largas distâncias de centenas de quilómetros (Appleton, 2005). O Betão Leve surge em alternativa a esses materiais pesados e difíceis de carregar. A sua elevada porosidade é a característica que confere ao betão um peso volúmico reduzido. A título de exemplo, o Panteão de Roma, portador de uma cúpula com quase 50 metros de diâmetro (representado na Figura 1), construído em 127 d.C., foi alvo de restauro há quase 2000 anos pelo Imperador Adriano após ter sido destruído por um incêndio.

Nessa reconstrução foram encontrados vestígios de um betão que continha como como agregado a pedra-pomes, tendo sido utilizada na estrutura como forma de alívio das cargas.



Figura 1. Panteão de Roma (Silva, 2007)

A grande revolução na indústria da construção dá-se com a descoberta do cimento Portland (CP) feita por Louis Vicat (1819), quando foi reconhecida pela Academia das Ciências de Paris após ter sido posta em prática na construção da ponte de Souillac. Este novo cimento tinha propriedades hidráulicas superiores e maior rapidez de endurecimento relativamente aos cimentos naturais, e foi o primeiro a ser utilizado na fabricação do betão. A produção da cal hidráulica artificial, descoberta por Joseph Aspdin, em 1824, desencadeou o processo de fabrico artificial dos agregados leves, mais concretamente a argila expandida, sendo que Stephen J. Hayde surge como pioneiro deste invento. A sua aplicação (betão leve de argila expandida) só é verificada durante a Primeira Guerra Mundial nas embarcações (Cruz, 2007).

Em 1830 o arquiteto francês Lebrun de Montauban aplica pela primeira vez o betão amassado com o cimento artificial e moldado no próprio local, na construção de um edifício (Coutinho A. S., 2006, p. 2). O modo de fabrico do cimento artificial era semelhante ao de Vicat, e que possivelmente diferencia-se pelo aumento da temperatura de calcinação. Essa fabricação veio mais tarde a ser confirmada por Isaac Charles Johnson (1844) pela obtenção do silicato tricálcico ( $C_3S$ ), conseguindo assim resistências mais elevadas do que as de Vicat (Coutinho A. S., 2006, p. 2).

Devido ao facto de o betão ser pouco resistente à tração, Joseph-Louis Lambot (1848) desenvolve a ideia da disposição de armaduras no interior do betão através da construção de um barco, a qual figurou na Exposição Universal de Paris em 1855. Com a viabilidade desta nova solução, o betão armado foi uma descoberta decisiva para a expansão do betão.

Contudo, esta solução prevaleceu. O jardineiro Joseph Monier do palácio de Versailles (1849) passou a aplicar esta nova solução em caixas de madeira que continham laranjeiras. Coutinho (2006) refere que, o agricultor francês em 1867 registava uma patente sobre “sistemas de caixas-reservatórios portáteis de ferro e cimento aplicáveis à agricultura”, mas que, devido à sua orientação profissional, esta patente acabou por ser vendida a industriais alemães.

Apesar de naquela altura já se utilizar com frequência a combinação do ferro com as alvenarias, desde que Claude Perrault o fez nas suas obras no século XVII, esta solução não tinha a capacidade resistente suficiente para suportar as tensões de tração. É em 1852 que se dá a construção do primeiro pavimento em betão armado, idealizada e concebida estruturalmente pelo construtor e engenheiro François Coignet. Na mesma altura, W.B.Wilkinson apresenta um estudo sobre o reforço do betão por meio de cabos de minas e barras de ferro localizadas abaixo da linha neutra das vigas. É através deste estudo que, no ano de 1865, Wilkinson aplica a solução de betão armado na construção de uma casa em NewCastle-on-Tyne (Coutinho A. S., 2006).

O êxito do betão armado deu-se em 1890, sendo que, anos mais tarde, em 1898, o arquiteto Auguste Perret já associava o betão à arquitetura da época, êxito esse que prevalece nos nossos dias. A grande evolução foi conseguida a partir dos trabalhos realizados pelo construtor François Hennebique e pelo desenvolvimento das leis fundamentais da resistência do betão armado estabelecidas a partir de estudos experimentais e teóricos desenvolvidos pelos investigadores Considère, Rabut e Mesnager (Coutinho A. S., 2006).

Após a realização de uma série de experiências iniciadas em 1892, Feret, em 1896, dá início à lei que mais tarde será fundamentada por Abrams. Nomeadamente, R.Feret afirma que a tensão de rotura e a compacidade dependem da razão entre a dosagem do cimento e a soma do volume da água de amassadura e volume de vazios. A curva granulométrica traçada para os componentes sólidos, idealizada pelos americanos Fuller e Thompson (1907), simplificou as hipóteses experimentais para o alcance da compacidade máxima. Sendo assim, esta curva foi um ponto de partida para um dos importantes trabalhos de R.Feret sobre a granulometria (Coutinho A. S., 2006). Em 1937 Caquot idealiza o conceito de efeito de parede, efeito com a capacidade de modificar a granulometria junto a qualquer superfície. Em 1941 Faury considera este efeito nas suas pesquisas referentes ao cálculo desenvolvido para a determinação da composição granulométrica (Coutinho A. S., 2006).

De modo a obter um betão mais homogéneo através de uma cura adequada, Duff Abrams associou ao modo de fabrico do betão o módulo de finura e a trabalhabilidade antes da presa,

técnica esta que anos mais tarde (1925) foi calculada por Bolomey ao apurar as curvas granulométricas de Fuller e Thompson. Com isto, Duff Abrams referiu que a forma de aumentar a resistência de um betão seria reduzir a relação água/cimento (A/C), factos estes baseados em mais de 50 000 ensaios realizados em Chicago no período de quatro anos e que ainda perduram quase 100 anos depois (Abrams, 1919). Mas nessa altura os meios para se conseguir reduzir essa quantidade de água eram escassos.

Para uma melhor compacidade, foi criado pela primeira vez o processo de vibração, neste caso a vibração externa. Esta técnica foi utilizada em 1917 por Freyssinet em moldes durante a construção de um hangar em Orly (Coutinho A. S., 2006).

Em 1920 Griffith propôs a teoria da rotura dos materiais frágeis cuja aplicação experimental só é feita quarenta anos mais tarde. No entanto, na mesma altura observa-se mais uma evolução do betão, nomeadamente, o aparecimento do primeiro betão colorido. A empresa G.&T. Ltda., de Hull, na Inglaterra, produziu pela primeira vez o betão colorido, segundo Coelho (2003), referido por Aguiar (2006, p.14). A fábrica de cigarros “ The Carreras Black Cat” foi certamente o primeiro edifício em betão colorido (Aguiar, 2006). Para a execução deste edifício, o betão utilizado era composto por uma mistura de cimento Portland e areia colorida com ocres provenientes da África do Sul, sendo estes os elementos responsáveis pelos reflexos amarelados do betão. Para as colunas e cornijas, foram utilizados vidros moídos de Veneza, de modo a proporcionar brilhos de várias cores (avermelhados, pretos e verdes) (Aguiar, 2006). No entanto, apesar do êxito conseguido pela construção da fábrica de cigarros, a indústria de cimento acabou tomando outros rumos. Só anos mais tarde é que volta a ser utilizado o betão colorido, mais precisamente quando se dá o aumento do uso do cimento Portland branco. Entretanto, mais acontecimentos ocorreram nesta altura, como, por exemplo, as embarcações construídas durante a Primeira Guerra Mundial resultam da invenção do barco em betão armado desenvolvida por Lambot, associada ao uso de betão leve com argila expandida, ideia desenvolvida por Hayde (Cruz, 2007). Estes navios são constituídos por betão leve com recurso a argila expandida e armaduras. No entanto, é importante referir que investigações efetuadas a um desses navios de guerra que se encontrava há 34 anos submerso em águas marinhas, revelaram que a sua resistência à compressão sofreu uma evolução dos 39 MPa para os 57 a 78 MPa, confirmando assim a sua excelente durabilidade debaixo de água (Cruz, 2007). Após estas investigações, ficou comprovado que este material ultrapassou as expectativas, passando a ser também aplicado em edifícios, pontes e estruturas pré-fabricadas (blocos de alvenaria, vigas com perfil em I, retangulares ou em caixão, lajes alveoladas e painéis, bancadas e degraus de estádios).

Em 1924 aparece o Betão Celular Autoclavado desenvolvido pelo arquiteto sueco Johan Axel Erickson. Este é um material formado por uma mistura de cimento Portland, cal gorda, areia argilosa, pó de alumínio e água. A presença do pó de alumínio faz com que o betão se torne celular, dado que, este elemento comporta-se como um gerador de bolhas de hidrogénio. Na bibliografia consultada, Dias (2008) refere que o betão celular autoclavado surgiu como alternativa para proporcionar características que fossem semelhantes às madeiras, nomeadamente quanto à facilidade de manuseamento, solidez da estrutura e bom isolamento térmico, mas, em contra partida, mais resistentes ao fogo, e, tal como acontece nos betões correntes, mais resistentes ao envelhecimento do material com o passar do tempo.

Em 1926 iniciou-se a utilização do processo vibratório no interior do betão, que atualmente é aplicado em quase todas as obras. É precisamente nesse ano que começam a existir as primeiras noções acerca das propriedades físicas deste material (Coutinho A. S., 2006).

Em 1928, quarenta anos após a ideia ter sido lançada por Doehning, deu-se uma evolução na história da construção: a aplicação do Betão Armado e Pré-esforçado (BAPE). Esta realização prática surge a propósito da construção dos arcos da ponte de Plougastel por Freyssinet (Coutinho A. S., 2006).

A pré-fabricação de edifícios aparece na Europa, após a 2ª Guerra Mundial, como solução imediata à falta de habitação nos países mais afetados. A pré-fabricação em betão generalizou-se nos edifícios de habitação. Atualmente, este processo construtivo abrange vários tipos de obras, desde pisos de habitação a tabuleiros de pontes. Dentro da pré-fabricação temos as alvenarias, os painéis, que têm prendido a atenção de engenheiros e investigadores de vários países no âmbito do processo de reabilitação de edifícios, e, sobretudo, no reforço sísmico de estruturas reticulares. Estes painéis têm vindo a ser aplicados na construção de divisórias simples interiores de edifícios de habitação e na realização do segundo pano interior de paredes exteriores (Acker, 2002).

Ao longo dos trinta anos após a descoberta do cimento Portland, o conceito explicado por “H. Le Châtelier em 1907” foi um ponto de partida para que pesquisadores como Vicat e Candlot verificassem que as propriedades do cimento alteram-se em presença da água do mar. Com esta nova teoria, foi colocada a hipótese que o cimento seria o agente responsável pela deterioração do betão. Contudo, as alterações existentes nas construções da época que levavam a estrutura à ruína não poderiam ser explicadas através das teorias conhecidas. Só em 1940 a hipótese de intervenção da natureza do agregado passa a ser considerada como fator na estabilidade do betão. A título de exemplo tem-se a doca número um do porto de Leixões em Portugal: a natureza do agregado presente no betão foi a justificação dada para a existência da corrosão (Coutinho A. S., 2006).

Sendo o cimento, um material dispendioso, anos mais tarde foram iniciados estudos sobre materiais que fossem capazes de substituí-lo, dando seguimento a um novo betão, o Betão de Elevado Desempenho (BED).

Esta evolução resulta da substituição do cimento por cinzas volantes, troca essa que trouxe vantagens quanto à trabalhabilidade, abaixamento do calor de hidratação, maior resistência ao teor de sulfatos e redução das reações expansivas alcalis-sílica (Teixeira, 2007).

Em 1950 as reações físico-químicas e químicas já eram consideradas por Jacques Farran que alertava para a sua consideração entre os componentes hidratados do cimento e a superfície do agregado, o que originou uma grande evolução nos estudos fundamentais da aderência entre o cimento e o agregado (Coutinho A. S., 2006). Porém, no mesmo ano também surge a hipótese da nova adição de outros minerais em BED, nomeadamente o látex, as cinzas da casca de arroz e escórias de alto-forno. Estas adições trazem também grandes progressões não só do ponto de vista económico, como também no aumento da resistência, trabalhabilidade e durabilidade. Contudo, é importante referir que, além das características anteriormente apontadas, a adição de fibras de carbono e a adição de pigmentos inorgânicos ao betão de elevado desempenho permitem não só melhorar a ductilidade, como também melhorar o seu comportamento estrutural e estético.

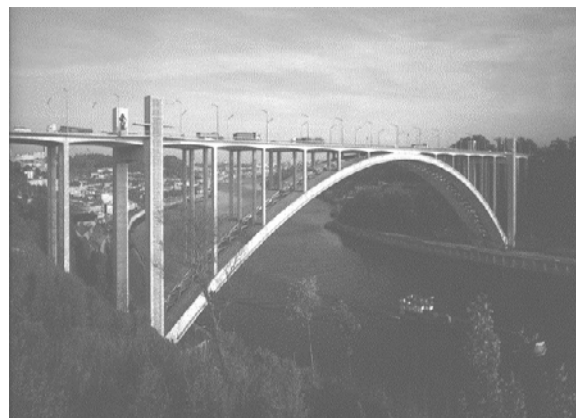
Com o aparecimento dos primeiros superplastificantes (SP) em 1970, tornou-se possível obter relações A/C inferiores a 0.4, possibilitando um aumento da resistência média do betão e assim confirmar a hipótese sugerida por Abrams. Esta progressão do betão permite o aparecimento dos Betões de Elevada Resistência (BER).

A construção das estruturas mais altas do mundo trouxe um novo significado ao betão de vários pontos de vista, tais como a altura, estética e resistência. Chicago é a cidade onde foram construídos os primeiros edifícios altos com BER: o edifício Lake Point Tower com resistência à compressão de 53 MPa em 1965, e em 1970 a Water Tower Place o edifício mais alto na época ilustrados na Figura 2. No entanto, é importante referir que estes betões, além dos edifícios altos, são também utilizados em pontes, elementos pré-esforçados, pré-fabricados, entre outros.



**Figura 2. Lake Point Tower (à esquerda) e Water Place (à direita) (Azevedo, 2002)**

A utilização dos SP além de aumentar a trabalhabilidade do betão e reduzir a relação  $A/L$ , permitiu evidenciar melhorias significativas de outras características, nomeadamente, o aumento do módulo de elasticidade, aumento da fluidez, aumento da resistência à flexão, à tração, entre outras. A título de exemplo, temos a construção da ponte da Arrábida (ver Figura 3), projetada pelo engenheiro Edgar Cardoso. Trata-se de uma ponte arqueada, portadora de um vão de 210 m. A sua construção iniciou-se em Maio do ano de 1957 e terminou em Junho de 1963.



**Figura 3. Ponte da Arrábida, Porto (Azevedo, 2002)**

Foi exigido um betão que para aquela altura poderia ter sido considerado de alta resistência e de difícil fabrico. O valor recomendado da resistência à compressão atingia os 40 MPa, segundo Sampaio (1962), citado por Azevedo (2002, p.18), tendo-se atingido resistências médias até 58 MPa, de acordo com Coutinho (1962), mencionado por Azevedo (2002, p.18).

Atualmente, a produção de um betão com resistência à compressão de 40 MPa, não levanta quaisquer dificuldades, sendo considerado um betão de resistência normal na construção de pontes e viadutos (Azevedo, 2002). Até mesmo em edifícios, começa a ser corrente a utilização de betões com estas características. Segundo Azevedo (2002, p.3), “constatou-se que estes betões apresentavam potencialidades mais abrangentes, tornando a designação elevada resistência demasiado restritiva e inadequada”. Certamente que o tipo de betão a utilizar em elementos estruturais não será definido apenas pela sua resistência à compressão. Nas mesmas alturas em que surgiram os BER, deu-se seguimento à origem dos betões de ultraelevada resistência (BUER). Este betão foi conseguido a partir da adição de sílica de fumo (SF) na composição de fabrico dos BER. A adição deste componente fez com que os BER aumentassem a sua resistência até aos 150 MPa. Contudo, os BUER, quando atingem a capacidade de carga última à tração ou à compressão, continuam a apresentar fragilidade no seu comportamento. Além disso, à medida que a resistência à compressão aumenta, a ductilidade diminui. O DUCTAL é um betão que previne este efeito, devido à presença de fibras metálicas na sua composição. Devido a proporcionar uma maior ductilidade e melhoria no controlo à fendilhação. Estes betões que contêm fibras metálicas na sua constituição são conhecidos por betões de ultraelevada resistência reforçados com fibras de aço (BUERRFA ou mais simplificada BRFA) (Moniz, 2011).

Alguns BRFA, como o DUCTAL podem ser considerados também BPR (betões pós-reativos). São constituídos normalmente por CP, areia fina, pó de sílica, sílica de fumo (SF), SP, água e fibras metálicas de alta resistência. Estes betões são considerados altamente reativos, consistem unicamente na mistura ou adição de agregados finos e na aplicação de pressão de confinamento ao betão antes e durante a moldagem (Moniz, 2011). São utilizados na maioria das vezes em elementos pré-fabricados, sobretudo em vigas.

Azevedo (2002, p.5) refere que “nos últimos anos, a quantidade de BED utilizado na construção, tem vindo a aumentar e tem sido alargado o seu âmbito de aplicação”. Visto que, para o mesmo autor Azevedo (2002), temos “...a necessidade de aplicação de BED nos EUA, indicando que cerca de 12.5% das pontes existentes se apresentam estruturalmente deficientes. Cerca de 43500 pontes necessitam de manutenção acrescida, reabilitação substancial ou mesmo substituição.”

O Betão Autocompactável (BAC) foi desenvolvido no Japão como solução para a falta de mão-de-obra especializada e para aumentar a durabilidade, visto que, nessa época, a construção havia sofrido um decréscimo em termos de qualidade.

O BAC é um betão com fluidez elevada e resistente à segregação, cujas características fazem com que o peso próprio do betão seja capaz de fazer preencher todos os espaços existentes dentro da cofragem por meio da ação da gravidade, sem ter que recorrer a meios externos para a compactação (Pimenta, 2007). O primeiro exemplo de aplicação do BAC foi um edifício construído no Japão no ano 1990. Ao nível de comportamento mecânico, este edifício exibiu um comportamento satisfatório. Inicialmente este betão foi assinalado como “Betão de Elevado Desempenho” sensivelmente ao mesmo tempo que o “Betão de Elevado Desempenho” foi distinguido do “Betão de Elevada Resistência” pelo Professor Aitcin e seus colaboradores, segundo Okamura et al., (2003). Desde então, este betão passou a ser designado por “Betão Autocompactável de Elevado Desempenho”. Pelo facto de estes betões autocompactáveis serem de elevado desempenho, passaram a chamar-se apenas de “Betão Autocompactável”.

Em Yokohama, no Japão, a torre Landmark (mostrada na Figura 4) é um edifício de betão autocompactável e tem 296 m de altura consoante Sharendahl *et.al*, (2000), referenciado por (Pimenta, 2007, p. 4).



Figura 4. "Landmark tower", Japão (Pimenta, 2007)

### 2.3. Regulamentação aplicável

O regulamento publicado a 20 de Maio de 1967, decretado pela lei N.º 47 723, foi o primeiro regulamento referente ao betão a ser editado em Portugal. Cerca de quatro anos depois, surge o “Regulamento de Betões de Ligantes Hidráulicos” (Dec. N.º 404/71, de 23/9), publicado no ano de 1971. No entanto, no ato de compatibilizar a informação no domínio das estruturas em betão armado e pré-esforçado, o regulamento implementado em 1967 pela lei N.º 47 723 foi alterado pelo quadro da atividade de atualização da regulamentação técnica de construção.

Neste contexto, o regulamento passou a ser decretado pela N.º 349-C/83, 30/7 e designado por “Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado” (REBAP).

Ao REBAP é acrescentado o Regulamento de Segurança e Ações de Edifícios e Pontes (RSA) (Dec. N.º 235/83, de 31/5).

Em 1987 a uniformização das regras de dimensionamento e técnicas de construção já existia em todo o espaço europeu, por um conjunto de documentos criados pela Comissão das Comunidades Europeias (CCE), sendo mais tarde transferidos para o Comité Europeu de Normalização (CEN), que se mantém como a instituição responsável pelos Eurocódigos Estruturais.

A normalização dos betões em Portugal rege-se através do Instituto Português da Qualidade (IPQ), de acordo com a atividade crescente do Comité Europeu de Normalização (CEN), pela Comissão Europeia (CE) e através das normas europeias efetuadas sob o mandato da CE ao CEN, publicadas em 1990 pela Diretiva dos Produtos da Construção (DPC).

Atualmente, o Eurocódigo 2 é o regulamento decretado pelo Dec. -Lei nº 301/2007 de 23 de agosto, referente aos betões de ligantes hidráulicos e da realização de estruturas de betão armado.

A norma NP EN 206-1 do DL 301-2007 agrupa várias normas, nomeadamente, a norma EN 197 Cimento, EN 450 Cinzas Volantes, EN 132 62 Sílica de Fumo, EN 12878 Pigmentos, EN 934-2 Adjuvantes, EN 12620 Agregados, EN 13055-1 Agregados Leves e por fim, a EN 1008 Água de amassadura. Os ensaios de betão realizados em laboratório estão associados às normas EN 12350 para o betão fresco, e a EN 12360 o betão endurecido. Os ensaios *in situ* encontram-se na norma EN 12504 juntamente com a EN 13791 que trata a avaliação da resistência do betão nas estruturas.

A NP EN 206-1 considera a classe de resistência do betão até C100/115, reconhece para uma classe superior a C45/55 tratar-se de um betão de elevada resistência e apresenta ainda classes de resistência referentes ao betão leve até ao LC80/88, para massas volúmicas entre 800 kg/m<sup>3</sup> e os 2000 kg/m<sup>3</sup>.

## 2.4. Betão Leve

### 2.4.1. Soluções correntes

O betão leve, além de ser considerado um bom material de isolamento térmico e acústico, pode também ser considerado um material estrutural. As suas principais características tornam-no num material especialmente apropriado para uma utilização que vai desde grandes edifícios até às pequenas moradias, viadutos e estradas.

#### ✓ Pontes

Como material estrutural a construção de pontes é uma das grandes áreas onde se utiliza o betão leve. Como exemplo pode-se referir o caso da ponte 25 de Abril (Figura 5), a qual foi alvo de um alargamento para a instalação da linha férrea cujo betão aplicado foi um betão leve de elevada resistência que aos 28 dias já era superior a 50 MPa (Silva B. M., 2007).



Figura 5. Tabuleiro da Ponte 25 de Abril (Sotavento, 2011)

#### ✓ Edifícios

Nos dias de hoje é usual a aplicação deste material em edifícios, quer seja a nível estrutural ou não. A nível estrutural, o betão leve tem vindo a ter êxito na construção das lajes de edifícios altos.



Figura 6. Austrália Square Tower (Cruz, 2007)

O betão leve não estrutural, nomeadamente, o betão celular, o betão EPS (Expanded PolyStyren) ou de Poliestireno Expandido e o betão leve sem finos são utilizados em enchimentos, drenagens, regularização de pavimentos, paredes estruturais, e impermeabilizações em coberturas de terraço (camada de forma), de modo a conferir o declive da cobertura e permitir o assentamento de impermeabilização/isolamento e drenagens.

#### ✓ **Pré-fabricados**

O Betão Leve tem uma aplicação vasta, sobretudo em elementos pré-fabricados. Usualmente é aplicado na construção de painéis, lajes alveoladas, coberturas, bancadas e degraus de estádios, construção de vigas (retangulares, em I e em caixão). Apesar das dificuldades de análise devidas à exaustão dos recursos naturais e questões ecológicas, o agregado leve mais utilizado no nosso país tem vindo a ser a argila expandida.

Os pré-fabricados de argila expandida dividem-se em duas categorias, a pré-fabricação ligeira e a pré-fabricação pesada. A pré-fabricação ligeira possui uma série de produtos que se adequam a diferentes áreas de projeto. No caso da pré-fabricação pesada, os produtos são mais reservados a obras de arte correntes e especiais e obras de construção civil do tipo industrial (Resende, 2012). Dentro da pré-fabricação ligeira, destacam-se os blocos, normalmente apresentados em formatos e dimensões padronizados, que são produzidos por uma ampla variedade de composições por máquinas vibratórias e prensadas. Proporcionam um processo construtivo limpo, de execução rápida, eficiente e económico. A título de exemplo, a alvenaria estrutural é um sistema construtivo que resulta da aplicação de blocos interligados por uma argamassa.

No que diz respeito a um edifício em alvenaria, cujas paredes são “portantes”, as respetivas alvenarias classificam-se como alvenaria estrutural moderna existindo nesta secção quatro grandes grupos: alvenaria simples, alvenaria armada, alvenaria confinada, e alvenaria pré-esforçada.

A Figura 7 exemplifica uma construção em alvenaria simples moderna, composta por blocos de Betão Leve.



**Figura 7. Unidades de blocos em betão leve (Lourenço, 2007)**

A aplicação deste sistema construtivo em edifícios é vista pela comunidade técnica dos engenheiros projetistas um sistema com pouca capacidade, daí a ser uma tecnologia muito pouco utilizada em Portugal sob o ponto de vista estrutural e portanto de uso muito limitado, de aplicação a edifícios de pequeno porte (Pereira, 2012).

A aplicação do betão celular autoclavado em paredes exteriores e interiores, possibilita uma menor transmissão de carga às lajes, vigas e pilares proporcionando qualidade e conforto à estrutura.

Em Portugal, o fabrico do betão celular autoclavado teve pouco sucesso devido a sucessivos erros de aplicação (Dias, 2008). A Ytong é a marca comercial que fornece o betão celular autoclavado no nosso país. Atualmente é considerada a maior marca do mundo a nível de fabrico de blocos em betão celular (Dias, 2008).

Na Figura 8 encontra-se representado um tipo de construção, cujas paredes são em alvenaria, mais propriamente com blocos de betão celular autoclavado.



Figura 8. Construção de blocos com betão celular autoclavado (Ferreira et al.)

### 2.4.2. Vantagens e desvantagens económicas e técnicas do uso de betões leves

Cruz (2007) enumera as principais vantagens e desvantagens dos betões leves:

#### Vantagens

- Redução do peso próprio da estrutura, o que implica tensões reduzidas no solo;
- Rapidez de execução;
- Possibilidade de redução dos custos e facilidade de transporte;
- Redução do impacto a nível ambiental;
- Melhor isolamento térmico, acústico e de resistência ao fogo;
- Redução da zona de contacto entre o agregado e a matriz de cimento.

#### Desvantagens

- Teor elevado de cimento;
- Teor elevado de água;
- Redução do módulo de elasticidade;
- Aumento da fluência;
- Maior segregação.

Saliente-se que, a nível económico, os gastos suplementares associados ao custo superior do material podem ser compensados pela redução do peso próprio da estrutura e pela sua baixa condutibilidade térmica. (Silva B. M., 2007).

### 2.4.3. Composição do betão

O tipo de cimento é extremamente importante, pois este condiciona as resistências mecânicas, o módulo de elasticidade, a permeabilidade a agentes corrosivos e mecanismos de propagação de fissuras internas do betão. Porém, é importante referir que o consumo de cimento é condicionado pelo tipo de agregado.

Existem dois tipos de betão leve de argila expandida: o betão leve estrutural e o betão leve não estrutural. Em Portugal só são utilizadas como solução estrutural as argilas expandidas de nome comercial LECA (Light Expanded Clay Aggregate), cujas classes de resistência são ainda limitadas (Silva B. M., 2007).

O facto das empresas de betão pronto estarem pouco habilitadas relativamente à capacidade de caracterização, controlo para os agregados leves, e todo o conhecimento relacionado com o transporte e colocação em obra que a experiência ditou para os agregados de massa volúmica corrente torna o nosso país com capacidade reduzida de implementação do betão leve (Silva B. M., 2007).

Os agregados leves apresentam uma massa volúmica inferior aos 2000 Kg/m<sup>3</sup>, podem ser de origem natural (pedra-pomes ou escórias vulcânicas), ou artificial (argilas expandidas, xistos expandidos ou escórias expandidas).

O processo de fabrico condiciona a forma e o aspeto exterior dos grãos. Os agregados obtidos pelo processo de sinterização apresentam uma forma angular, e os agregados que são obtidos através do processo de forno rotativo apresentam grãos de formato redondo aproximadamente esférico, como por exemplo a LECA. Estas características proporcionam uma maior trabalhabilidade ao betão (ideal para betões de agregados leves de elevado desempenho). Em termos de resistência do betão, a forma dos grãos não tem grande importância, uma vez que a rotura se dá pelos grãos antes da rotura da aderência entre a matriz e o agregado ter sido atingida (Silva B. M., 2007). Quanto ao aspeto exterior, os agregados podem apresentar desde superfícies rugosas e elevada porosidade, a superfícies lisas e mais compactas. Em termos comparativos, o grau de porosidade existente nos grãos angulares condiciona mais a utilização de água, neste caso em maior quantidade, do que em grãos com forma mais arredondada. Porém, os grãos mais redondos proporcionam um maior risco de segregação. Os agregados presentes neste betão apresentam granulometria variada de grande influência nas suas propriedades e interação com outras partículas destes materiais. Geralmente, a aplicação de partículas com dimensões mais reduzidas possibilita uma maior resistência mecânica, rigidez, aumento da massa volúmica e maior condutibilidade térmica (Silva B. M., 2007).

O consumo de água está fortemente condicionado pelas características dos agregados. A porosidade e a forma angular dos agregados implicam um consumo elevado na sua absorção. A baixa permeabilidade dos agregados de superfície lisa e forma regular deve-se ao facto de estes possuírem no seu interior um núcleo formado por uma massa esponjosa microcelular, envolvido por uma casca cerâmica vitrificada, que confere ao agregado uma porosidade fechada e que diminui significativamente a absorção de água (Cruz, 2007).

O consumo de cimento é maior dada a porosidade do agregado, faz com que a pasta de cimento penetre no seu interior, e, conseqüentemente, o peso volúmico do betão (cerca de 30 Kg a 100 Kg/m<sup>3</sup>) (Cruz, 2007).

Quanto aos adjuvantes, o betão leve admite o seu uso para casos em que a mistura seja pobre em ligantes e cuja textura se apresente pouco trabalhável (Cruz, 2007).

Ao nível da segregação, o betão leve requer um cuidado acrescido, devido ao peso volúmico dos agregados do betão ser reduzido. Contudo, a aplicação da sílica ativa, ajuda na aglomeração da mistura dos componentes que compõem a pasta, e diminui o efeito da segregação.

#### **2.4.4. Elementos estruturais**

Para uma melhor interpretação do betão e das suas componentes, fez-se um enquadramento geral sobre o comportamento estrutural dos diferentes elementos estruturais (lajes, vigas e pilares) sob o efeito de tais propriedades.

##### **✓ Lajes**

A aplicação de Betão Leve em lajes dos edifícios altos ou baixos permite reduzir as cargas permanentes de modo a tornar a estrutura mais leve e conseqüentemente obter uma redução na área dos pilares, induzindo assim um ganho em termos de custos. A única diferença entre as duas tipologias de edifícios referidas está no impacto que essa redução tem no edifício, dado o facto da quantidade de betão utilizada nos pilares em edifícios altos ser superior em relação aos edifícios correntes. Como exemplo concreto, temos as lajes mistas do edifício Torre de Picasso, em Espanha composto por 45 pisos no qual foi possível obter lajes com espessuras de 0.11 m, o que permitiu uma redução total do edifício em 5000 toneladas (Cruz, 2007). Nelas foram utilizados cerca de 10 000 m<sup>3</sup> de betão leve de classe de consistência S4, classe de densidade D2.0, e classe de resistência LC20/22.

Esta solução adotada para as lajes permitiu poupar quantidades significativas referentes ao volume de betão e, conseqüentemente, viabilizar uma economia notável ao nível dos pilares e fundações (Silva B. M., 2007). No mesmo contexto, Silva (2007,p.5.19) exemplifica dois tipos de soluções, nomeadamente em betão leve e em betão normal num painel de laje com (6 x 6) m<sup>2</sup>, cuja espessura é de 0.25 m, tal como apresentado na Tabela 1.

**Tabela 1. Quantidades para um edifício, betão leve e betão normal (Silva, 2007)**

Elemento estrutural	Betão C20/25 (m <sup>3</sup> )	Armaduras (kg)	Betão LC20/25 (m <sup>3</sup> )	Armaduras (kg)
<b>Lajes</b>	579.09	45.497	579.09	43.617
			(-0.0%)	(-4.13%)

### ✓ Vigas e Pilares

Embora não seja usual a aplicação do betão leve em elementos verticais, o mesmo autor de acordo com a Tabela 2 refere também a sua aplicação nesses elementos estruturais e em vigas.

**Tabela 2. Quantidades de betão leve e betão normal para um edifício (Silva, 2007)**

Elementos estruturais	Betão C20/25 (m <sup>3</sup> )	Armaduras (kg)	Betão LC20/25 (m <sup>3</sup> )	Armaduras (kg)
<b>Vigas</b>	113.52	8.907	96.14	7.114
			(-15.31%)	(-20.13%)
<b>Pilares</b>	67.14	16.697	63.28	12.946

### 2.4.5. Classificação do betão

Os betões leves desenvolvem-se consoante o tipo de agregado leve disponível em cada país. Por exemplo, nos Estados Unidos é comum o uso do xisto expandido (Stalite). Na Holanda e no Reino Unido os agregados leves provêm de cinzas volantes (Lytag e Aardelite). Na Noruega e na Alemanha os betões leves são fabricados com uma significativa variedade de resistências cujos agregados leves são à base de argila expandida (Silva B. M., 2007). Portugal utiliza como betão leve não estrutural o betão celular (cal, cimento, areia fina e pó de alumínio) o betão EPS (areia, cimento e EPS) e o betão leve sem finos (seixo, brita ou argila expandida). A nível estrutural usa o betão celular autoclavado e o betão leve com argila expandida. O betão celular e o betão celular autoclavado diferenciam-se pelo processo de cura, ou seja, a cura do betão celular autoclavado dá-se a altas temperaturas por meio de fornos rotativos, mais conhecidos por autoclaves.

A designação “betão leve” reconhece betões de estrutura porosa, usualmente à base de ligantes hidráulicos, agregados finos, agregados grossos e eventuais adições.

Os agregados leves podem ser de origem orgânica ou de origem inorgânica nomeadamente:

**Tabela 3. Classificação dos agregados leves conforme a sua origem (Lobo, 2011)**

<b>Agregados Leves</b>				
Orgânicos	Casca de arroz, partículas de madeira, esferovite, entre outras.			
Inorgânicos	Naturais	Pedra- pomes e escórias		
	Artificiais	Origem natural	Argila expandida Xisto expandido Vermiculite Perlite	
		Produtos industriais	Vidro	
		Resíduos industriais	Cinzas volantes Escórias de alto-forno	

A NP-EN 206-1 2007 define a massa volúmica de um betão leve como sendo inferior a 2 ton/m<sup>3</sup>. A aptidão para controlar as particularidades dos agregados desencadeou a produção de betões com maiores resistências, conforme a Tabela 4.

**Tabela 4. Classes de resistência do betão leve segundo a NP EN 206-1 2007**

<b>Classe</b>	<b>f<sub>ck</sub>(cilindros) MPa</b>	<b>f<sub>ck</sub>(cubos) MPa</b>
LC8/10	8	10
LC12/13	12	13
LC16/18	16	18
LC20/22	20	22
LC25/28	25	28
LC30/33	30	33
LC35/38	35	38
LC40/44	40	44
LC45/50	45	50
LC50/55	50	55
LC55/60	55	60
LC60/66	60	66
LC70/77	70	77
LC80/88	80	88

#### 2.4.6. Aplicações práticas

Como já foi observado anteriormente, existem diferentes tipos de soluções em betão leve, tais como as apresentadas na Figura 9:



**Figura 9. Construção do navio (à esquerda) e um dos maiores navios de guerra (à direita)  
(Gonçalves, 2010)**

De acordo com as referências bibliográficas Cruz (2007), B.Silva, J.Coutinho, S.Neves (2004) e Pinheiro (2009), concluiu-se que o betão leve apresenta um excelente comportamento estrutural em ambientes agressivos. Como referência, é importante mencionar as plataformas petrolíferas na zona do Ártico e as petrolíferas marítimas flutuantes (ver Figura 10) produzidas em doca seca, cujo transporte para a zona de implantação se torna favorecido devido à redução de peso (Cruz, 2007).



**Figura 10. Plataforma petrolífera BP Harding field (Mar do Norte) (Prieto, 2013)**

Em países como a Alemanha, a Holanda e a Noruega, o betão leve tem sido alvo de aplicação em pontes de grandes dimensões, sejam elas suspensas, atirantadas, ou por avanços. A título de exemplo, temos a ponte de Nordhordlan (ver Figura 11), que resulta de duas combinações: uma parte suspensa com 1246 m de comprimento e outra atirantada com 395 m de extensão. Esta última foi construída utilizando um betão leve LECA de classe LC55/60 e 1881 kg/m<sup>3</sup> de massa volúmica.



**Figura 11. Ponte Nordhordlan (JKB, 2007)**

Os dez pilares que suportam esta ponte estão em contacto com a água e são constituídos por um betão leve da mesma resistência do betão utilizado na zona atirantada da ponte.

Os betões leves em edifícios altos, além de reduzirem o peso próprio da estrutura, tornam-nos mais resistentes ao fogo e portadores de um bom isolamento térmico (Silva B. M., 2007). Segue-se, como exemplo, as torres gémeas de Marina City exibidas na Figura 12.



**Figura 12. Marina City Towers (Alan, 2012)**

As torres foram concluídas em dezembro do ano de 1962, e eram consideradas os edifícios mais altos do mundo naquela época. O edifício é constituído por duas torres de forma aproximadamente cilíndrica, com 64 pisos e 180 m de altura. Foram utilizados 19 000 m<sup>3</sup> de LC25/28 com lajes de espessura de, aproximadamente, 13 cm e vãos desde os 2.44 m aos 6.5 m (Silva B. M., 2007).

A Fachada do Dusseldorf Kai-Center é outro caso exemplar. Situa-se sobre um porto de desembarque do rio Rhine e é constituído por sete pisos (dois pisos enterrados, e cinco acima do solo) (ver Figura 13).



**Figura 13. Edifício Kai-Center (Cruz, 2007)**

A fachada curvilínea tem um raio de 45 m e encontra-se suspensa no alçado sul, apresentando uma espessura de 38 cm, largura de 52 m e uma altura de 16.65 m.

Para a construção desta fachada utilizou-se um betão de agregados leves do tipo LC 35/45. Para a mistura foram utilizados 10% do peso do cimento (CEM I – 52.5) em SF e SP. A escolha deste betão fez com que o peso das cargas verticais se reduzisse em cerca de 40% do peso próprio quando comparado com a solução alternativa em betão corrente.

Em Portugal, a membrana que edifica a cobertura do pavilhão de Portugal, idealizada pelo arquiteto Siza Vieira e concebida estruturalmente pelo engenheiro Segadães Tavares, é um exemplo de aplicação de betão leve com argila expandida (LECA).

O betão utilizado apresenta uma massa volúmica de  $1850 \text{ kg/m}^3$  e resistência característica aos 28 dias de 25 MPa. O agregado leve foi uma Leca 2/4 com baridade  $0.50 \text{ g/cm}^3$  e massa volúmica do grão  $0.90 \text{ g/cm}^3$ . Com a aplicação do betão leve o peso da pala sofreu uma redução de 4300 kN. Esta redução deve-se à diminuição das cargas permanentes que de certo modo aliviam a intensidade da atuação de componentes horizontais junto à zona dos apoios (Silva B. M., 2007).

A pala encontra-se suspensa por cabos de pré-esforço, sendo materializada por uma laje com 20 cm de espessura e 65 m de vão (ver Figura 14).



Figura 14. Pala da cobertura do Pavilhão de Portugal (Ribeiro, 2013)

A cobertura do estádio New Castle (ver Figura 15), localizado na Inglaterra, é um exemplo de pré-fabricação. Foi construída com recurso a vigas pré-fabricadas na cobertura com um vão de 31.5 m. Sem vigas nas extremidades, o comprimento é de 23.5 m, o betão é um LC 70/77, a estrutura apresenta uma redução de 22%, cuja massa volúmica é de  $1950 \text{ kg/m}^3$  (Silva B. M., 2007).



Figura 15. Estádio de New Castle (Silva, 2007)

## 2.5. Betões de elevada resistência

### 2.5.1. Soluções correntes

Com a utilização dos BER em edifícios torna-se possível obter elementos estruturais com secções mais reduzidas, menores pesos e volumes, fazendo com que a estrutura possa apresentar maior capacidade de resistência e maior durabilidade. A sua aplicação nos pilares de edifícios altos é bem sucedida, visto tratar-se de uma construção em altura.

A área necessária para resistir às solicitações será inferior pelo facto de os BER possuírem uma maior tensão de resistência, por outro lado, como a área dos pilares é menor, o peso a atuar nos pilares inferiores será também menor, permitindo reduzir ainda mais as suas secções.

O uso de um BER numa laje comprimida por tirantes (ponte atirantada) faz reduzir a sua espessura, tornando, assim, o tabuleiro mais leve. A título de exemplo temos o caso das pontes localizadas nos Estados Unidos da América: East Huntington Bridge em Huntington e Alex Fraser Bridge no rio Annacis. Uma outra solução é o caso da ponte situada em Barcelona nas Passarelas de Mountijüic, em que a adoção de uma secção em T invertido levou à utilização de um BER para absorver as compressões no banzo superior a meio vão.

### 2.5.2. Vantagens e desvantagens da sua utilização

Teixeira e Cruz (2007), descrevem as principais vantagens e desvantagens da utilização dos BER como solução:

#### Vantagens

- **Redução da deformada**, devido ao aumento do módulo de elasticidade;
- **Fluência reduzida**, que é um efeito diferido que varia consoante uma série de parâmetros, tais como, a baixa relação água/ cimento, a elevada resistência do betão que indiretamente faz com que o betão adquira um módulo de elasticidade maior, proporcionando assim uma deformação mais reduzida na estrutura;
- **Redução do peso próprio, permitindo o aumento dos vãos e altura dos edifícios e pontes**, a utilização dos BER implica a redução das dimensões das áreas dos elementos estruturais o que torna necessariamente a estrutura mais leve e, por sua vez, mais económica, possibilitando a existência de vãos maiores no caso das pontes, e o aumento do número de pisos em relação aos edifícios;
- **Rapidez de execução**, o intervalo entre betonagens e cofragem é reduzido, pela razão de o betão adquirir resistência elevada logo nos primeiros dias;
- **Menor segregação e exsudação**, a compatibilidade dos SP com o cimento existente no betão, implica uma menor segregação e consecutivamente uma menor exsudação;
- **Durabilidade elevada**, devido à sua baixa porosidade;
- **A redução da área**, da secção transversal dos elementos verticais para uma dada carga, implica uma economia mais notória, principalmente em edifícios altos onde as cargas são mais significativas;

- **Vantagens ecológicas**, a necessidade da aplicação de um menor volume de betão implica um menor consumo de matéria-prima, e a elevada durabilidade que confere às estruturas garante um aumento do seu período de vida útil;
- **A relação entre o peso e o custo**, pelas razões anteriormente referidas, estes betões podem tornar-se vantajosos do ponto de vista económico.

### **Desvantagens**

Como principal desvantagem, estes betões requerem mão de obra especializada. Os processos de produção e os materiais a utilizar conferem aos BER um custo elevado. No entanto, se for considerada a relação custo/ benefício, estas desvantagens podem ser compensadas, de acordo com os benefícios anteriormente expostos.

### **2.5.3. Composição do betão**

Para a produção de BER, é de extrema importância a escolha do tipo de cimento, pois o próprio betão depende da resistência da pasta de cimento e da aderência da mesma em relação aos agregados. Para que um BER apresente a mesma trabalhabilidade de um betão corrente, a quantidade de SP e a quantidade de água a utilizar na amassadura devem ser equilibradas. O uso dos SP, além de aumentar a resistência mecânica e durabilidade, reduz o grau de porosidade e permeabilidade (o que torna o betão mais resistente aos ciclos gelo/degelo), desempenha uma maior trabalhabilidade, diminui a fluência e retração, e impede a segregação do betão.

Teixeira (2007), realça que o aumento do grau de finura do cimento afeta significativamente a eficiência dos SP, pelo que não é aconselhável o uso de cimentos com módulos de finura muito elevados na produção de BER, visto que a finura acelera o ganho de resistência inicial.

Uma relação água/ligante (A/L) inferior a 0.4 é um requisito para a obtenção de um betão com resistência e trabalhabilidade elevada, mas que só é possível na presença de um superplastificante.

Quanto à mineralogia, Azevedo (2002, p.79) aponta que os agregados de origem basáltica, diabásica e bauxítica, apresentam maiores valores de resistência à compressão e do módulo de elasticidade. Já os de origem calcária devem ser testados antes de cada aplicação. No entanto, outros estudos revelam que os agregados de origem dolomítica, siliciosa e calcária são os mais indicados para o fabrico de um BER (Neville, 1995).

Teixeira (2007, p.27), refere que os melhores agregados de fração grossa são os seixos glaciares e fluvoglaciares. Os agregados britados com superfície rugosa e forma aproximadamente cúbica, são os que mais se adaptam à ligação entre o agregado e a pasta. No entanto, o mesmo autor diz que é possível fabricar um BER com agregados correntes ou até mesmo com agregados leves, e refere como exemplo, o caso das plataformas petrolíferas e do Edifício E-Tower. A resistência do agregado torna-se uma característica condicionante quando o betão começa a ganhar resistência igual ou superior à resistência do agregado.

De modo a aumentar a compacidade, a granulometria deve ser descontínua. O ACI Committee 211 (1993) e os autores Mehta e Aïtcin (1990), referidos por (Teixeira, 2007, p. 29), tomam a granulometria entre os 9 mm e os 15 mm para aquele efeito. Porém, autores como Azevedo (2002), consideram que os agregados devem apresentar dimensões máximas situadas entre os 15 mm e os 25 mm. No entanto, quando se toma como exemplo a composição de um betão com resistência compreendida entre os 100 MPa e os 125 MPa, são necessários agregados com granulometria compreendida entre os 10 mm e os 15 mm (Teixeira, 2007).

Quanto às propriedades mecânicas, os agregados de fração grossa deverão ser de elevada resistência mecânica, pois estas propriedades têm uma contribuição bastante significativa na resistência final do betão. Já os agregados de fração fina contêm propriedades mecânicas semelhantes às indicadas para um BC. A rigidez do betão é influenciada proporcionalmente pela rigidez dos agregados. Os elementos de fração fina têm dimensões que variam entre 75  $\mu\text{m}$  e os 4.8 mm. O volume de finos a utilizar na produção de BER é menor relativamente ao volume dos agregados grossos. Já quanto à trabalhabilidade, os BER dispensam grandes quantidades de finos, pois estes betões por natureza já possuem elevadas dosagens de ligante constituídas por finos na sua maioria. No entanto, é aconselhável que o agregado assuma uma forma esférica dotada de uma superfície isenta de rugosidades por forma a solicitar uma menor quantidade de água.

Como já foi dito, o uso de SP deve ser compatível com o cimento de modo a não gerar efeitos de segregação, causar excessos de ar e provocar atrasos na presa. Estes, para além de baixarem a relação A/L, têm o objetivo de impedir a formação de flocos de cimento.

Quanto às adições (cinzas volantes, sílicas de fumo, escórias de alto-forno, entre outras), são selecionadas de acordo com as características pretendidas no betão. Com o abaixamento da relação A/L através do aumento da dosagem de SP é possível fabricar BER sem adições minerais. Mas, no entanto, o aparecimento destas adições veio facilitar a diminuição da quantidade de cimento necessária ao fabrico de BER, tornando-o, assim, um betão mais económico e eficaz.

De modo a evitar o efeito de segregação, é necessário que o betão seja vibrado de uma forma mais cuidada e sejam utilizadas cofragens mais robustas e estanques.

#### **2.5.4. Elementos estruturais**

Sendo este um material mais caro, para estas situações, em geral, não se justifica a sua utilização.

##### **✓ Lajes**

Em geral, não se justifica a aplicação de betões de elevada resistência em lajes. Estando estes elementos dimensionados adequadamente, sobretudo a esforços de flexão, a resistência à compressão do betão não influencia significativamente a resistência do elemento.

##### **✓ Vigas**

As vigas são elementos estruturais sujeitos a flexão. No entanto, um BER não altera de forma significativa a resistência da viga à flexão, tal como se referiu anteriormente para as lajes.

##### **✓ Pilares**

Os pilares são os elementos em que mais se justifica a sua aplicação, porque, como são elementos que funcionam primeiramente à compressão, a utilização de um BER permite reduzir a área das secções, dada a maior resistência à compressão desses betões.

#### **2.5.5. Classificação dos betões BER, BUER e BUERRFA**

Entende-se por Betão de Elevada Resistência todo o betão que tem a capacidade de ganhar grandes resistências em idades jovens, dando, assim, maior velocidade de execução à obra. Este aumento implica reduzir o tempo de construção, os custos da mão-de-obra, dos equipamentos alugados, entre outros. A necessidade de empregar betões com elevada resistência inicial resulta das características específicas de cada obra. Porém, toda a obra deve especificar o maior número de informações possível para a elaboração de cada composição, que por algum motivo possa exigir adjuvantes, tipos de cimento, fibras e adições. Na bibliografia consultada (Teixeira, 2007; Moniz, 2011), as sugestões quanto à classificação de um BER ou de um BED são semelhantes em alguns pontos (o mesmo tipo de adições e adjuvantes).

Contudo, (Teixeira, 2007, p. 3), refere que “os BER apresentam desempenhos superiores aos betões correntes em vários fatores, pelo que são frequentemente designados por betões de elevado desempenho (BED)”. Contudo, Azevedo (2003, p.3) salienta que, “para além da elevada resistência à compressão, passou a ser possível produzir betões com elevada trabalhabilidade, módulo de elasticidade, resistência à flexão, resistência à tração e resistência à abrasão” e isso levou “à adoção de outra designação, mais abrangente: betão de elevado desempenho (BED)”. O que do ponto de vista de durabilidade é também considerado um betão com um bom desempenho. Contudo, a colaboração das adições nos BER tornou-os com mais aptidão para o seguimento dos BUER (Betões de Ultraelevada Resistência). Os BUER são betões que consistem na adição de SF e que contribuem para o aumento da resistência à compressão, diminuindo, no entanto, na ductilidade. A resistência média à compressão dos BUER ultrapassa os 150 MPa perante a adição das fibras metálicas. Assim, na presença da adição das referidas fibras, estes betões passam a ser designados por BUERRFA (Betões de Ultraelevada Resistência Reforçados com Fibras de Aço), mais conhecido por DUCTAL.

### 2.5.6. Aplicações práticas

Em edifícios, os BER estão inicialmente relacionados à aplicação em edifícios altos, devido à capacidade de reduzirem as áreas das secções dos pilares. No entanto, com a exploração do conhecimento das suas características, os BER começam a ser utilizados para outros fins, nomeadamente, aspetos relacionados com a durabilidade e rapidez de execução.

#### ✓ Burj Khalifa

Atualmente é o edifício mais alto do mundo (ver Figura 16).



Figura 16. Burj Khalifa (à esquerda); Fundação em yy (canto superior direito); Paredes diafragmas internas e pilares circulares externos (canto inferior direito) (Tutikian et al., 2011)

O betão aplicado foi um C80/95 nos pilares até ao piso 126 com uma relação A/L a variar entre os 0.3 e os 0.32, e deste piso até ao 156º foi utilizado um C60/75 e o A/L é de 0.36. Cada laje foi betonada a cada três dias, tendo sido aplicado um C50/60 a 28 dias com um A/L de 0.38.

### ✓ Petronas Twin Towers

A construção das Torres Petronas, em Kuala Lumpur, Malásia representadas na Figura 17 são também edifícios construídos em BER.



Figura 17. Petronas Twin Towers, Kuala Lumpur, 1996 (Rosa, 2011)

Os edifícios têm 88 pisos, são formados por duas torres com 452 metros de altura com os pilares localizados junto à periferia do edifício. Até ao 23º piso, a resistência nas lajes, vigas periféricas e núcleo central atinge  $f_{ck} = 80$  MPa. A partir do piso 23 até ao piso 61, a resistência passa a ter um  $f_{ck} = 60$  MPa, e do 61º ao 84º piso o betão passa a adquirir um  $f_{ck} = 40$  MPa. Os elementos estruturais que compõem estes edifícios, assumem uma relação A/L na ordem dos 0.27 com  $260 \text{ kg/m}^3$  de cimento Portland normal acrescidos de  $260 \text{ kg/m}^3$  de cimento com 20% de cinza volante,  $30 \text{ kg/m}^3$  de sílica ativa,  $10 \text{ L/m}^3$  de aditivo SP com base em naftaleno sulfonado, e de 0.8 a  $15 \text{ L/m}^3$  de retardador de presa.

## 2.6. Betões de Elevado Desempenho

É importante referir que, em termos de pesquisa bibliográfica, o BED foi o betão com menos informação encontrada.

Os BED usam esta designação para melhor definir a sua qualidade, nomeadamente, aspetos relacionados com a conservação da estrutura durante o seu período de vida útil, de funcionalidade e estéticos previstos no projeto.

### **2.6.1. Soluções correntes**

Teixeira, S., (2007, p.3) comenta que "...os BER apresentam desempenhos superiores aos betões correntes em vários fatores, pelo que são frequentemente designados por betões de elevado desempenho (BED) ”.

Atualmente, a durabilidade é um factor que mais preocupa os engenheiros civis em como garantir a utilização das estruturas durante o seu período de vida útil, sem ter que recorrer a reabilitações significativas.

A aplicação de um BED em elementos estruturais tem vindo a ser solução perante este problema. No entanto, o custo é o principal fator na limitação da sua aplicação em obras de construção quando comparados ao custo dos betões correntes.

### **2.6.2. Vantagens e desvantagens da sua utilização**

Azevedo (2002) enumera as principais vantagens e desvantagens deste tipo de betão:

#### **Vantagens:**

- Maior trabalhabilidade e durabilidade do betão;
- Acabamento superficial esteticamente melhorado, devido à contribuição das adições e que participam na redução da exsudação e da segregação;
- Maior resistência ao ataque de sulfatos e cloretos;
- Pelo menor custo das cinzas em confrontação com o custo do cimento ou outras adições minerais (sílicas de fumo) evidencia-se um aumento da economia;

#### **Desvantagens:**

- Problemas com a cura do betão quando sujeito a temperaturas mais baixas, e como a resistência mecânica necessita de mais tempo a desenvolver-se faz com que o betão necessite de um maior tempo de cura;
- O aumento do tempo de presa;

- Aumento do tempo de descofragem e um custo adicional da obra, devido ao desenvolvimento das resistências inicialmente ser mais lento;
- Um armazenamento e manuseio adequado requer a solicitação de dispositivos suplementares;
- O betão, quando colocado em zonas frias, está sujeito a problemas de cura, apesar da redução do calor de hidratação ser benéfica em locais mais quentes.
- desenvolvimento das resistências inicialmente ser mais lento;

### 2.6.3. Composição do Betão

A composição química, a finura e a uniformidade são os parâmetros que mais influenciam a escolha de um cimento na produção de um BED (Azevedo, 2002).

Para uma trabalhabilidade adequada, um BED admite o uso de SP. Azevedo (2002,p.30) salienta que “no fabrico de BED, não contemplando ensaios onde seja possível aferir as propriedades do cimento para relações A/L que podem atingir valores de cerca de 0.2, não ressalva adequadamente algumas características fundamentais, como o comportamento reológico e a compatibilidade com os superplastificantes. Nestes betões a trabalhabilidade é regida, essencialmente, pela ação do superplastificante”.

A granulometria do agregado influencia significativamente a trabalhabilidade do betão. Neste caso, os agregados devem apresentar granulometria variada, forma arredondada e textura lisa. O facto de a granulometria ser variada faz com que os BED necessitem de uma vibração cuidada, com recurso a cofragens mais robustas e protetoras de modo a que o efeito da segregação seja evitado.

Para Aïtcin (1998), um BED pode ser produzido utilizando apenas o cimento como material ligante. No entanto, uma substituição parcial de cimento por uma ou pela combinação de duas ou três adições minerais com propriedades cimentíceas, quando disponíveis a preços competitivos, pode ser vantajosa, não só sob o ponto de vista económico, mas também, sob o ponto de vista reológico e, em algumas situações, sob o ponto de vista da resistência.

Para Reis (2009) e Azevedo (2002), as adições utilizadas nos BED podem ser adições do tipo I (fíler calcário) e tipo II (cinzas volantes, SF, metacaulino, pozolanas naturais, as escórias granuladas de alto-forno moídas e cinzas de casca de arroz) e são elementos que contribuem favoravelmente para a obtenção de um betão mais resistente e durável.

#### **2.6.4. Elementos estruturais**

Fazendo a distinção entre o estudo dos materiais BED e BER, verifica-se que as conclusões válidas apresentadas para os BER em termos de elevada resistência à compressão são também válidas para os BED.

Do ponto de vista da durabilidade, as vantagens da aplicação de um BED não dependem do tipo de elemento estrutural mas sim da exposição ambiental em que este se encontra, pelo motivo de que a resistência não é característica necessária num BED.

#### **2.6.5. Classificação dos BED**

Entende-se por desempenho a capacidade do betão concretizar as exigências que lhe são solicitadas em projeto. Para se obter um elevado desempenho é necessário considerar dois aspetos: um a nível do projeto e outro a nível de processos de execução, inspeção e manutenção da obra (Ferreira R. M., 2000).

Os BED, além de serem considerados betões com durabilidade e boas características mecânicas, são capazes de produzir efeitos estéticos aptos a uma aplicação estrutural, de revestimento, acabamento durável e baixos custos de manutenção (Rilem, 2003). No entanto, só com o aumento da qualidade dos materiais não é possível concretizar o que é exigido no projeto. Além dos cuidados a ter na execução, cura e composição do betão, é importante não nos esquecermos do local onde se encontra exposta a estrutura, pois o betão altera-se, isto é, com o passar do tempo, este envelhece. Uma mão-de-obra desqualificada, uma composição inconveniente e uma cura pouco satisfatória são razões mais que suficientes para que seja obtida uma fraca durabilidade.

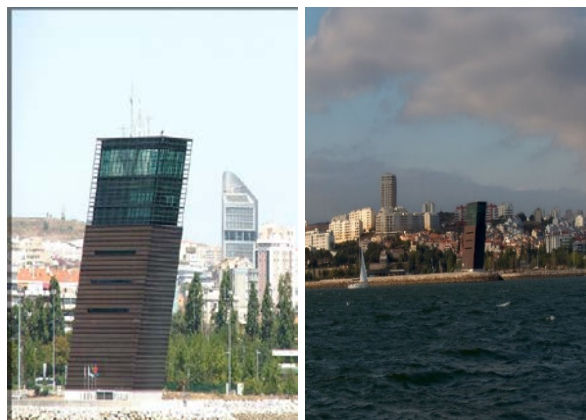
#### **2.6.6. Aplicações práticas**

O uso do betão de elevado desempenho com incorporação de cinzas volantes é recente em Portugal. O Estádio Alvalade XXI e o metro do Porto, apresentados na Figura 18, são exemplos da sua aplicação (Reis, 2009).



**Figura 18. Estádio Alvalade XXI (Sporting, 2006) (à esquerda) e Metro do Porto (Efacec)(à direita)**

O edifício do porto de Lisboa, mais conhecido por “Centro de Coordenação e Controlo de Tráfego Marítimo e Segurança” (ver Figura 19), é também um exemplo de aplicação de um BED com cinzas volantes. Para conceber um período de vida útil de 50 anos, este betão, além das cinzas volantes, contém cerca de  $440 \text{ kg/m}^3$  de cimento, uma relação água ligante A/L na ordem dos 0.35 e  $40 \text{ kg/m}^3$  em SP (Teixeira, 2007).



**Figura 19. Edifício do Porto de Lisboa (Teixeira, 2007)**

A Ponte Vasco da Gama ilustrada pela Figura 20 é a primeira ponte em Portugal em que foi utilizado um BED. Além das cinzas, a relação A/L varia entre os 0.31 e os 0.34. Esta estrutura, mesmo exposta a ambientes agressivos, tem um período de vida que pode atingir os 120 anos (Teixeira, 2007).



Figura 20. Ponte Vasco da Gama 1998 (Teixeira, 2007)

## 2.7. Betão Autocompactável

A construção de estruturas mais duradouras depende do seu processo construtivo, nomeadamente de uma adequada compactação que deve ser efetuada através de uma mão-de-obra especializada. É neste contexto que surge a aplicação do betão autocompactável em elementos estruturais, com o objetivo de garantir uma maior homogeneidade do betão e uma melhoria na durabilidade das estruturas, sem depender tão fortemente da qualidade dos trabalhos de compactação feitos em obra.

Em casos de grandes densidades de armadura, esta solução apresenta também um produto final de melhor qualidade.

### 2.7.1. Soluções correntes

O betão autocompactável é mais utilizado em:

- Construção de elementos verticais (paredes estruturais e pilares);
- Reabilitação em zonas com elevadas taxas de armadura e secções de difícil acesso;
- Em elementos de betão à vista, para uma melhor qualidade do acabamento superficial;
- Construção de elementos reforçados com fibras de aço (fundação, muros e lajes);
- Pontes (arcos, vigas, torres, juntas e ancoragens);
- Barragens, túneis e tanques.

### 2.7.2. Vantagens e desvantagens

Pimenta (2007), aponta como vantagens e desvantagens para este betão:

#### Vantagens

- **Redução da mão-de-obra**, não sendo necessária a compactação do betão, os custos de trabalho reduzem-se;
- **Redução do período de execução**, uma vez que não é necessário efetuar a vibração, a betonagem realiza-se de uma forma contínua;
- **Melhoramento das condições ambientais e de trabalho**, também conhecido por “betão silencioso”; dada a inexistência do processo de vibração a qualidade de trabalho melhora;
- **Conceção estrutural mais flexível**, é possível adotar um sistema de construção com menos limitações relativamente à cofragem e armaduras;
- **Maior durabilidade**, devido ao aumento da homogeneidade do betão.

#### Desvantagens:

- **Maior sensibilidade à fluência e à retração**, devido à grande quantidades de ligante;
- **Maior calor de hidratação**, devido ao grande número de finos na sua composição;
- **Maior controlo na produção**, a autocompactibilidade depende dos materiais que formam o betão;
- **Custo elevado**, a porção mais significativa no custo total do betão é a elevada quantidade de finos devido a serem os elementos mais caros.
- **Cofragens estanques**, relativamente à limpeza e solidificação, a elevada fluidez requer cuidados especiais na colocação do betão.

### 2.7.3. Composição do betão

Conforme a norma NP EN 206-1, os materiais que constituem o betão autocompactável são geralmente os mesmos que compõem o betão vibrado convencional. A capacidade do betão se autocompactar depende das características físicas e químicas dos seus constituintes, através do seu comportamento em estado fresco (Guidelines, 2005).

Quanto ao cimento, o European Guidelines (2005), realça que “de forma geral, os guias europeus para o betão autocompactável referem que podem usar-se todos os cimentos conforme a norma NP EN 197-1:2001. A escolha correta do tipo de cimento depende dos requisitos específicos para cada tipo de aplicação”. Porém, de um modo geral os cimentos Portland de baixo calor de hidratação são os cimentos mais adequados para a produção de betão autocompactável, nomeadamente os cimentos ricos em  $C_2S$  (silicato bicálcico). Não só inibem o desenvolvimento do calor de hidratação, como também são os mais indicados para utilização em BAC de alta resistência (Nepomuceno, 2005, p. 38).

A elevada fluidez do betão deve-se ao processo de interação química que existe entre os componentes do cimento e o superplasticante. No entanto, para que seja garantida a deformabilidade e a resistência à segregação da mistura, é necessário que haja um ajustamento entre a razão água/finos e a dosagem de superplastificante, pois o aumento da quantidade de água na mistura implica o aumento da deformabilidade e a diminuição da viscosidade da mistura (Nunes S. C., 2001, p. 3.8).

A quantidade de agregados finos é uma condicionante para o betão, ou seja, se a quantidade de finos for elevada, a fluidez diminui, mas se a quantidade de finos diminuir pode originar o efeito de segregação e/ou exsudação. As suas dimensões fazem-se variar entre 0.125 mm e 5 mm. Os agregados grossos de forma esférica com dimensões entre 20 a 25 mm são os mais indicados na colaboração da pasta do betão autocompactável, e aumentam a fluidez devido à redução do atrito interno entre as partículas (Pimenta, 2007).

Em relação às adições, a quantidade de cinzas volantes deve ser moderada, pois a sua utilização em excesso pode também diminuir a fluidez do betão. Os fíleres calcários são adições frequentes nos BAC, sendo as suas dimensões inferiores a 0.125 mm. Garantem à mistura uma granulometria mais uniforme, controlam melhor a trabalhabilidade e diminuem a exsudação, através da quantidade de água, tendo como resultado um bom acabamento superficial do betão endurecido e excelentes propriedades reológicas (European Guidelines (2005), citado por (Pimenta, 2007, p. 11)). O nível elevado de finura e forma esférica das SF conferem boa coesão e resistência à segregação do betão. De certa forma, se o fornecimento do betão não for efetuado de forma contínua, a presença das sílicas pode prejudicar a qualidade de acabamento superficial. A quantidade de escórias granuladas de alto forno, quando adicionada ao betão autocompactável, deve ser equilibrada, pois o excesso destas escórias pode trazer problemas de consistência e aumentar o risco de segregação.

Outras adições como as fibras metálicas e fibras à base de polímeros podem ser aplicadas na produção de betão autocompactável. No entanto, estas fibras podem dificultar a capacidade de passagem do betão devido à alteração de fluidez.

A realização de ensaios prévios torna-se indispensável para o estabelecimento do tamanho e a quantidade ótima da fibra (Guidelines, 2005).

#### **2.7.4. Elementos estruturais**

A viga de coroamento da fachada do edifício do Alto Parque, com vão de 60 metros, é fruto de um projeto não muito fácil de executar, pois este dependia do peso próprio admissível, levando a que fossem especificadas espessuras de 10 cm na secção em caixão que materializa essa viga, e os recobrimentos necessários da armadura eram bastante complexos perante a realização de uma vibração eficiente (Rilem, 2003).

A aplicação dos BAC em pilares é justificável, dado que não é fácil vibrar o betão nestes elementos, especialmente se apresentarem taxas de armadura significativas.

#### **2.7.5. Classificação do betão autocompactável**

O betão autocompactável classifica-se pela elevada fluidez, tem a capacidade de fluir entre o espaçamento das armaduras e preencher por completo os espaços existentes no interior da cofragem. Não necessita de vibração e apresenta uma homogeneidade constante que contribui para que não ocorra o efeito da segregação. A sua elevada trabalhabilidade faz com que o betão tenha a capacidade de se deformar e mudar com facilidade a sua forma através do seu peso próprio, tornando-se assim num betão com boa capacidade de enchimento.

Segundo os autores Nunes (2001) e Nepomuceno (2005), os BAC classificam-se de três formas distintas:

- ✓ **Betão autocompactável**, apresenta uma elevada quantidade de finos;

- ✓ **Betão autocompactável do tipo agente de viscosidade**, é aquele betão em que é adicionado um agente de viscosidade. Os betões com agente de viscosidade são menos sensíveis a pequenas variações das dosagens de água durante o processo de amassadura e essa poderá ser uma das principais vantagens. O uso de agentes de viscosidade proporcionam a produção de um betão mais fluido suficientemente resistente à segregação, até mesmo em presença de baixas quantidades de finos e dosagens de água superiores às utilizadas nos betões tipo finos.
  
- ✓ **Betão autocompactável do tipo combinado**, resulta da união dos dois sistemas anteriores.

### 2.7.6. Aplicações práticas

A ponte Akashi-Kaikyo, com quase 2000 metros de vão livre construída no ano 1998, apresentada na Figura 21, foi a primeira ponte em que foi utilizado um BAC (Pimenta, 2007).



Figura 21. Ponte Akashi-Kaikyo retirado de (Pimenta, 2007)

Na Suécia, o aumento da produtividade, a melhoria do ambiente de trabalho, as dificuldades de colocação do betão, a compactação por vibração de estruturas com forma de arco e betonagem de abóbadas, foram as principais razões da aplicação do betão autocompactável neste país.



**Figura 22. Aplicação do betão autocompactável na construção de edifícios, Suécia retirado de (Nunes, 2001)**

Em Portugal, o reservatório mostrado na Figura 23, construído na ETAR da Madalena em Vila Nova de Gaia, foi uma das primeiras aplicações de um BAC. Este reservatório tem 14 m de altura, 18 m de diâmetro, 30 cm de espessura e é concebido por um C30/37 com permeabilidade bastante reduzida (Nunes, Leite *et al.*, (2002), citado por (Figueiras, p. 2.9)).



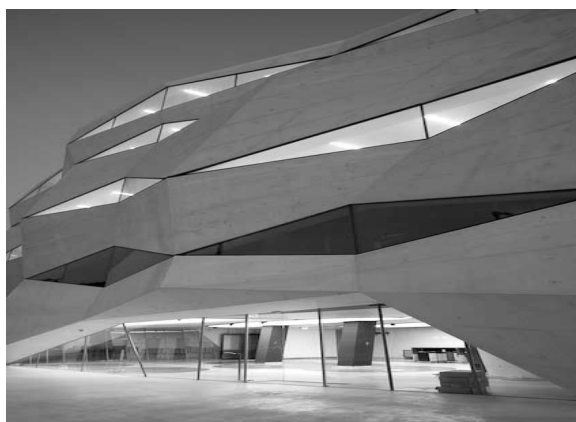
**Figura 23. Reservatório da ETAR da Madalena betonado com BAC retirado de (Figueiras)**

Os exemplares referidos por Nunes (2011) referenciam alguns edifícios concebidos pelas mais recentes inovações em BAC. Os cimentos brancos fizeram com que os BAC explorassem novas potencialidades na área da arquitetura, e se tornassem um material com capacidade de resposta aos grandes desafios propostos pela arquitetura atual, bem como à cor, forma, leveza, textura, esbelteza dos elementos estruturais (ver Figura 24).



**Figura 24. Betão branco; Biblioteca Viana do Castelo (à esquerda) e Betão cor de tijolo- Museu Paula Rego (à direita) (Nunes, 2011)**

Dada a presença dos SP, a elevada fluidez deste betão torna possível a betonagem em peças longas e irregulares, conferindo-lhes do mesmo modo bom acabamento às estruturas (ver Figura 25).



**Figura 25. Betão branco auto-compactável- Edifício Vodafone- Porto (Nunes, 2011)**

A plasticidade é a característica que possibilita a adaptação do betão a qualquer forma, o que permite assim a realização de projetos inovadores e artísticos (como mostra a Figura 26).





**Figura 26. Faculdade de Medicina de Braga (à esquerda) e Casa da Música (à direita)  
(Nunes, 2011)**

Um outro aspeto associado à característica anteriormente referida é o desenvolvimento dos sistemas de cofragem (ver Figura 27).



**Figura 27. Aeroporto Sá Carneiro, aspeto da cofragem metálica revestida com aço inox obtido de  
(Nunes, 2011)**

### 3. Impacto Económico na Aplicação de Betões Especiais em Edifícios

Para o estudo do impacto económico na aplicação de betões especiais em edifícios, foi considerado como caso de estudo um edifício destinado a escritórios, com seis pisos. Para efeitos de análise e comparações feitas aos betões especiais, foi considerado um painel de laje com dimensões (15.00 x 11.25) m<sup>2</sup>, referente à laje-modelo em perspetiva de laje maciça fungiforme constituída por betão corrente, mais propriamente um C30/37 (ver Figura 28).

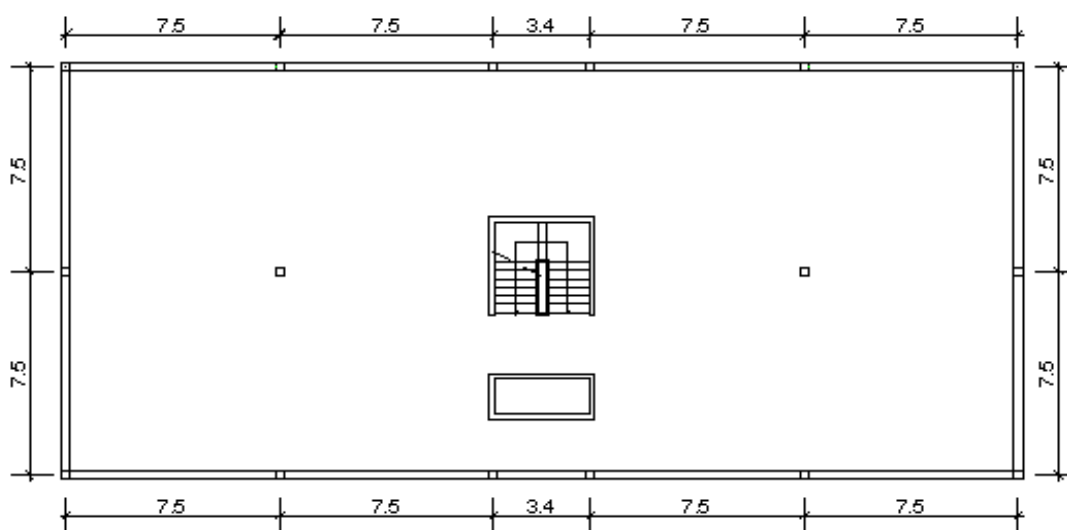


Figura 28. Modelo da laje-tipo referente à análise em estudo

#### 3.1. Laje em betão convencional

##### 3.1.1. Critérios de pré-dimensionamento

Visto tratar-se de um edifício destinado a escritórios, o Regulamento de Segurança e Ações (RSA) apresenta um valor de sobrecarga corrente (SC) de 3 KN/m<sup>2</sup>, ao qual está associado um valor reduzido  $\psi_2=0.4$ . Para as restantes cargas permanentes (rcp), foram consideradas 3.5 KN/m<sup>2</sup>. De forma a obter resultados mais refinados, recorreu-se a um modelo de elementos finitos através do programa de cálculo automático SAP 2000 para definir as dimensões dos elementos estruturais.

De acordo com métodos correntes de pré-dimensionamento, a espessura para uma laje fungiforme do tipo maciça pode ser determinada através da seguinte equação:

$$h = \frac{L_{(\text{maior})}}{25 \text{ a } 30} \text{ (m)} \quad (1)$$

O EC2, mais propriamente a alínea 5 da secção 7.4.1, indica que, para as ações quase-permanentes, as flechas que ocorram após a construção deste edifício devem tomar valores inferiores ou iguais a 0.015 m (ver equação (2)):

$$\delta = \frac{L(\text{vão})}{500} = \frac{7.5}{500} = 0.015 \text{ m} \quad (2)$$

Dada a regularidade da laje, considerou-se para o estudo apenas uma zona da laje, uma vez que esta simplificação não implica perda de representividade do estudo.

Após uma análise feita a diferentes espessuras de laje, através da verificação da flecha a longo prazo, para a combinação quase-permanente de ações, constatou-se que a laje com espessura de 0.30 m seria o menor valor de espessura a respeitar o valor da flecha limite (ver Figura 29, na qual se apresenta a flecha elástica da zona da laje analisada).

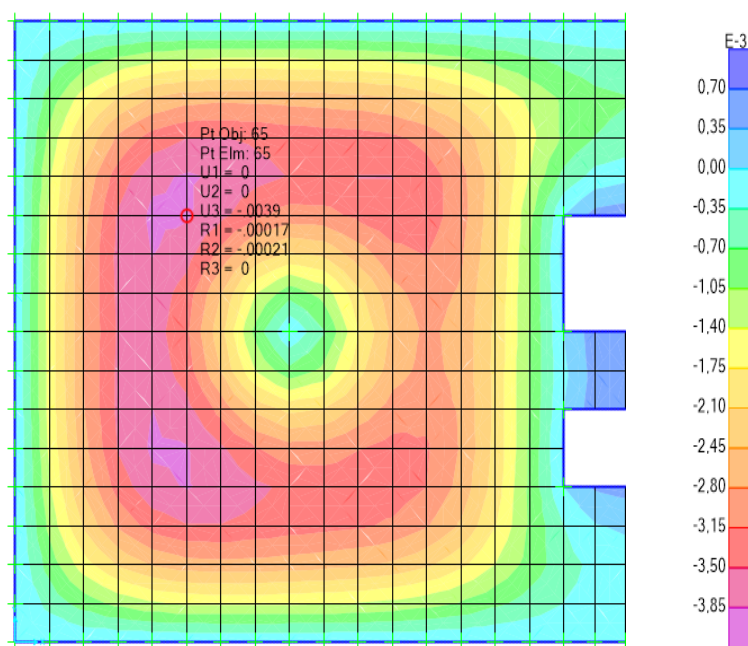


Figura 29. Determinação da flecha da laje com betão C30/37

Com o valor da deformação, obteve-se um valor próximo do valor da deformação limite (ver equação (3)).

$$\delta = (0.0039 \times (1 + 2.5) \times 1.14) - 0.0024 = (0.0156 - 0.0024) = 0.013 \text{ m} \quad (3)$$

De modo simplificado, considerou-se como 4 o valor para a relação entre a flecha elástica e a flecha a longo prazo. O valor 1.14 está associado ao efeito da fendilhação e que corresponde à relação 4/3.5, uma vez que para o betão normal a relação entre a flecha elástica e a longo prazo assumida toma o valor 4 e o 3.5 está relacionado com um valor do coeficiente de fluência a longo prazo de 2.5. Para manter a coerência da simplificação na consideração dos efeitos da fendilhação, considerou-se o mesmo valor para os diversos casos de estudo.

Aqui, ao valor da flecha a longo prazo foi-lhe subtraído o valor da flecha instantânea devido ao peso próprio. Descontar esta flecha instantânea é uma medida que é prevista no EC2 definido pela cláusula 7.4.1., na medida que o  $\left(\frac{L}{500}\right)$  deve ser verificado para a flecha que ocorre após a execução dos elementos não estruturais.

### 3.1.2. Critérios de dimensionamento

Antes de realizar o estudo pretendido, é importante referir, que os resultados obtidos neste caso são tomados como valores de referência para a comparação dos resultados obtidos face aos exemplos expostos nas secções seguintes deste trabalho.

Por analogia com o método dos pórticos equivalentes preconizada no EC2, os painéis de laje foram divididos por faixas, central e sobre os pilares (ver a Figura 30).

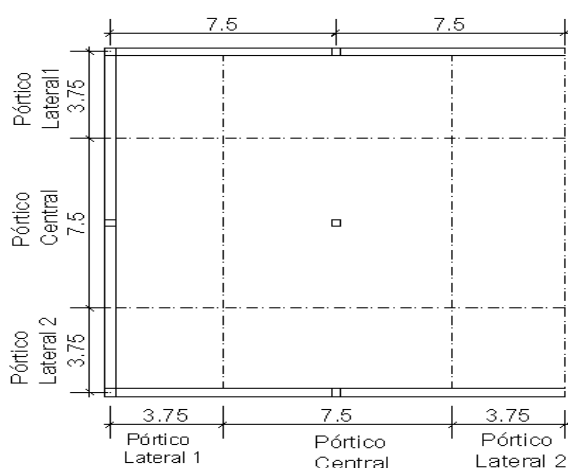


Figura 30. Divisão dos painéis de laje em pórticos (laterais e centrais)

A distribuição de momentos fletores é feita de acordo com as percentagens indicadas pela Tabela 5.

Tabela 5. Coeficiente de repartição pelas faixas (sobre os pilares e central)

Momentos fletores	Faixa sobre o pilar	Faixa central
Momentos positivos	55%	45%
Momentos negativos	75%	25%

Relativamente aos Estados Limites Últimos, considerou-se como coeficientes de majoração  $\gamma_G=1.35$  para o peso próprio da laje (pp) e restantes cargas permanentes (rcp) e um  $\gamma_Q=1.5$  para a sobrecarga (SC).

✓ Dimensionamento da laje para a direção x

Dada a simetria da laje, para a direção x, apenas foram retirados os valores dos momentos para o pórtico central e para o pórtico lateral1.

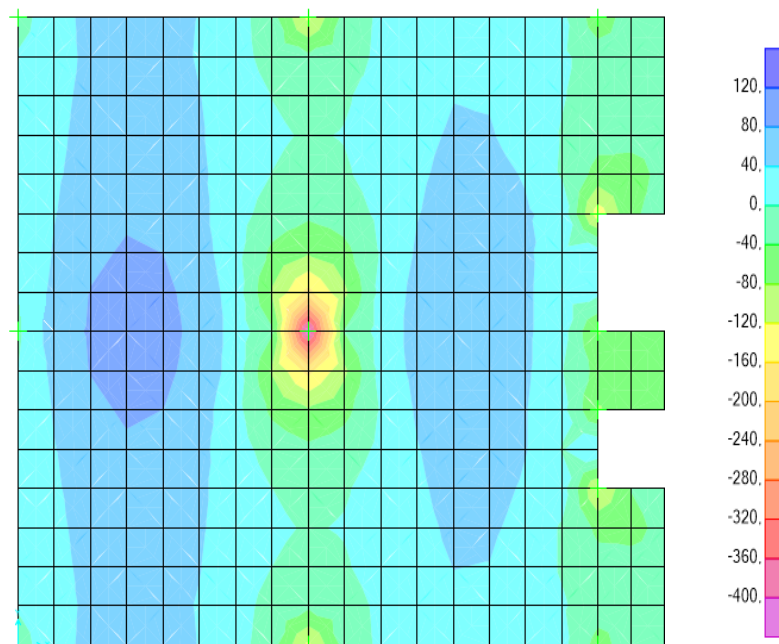


Figura 31. Representação dos momentos da laje C30/37 segundo x

Os valores dos momentos fletores para a direção x foram obtidos através da função Draw Section Cut em cada pórtico (lateral e central), conforme ilustram as figuras seguintes:

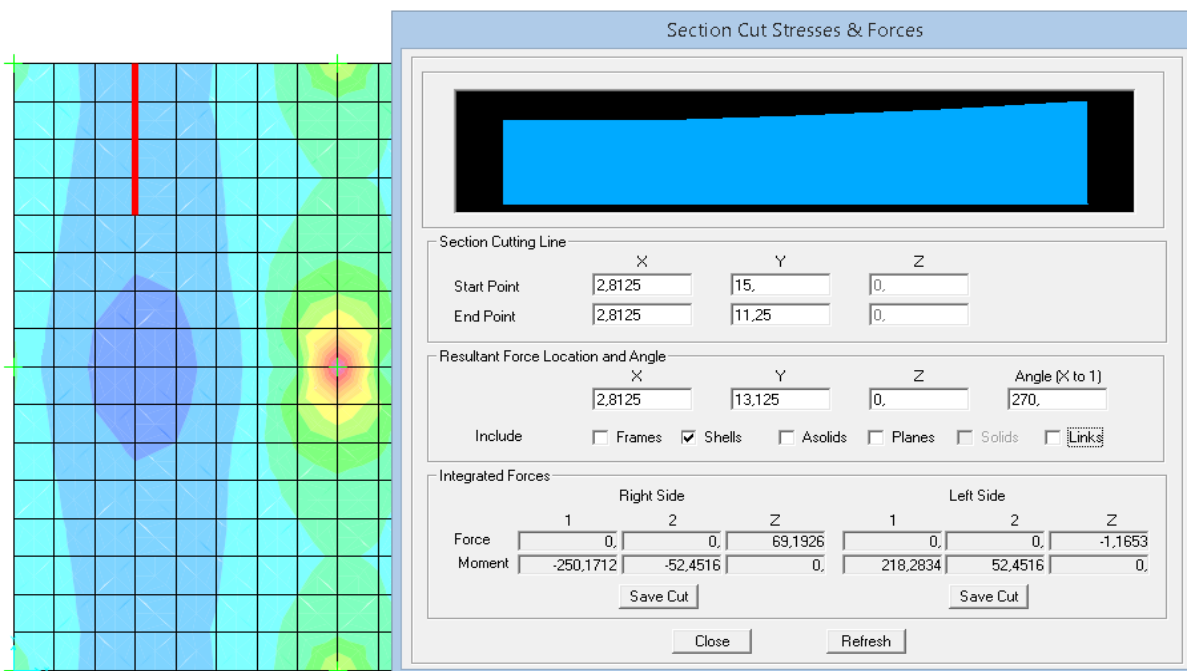


Figura 32. Valor do primeiro momento positivo do pórtico lateral 1

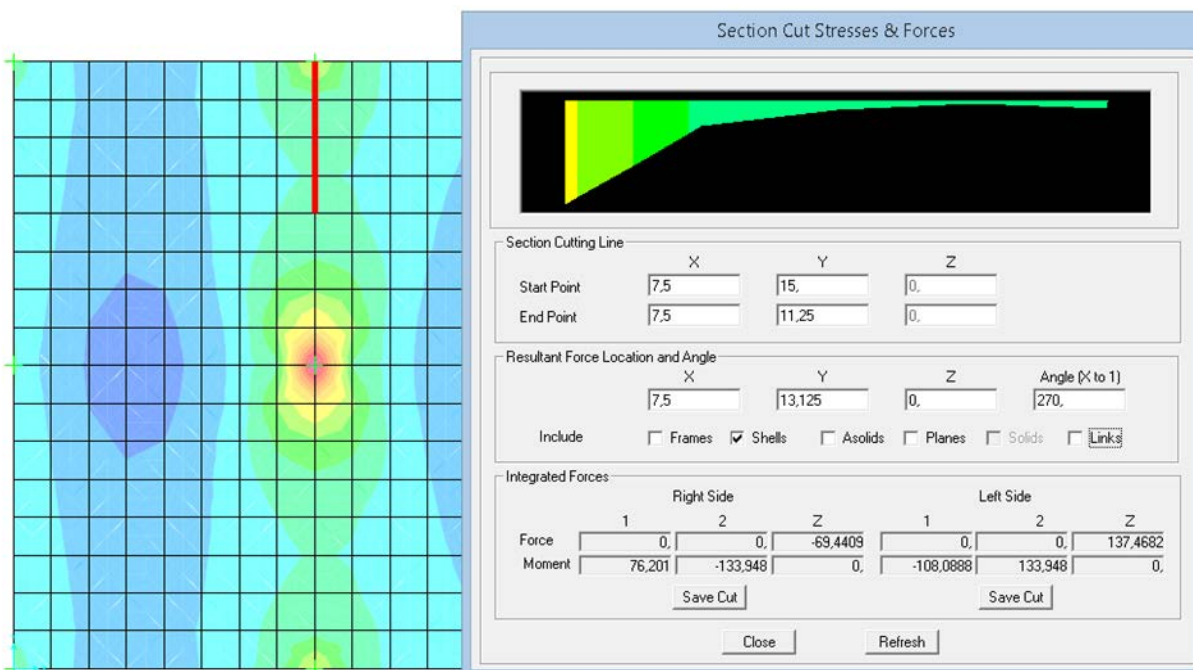


Figura 33. Valor do momento negativo do pórtico lateral 1

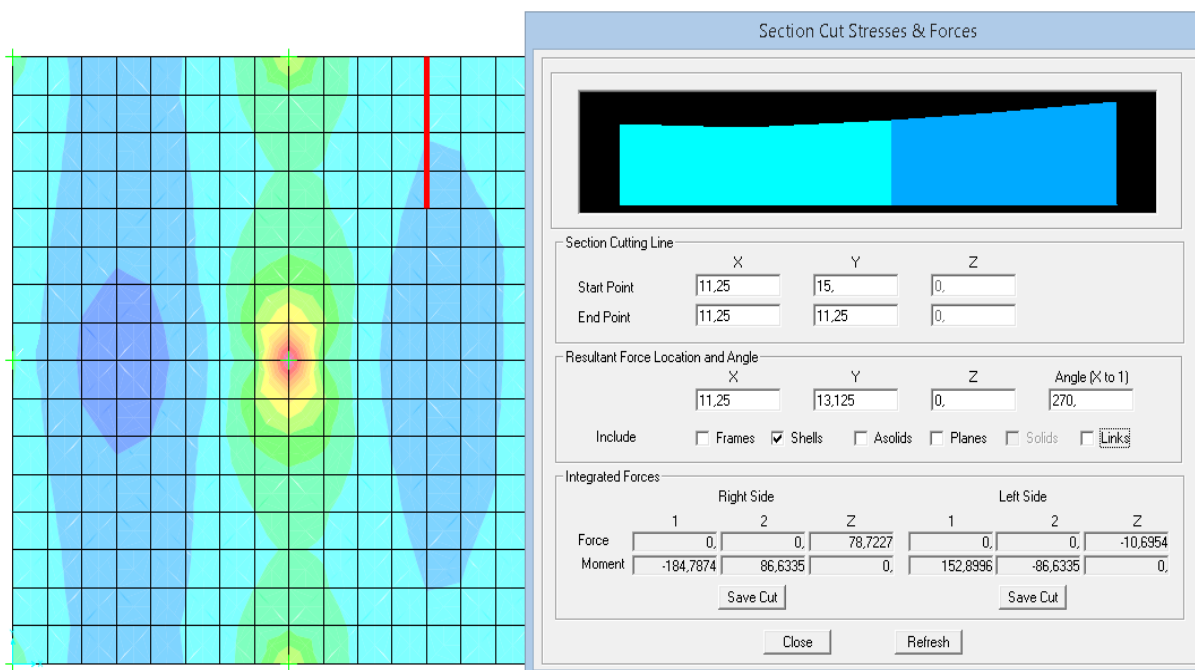


Figura 34. Valor do segundo momento positivo do pórtico lateral 1

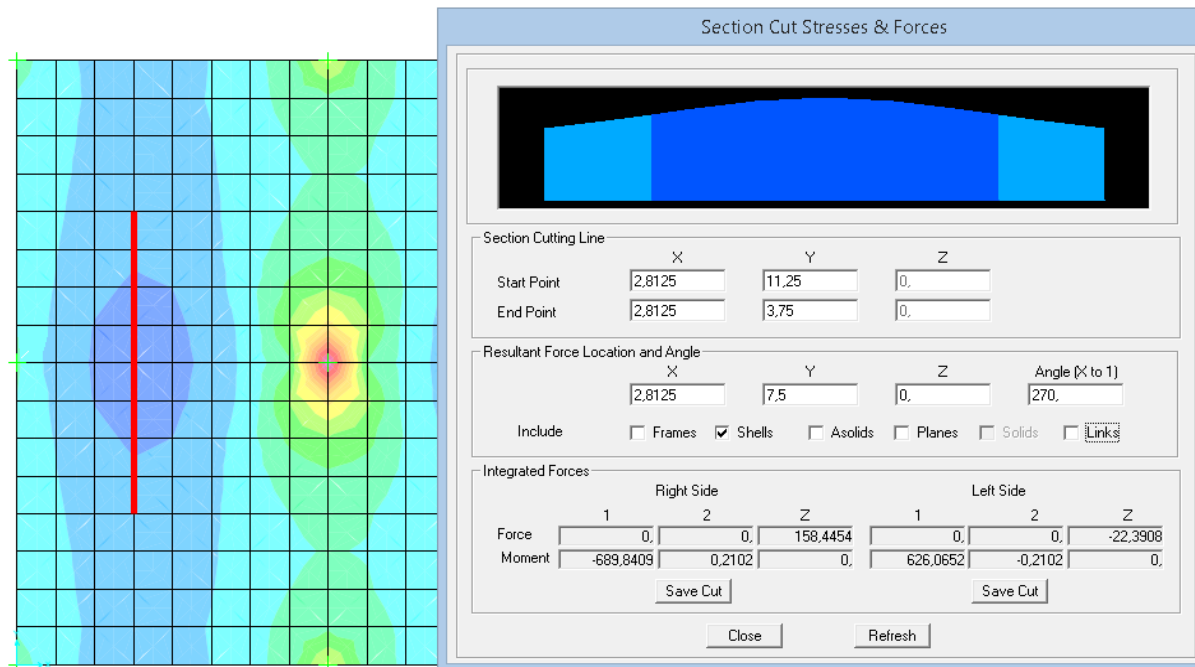


Figura 35. Valor do primeiro momento positivo do pórtico central

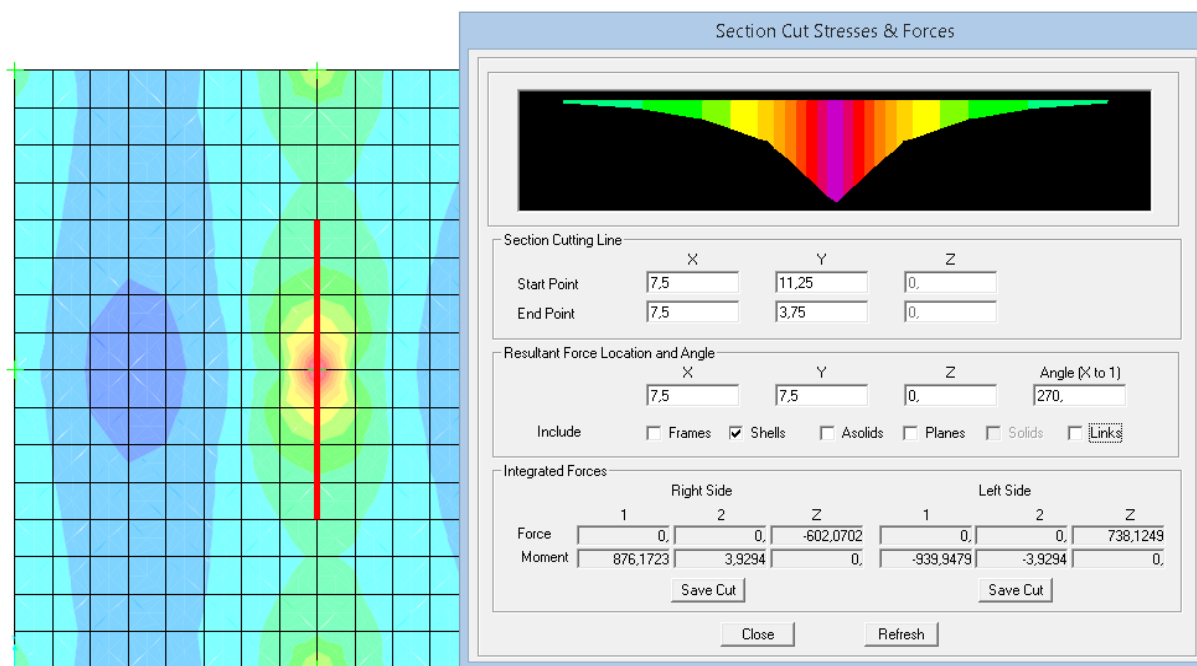


Figura 36. Valor do momento negativo do pórtico central

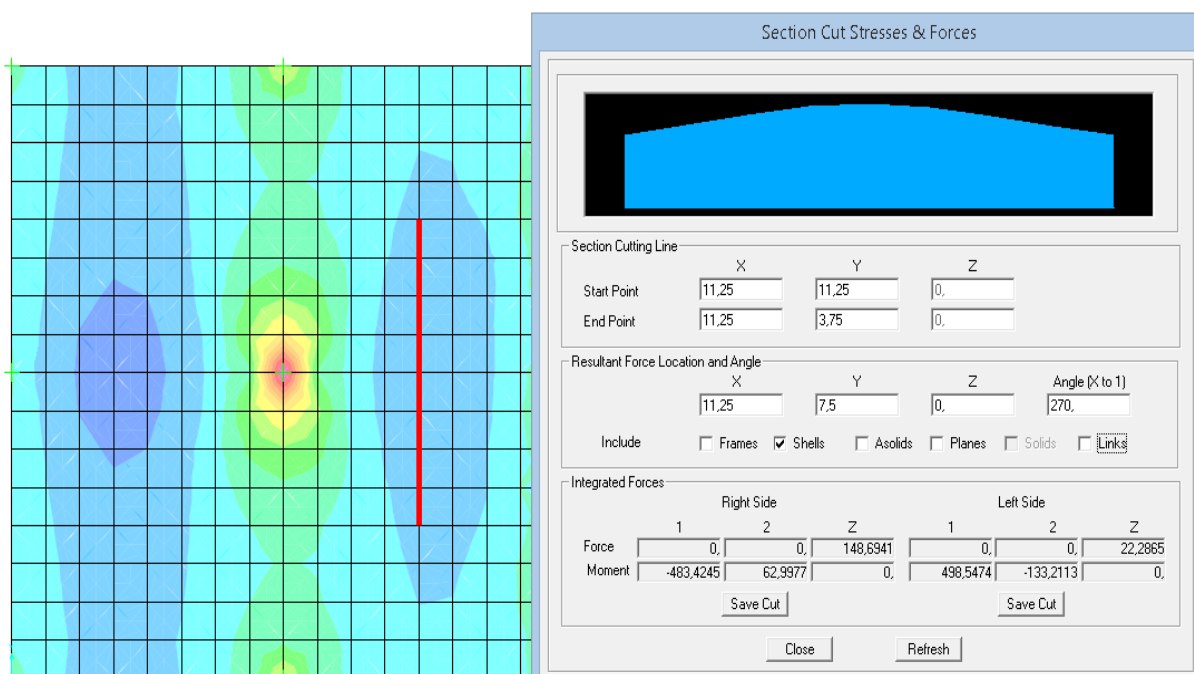


Figura 37. Valor do segundo momento positivo do pórtico central

✓ **Distribuição de momentos e cálculo de armadura**

A laje C30/37, com aço A500 NR e altura útil (d) igual a 0.26 m, tem como armadura mínima:

$$A_{s,min} = 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d = 0.26 \times \frac{2.9}{500} \times 1 \times 0.26 = 3.92 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (4)$$

→ Ø10//0.20 (3.93 cm<sup>2</sup>/m)

**Tabela 6. Distribuição dos momentos fletores pelas faixas**

Pórtico	Sinal	Faixa	L (faixa) (m)	Coef. Repartição	m <sub>ED</sub> (kNm/m)
Lateral 1	M <sup>+</sup> (250.2)	Sobre os pilares	1.875	0.55	73.4
		Central	1.875	0.45	60.0
	M <sup>-</sup> (-108.1)	Sobre os pilares	1.875	0.75	43.2
		Central	1.875	0.25	14.4
	M <sup>+</sup> (184.8)	Sobre os pilares	1.875	0.55	54.2
		Central	1.875	0.45	44.4
Central	M <sup>+</sup> (689.8)	Sobre os pilares	3.75	0.55	101.2
		Central	3.75	0.45	82.8
	M <sup>-</sup> (-939.9)	Sobre os pilares	3.75	0.75	187.9
		Central	3.75	0.25	62.6
	M <sup>+</sup> (498.5)	Sobre os pilares	3.75	0.55	73.1
		Central	3.75	0.45	59.8

**Tabela 7. Cálculo das armaduras para a direção x**

Pórtico	Faixas	m <sub>ED</sub> (KN.m/m)	μ	ω	Armadura	
					As (cm <sup>2</sup> /m)	Φ
Lateral 1	Sobre os pilares	73.4	0.054	0.056	6.69	Φ10//0.25 (3.14 cm <sup>2</sup> /m) Φ10//0.20 (3.93 cm <sup>2</sup> /m)
	Central	60.0	0.044	0.046	5.49	Φ10//0.25 (3.14 cm <sup>2</sup> /m) Φ10//0.20 (3.93 cm <sup>2</sup> /m)
	Sobre os pilares	43.2	0.032	0.033	3.94	Φ10//0.20 (3.93 cm <sup>2</sup> /m)
	Central	14.4	0.011	0.011	1.31	Φ10//0.20 (3.93 cm <sup>2</sup> /m)
	Sobre os pilares	54.2	0.040	0.042	5.02	Φ10//0.40 (1.97 cm <sup>2</sup> /m) Φ10//0.20 (3.93 cm <sup>2</sup> /m)
	Central	44.4	0.033	0.034	4.06	Φ10//0.40 (1.97 cm <sup>2</sup> /m) Φ10//0.20 (3.93 cm <sup>2</sup> /m)
Central	Sobre os pilares	101.2	0.075	0.080	9.56	Φ10//0.125 (6.28 cm <sup>2</sup> /m) Φ10//0.20 (3.93 cm <sup>2</sup> /m)
	Central	82.8	0.061	0.064	7.65	Φ10//0.125 (6.28 cm <sup>2</sup> /m) Φ10//0.20 (3.93 cm <sup>2</sup> /m)
	Sobre os pilares	187.9	0.139	0.153	18.31	Φ16//0.125 (16.08 cm <sup>2</sup> /m) Φ10//0.20 (3.93 cm <sup>2</sup> /m)
	Central	62.6	0.046	0.048	5.69	Φ10//0.35 (2.24 cm <sup>2</sup> /m) Φ10//0.20 (3.93 cm <sup>2</sup> /m)
	Sobre os pilares	73.1	0.054	0.056	6.69	Φ10//0.25 (3.14 cm <sup>2</sup> /m) Φ10//0.20 (3.93 cm <sup>2</sup> /m)
	Central	59.8	0.044	0.046	5.49	Φ10//0.25 (3.14 cm <sup>2</sup> /m) Φ10//0.20 (3.93 cm <sup>2</sup> /m)

✓ Dimensionamento da laje para a direção y

Para a direção y o diagrama de momentos é representado da seguinte forma:

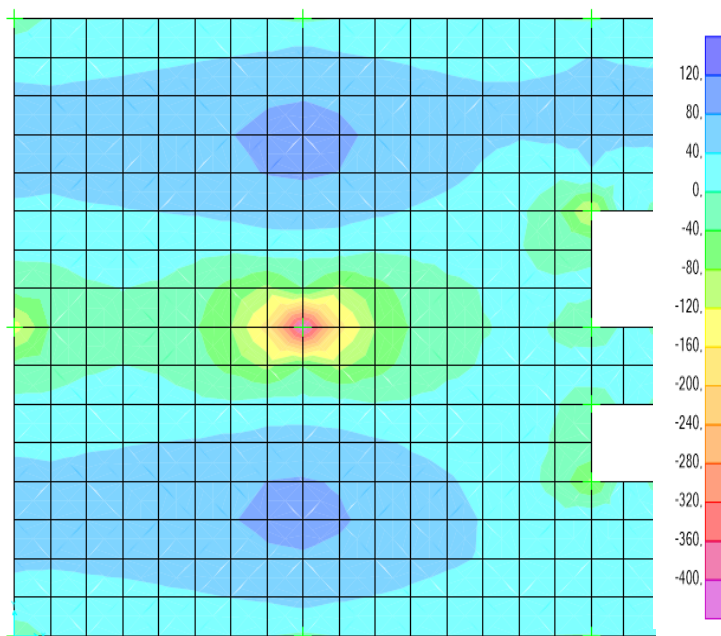


Figura 38. Diagrama de momentos na laje C30/37 para a direção y

Os momentos fletores para os pórticos laterais e pórticos centrais segundo o eixo y foram:

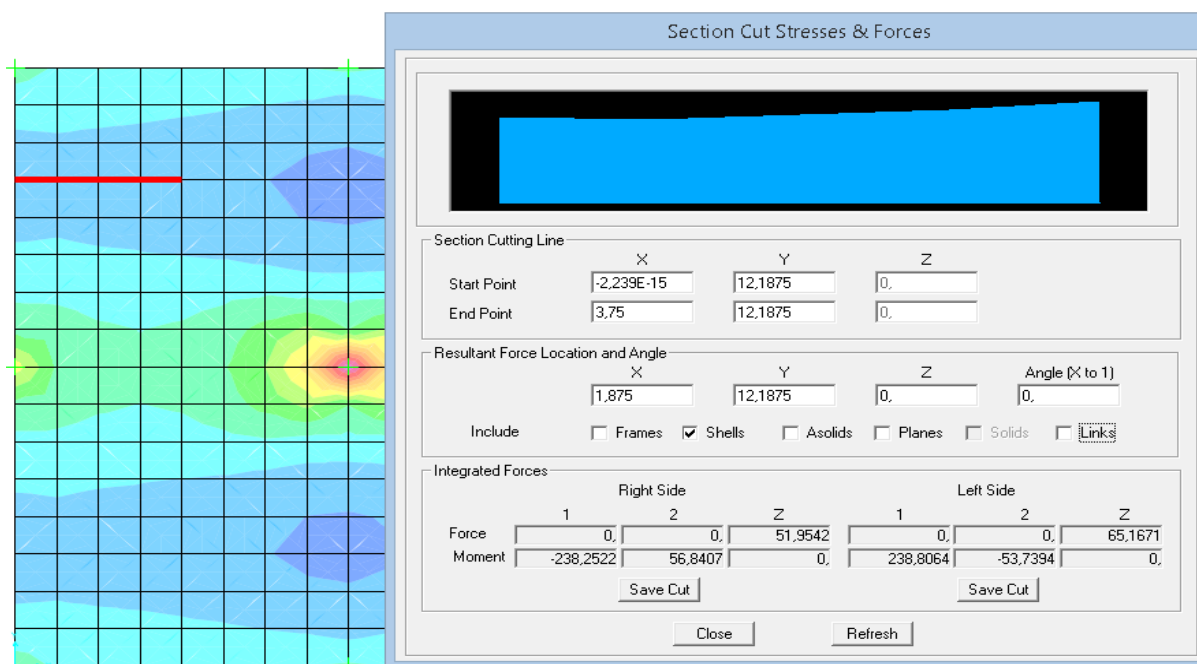


Figura 39. Valor do momento positivo do pórtico lateral 1

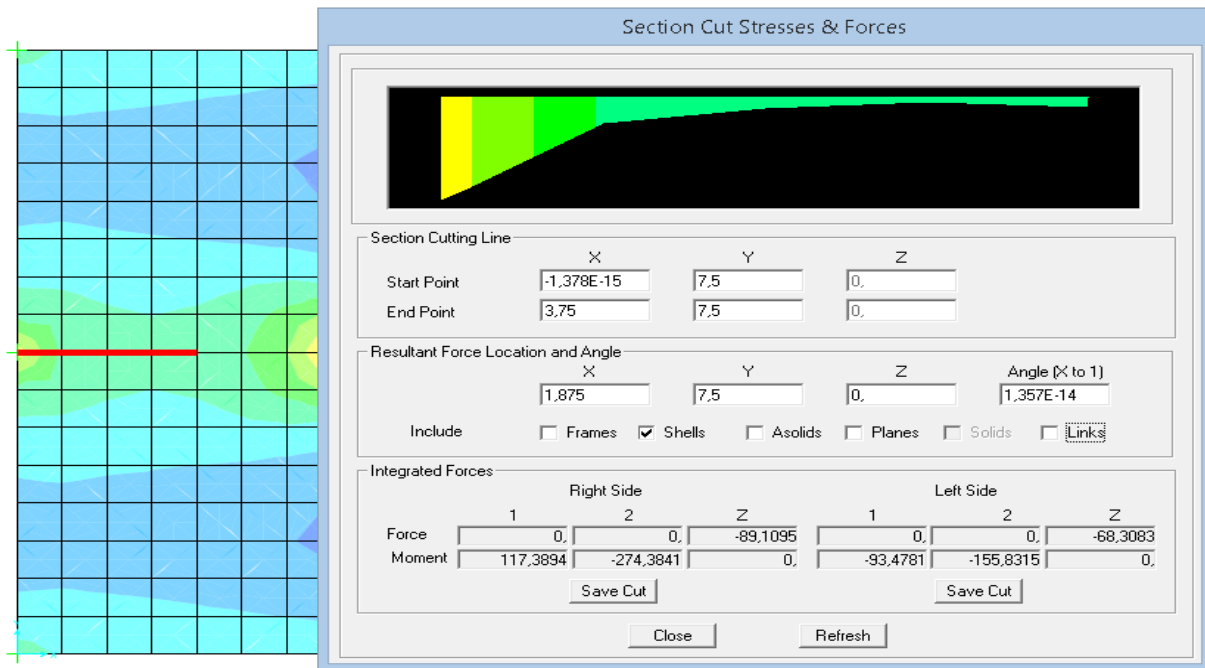


Figura 40. Valor do momento negativo no pórtico lateral 1

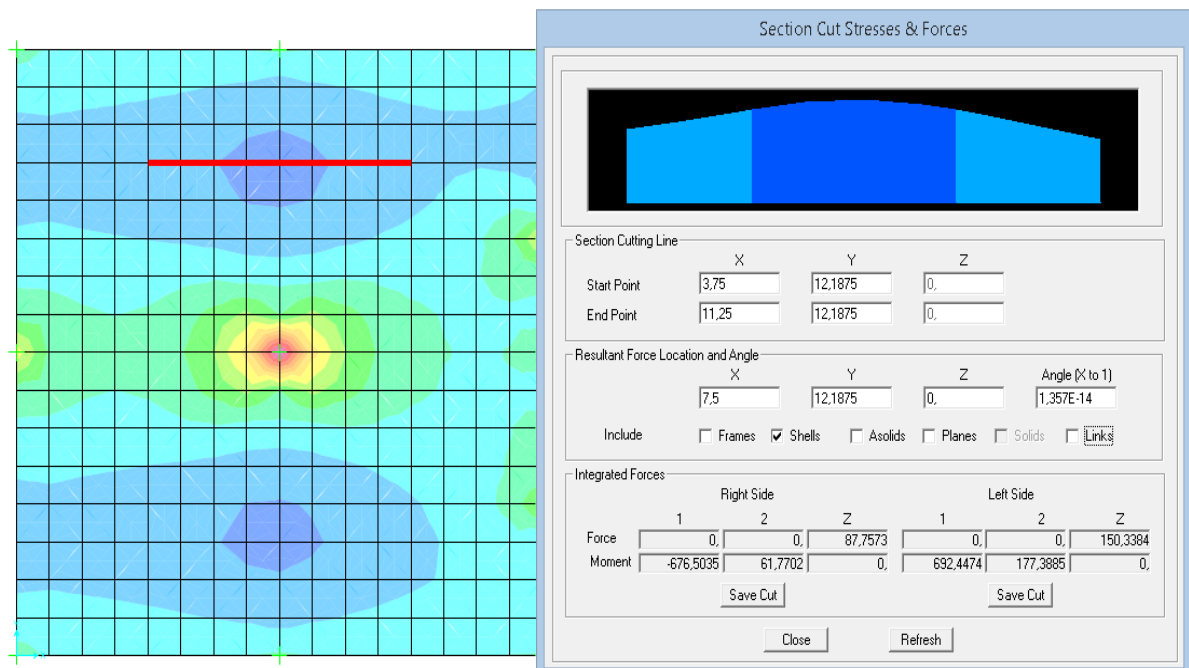


Figura 41. Valor do momento positivo no pórtico central

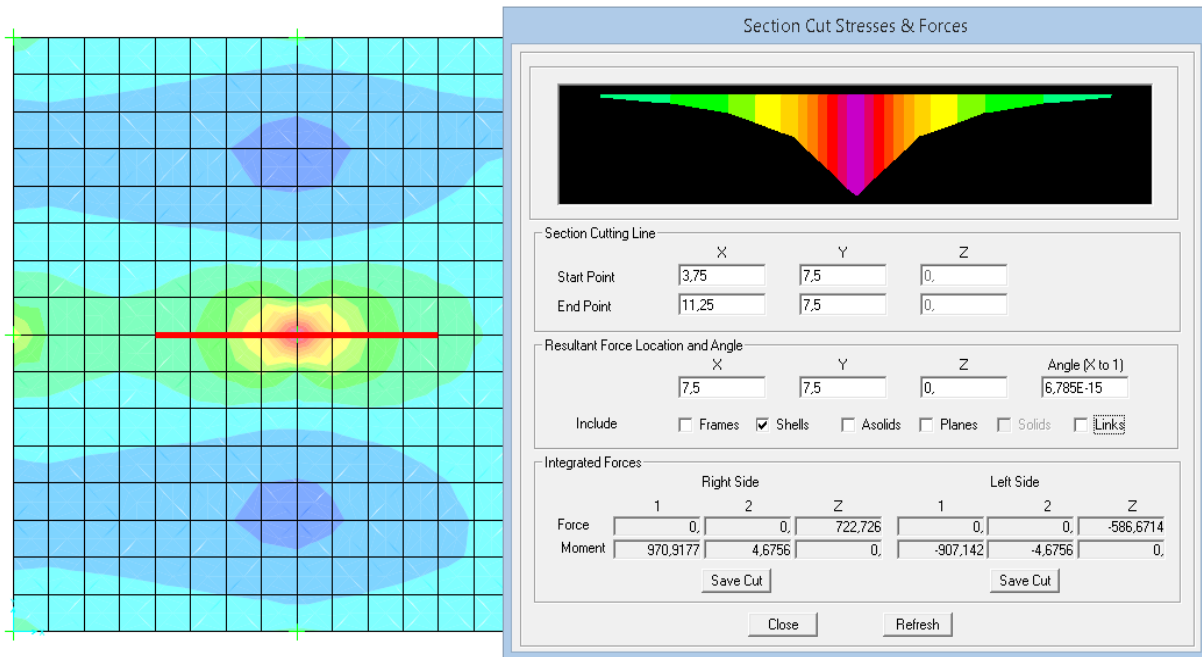


Figura 42. Valor do momento negativo no pórtico central

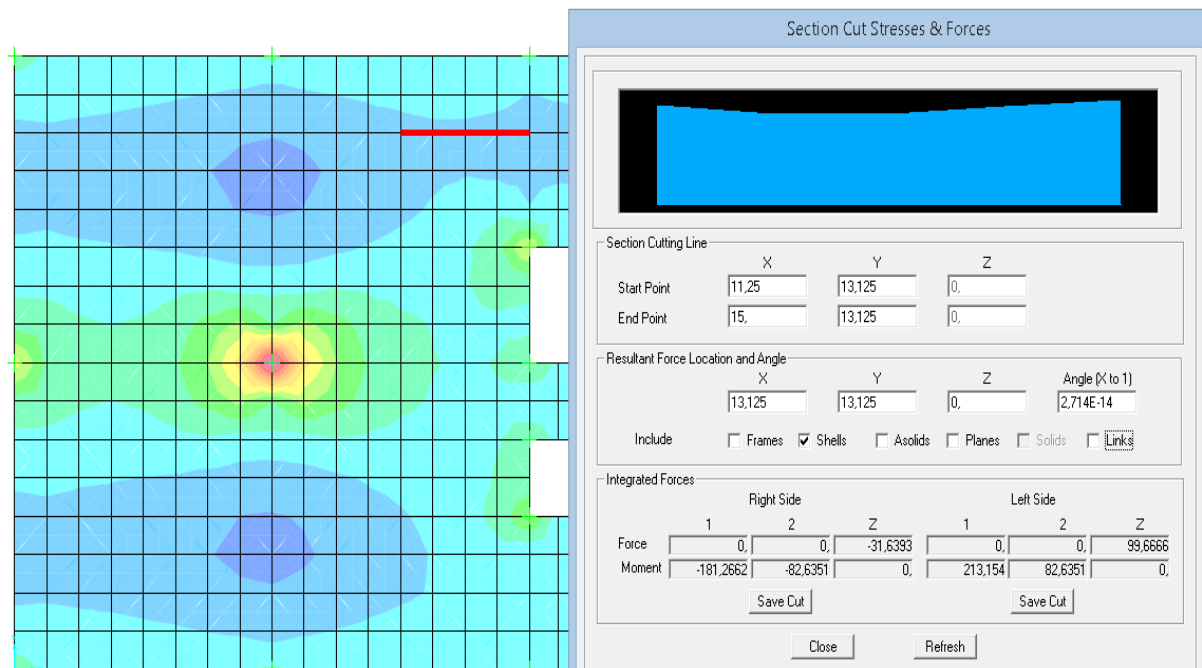


Figura 43. Valor do momento positivo no pórtico lateral 2

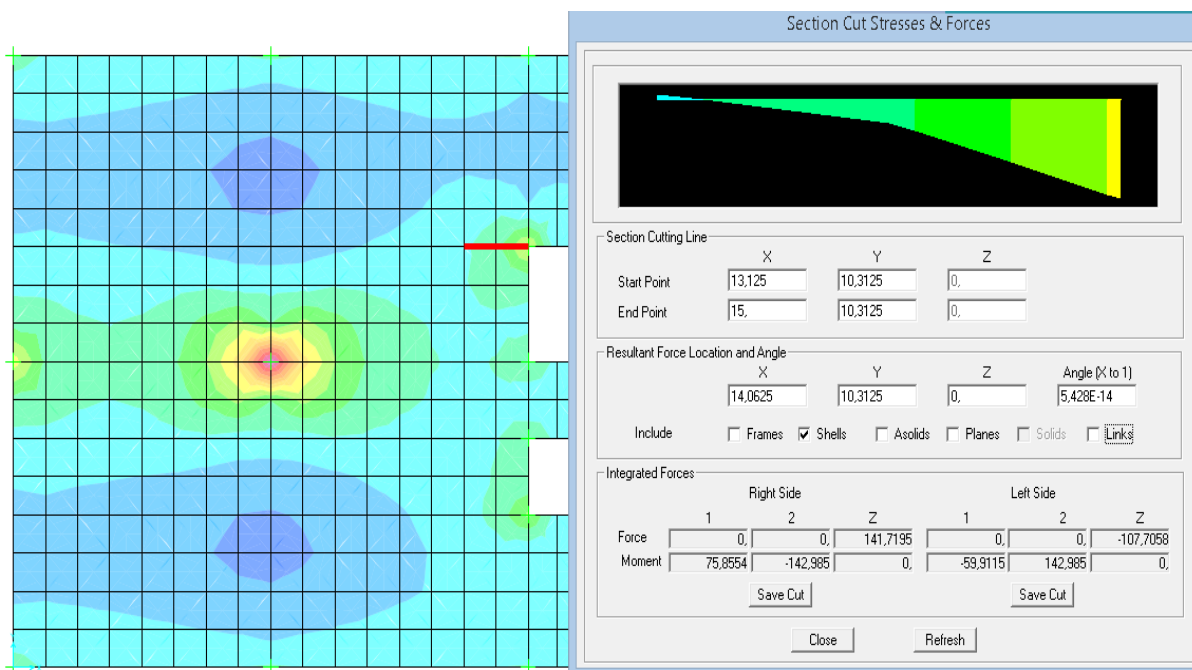


Figura 44. Valor do momento negativo no pórtico lateral 2

✓ Distribuição de momentos e cálculo de armadura

Tabela 8. Distribuição dos momentos fletores pelas faixas

Pórtico	Sinal	Faixa	L (faixa) (m)	Coef. Repartição	med (kNm/m)
Lateral 1	M <sup>+</sup> (238.8)	Sobre os pilares	1.875	0.55	70.0
		Central	1.875	0.45	57.3
	M <sup>-</sup> (-117.4)	Sobre os pilares	1.875	0.75	46.9
		Central	1.875	0.25	15.7
Central	M <sup>+</sup> (692.4)	Sobre os pilares	3.75	0.55	101.5
		Central	3.75	0.45	83.1
	M <sup>-</sup> (-970.9)	Sobre os pilares	3.75	0.75	194.2
		Central	3.75	0.25	64.7
Lateral 2	M <sup>+</sup> (213.2)	Sobre os pilares	1.875	0.55	62.5
		Central	1.875	0.45	51.2
	M <sup>-</sup> (-75.9)		1.875		40.5

Tabela 9. Cálculo das armaduras na laje C30/37

Pórtico	Faixas	$m_{ED}$ (KN.m/m)	$\mu$	$\omega$	Armadura	
					As (cm <sup>2</sup> /m)	$\phi$
Lateral 1	Sobre os pilares	70.0	0.052	0.054	6.70	$\Phi$ 10//0.25 (2.62 cm <sup>2</sup> /m) $\Phi$ 10//0.20 (3.93 cm <sup>2</sup> /m)
	Central	57.3	0.042	0.044	5.25	$\Phi$ 10//0.25 (2.62 cm <sup>2</sup> /m) $\Phi$ 10//0.20 (3.93 cm <sup>2</sup> /m)
	Sobre os pilares	46.9	0.035	0.037	4.42	$\Phi$ 10//0.40 (1.97 cm <sup>2</sup> /m) $\Phi$ 10//0.20 (3.93 cm <sup>2</sup> /m)
	Central	15.7	0.012	0.012	1.43	$\Phi$ 10//0.20 (3.93 cm <sup>2</sup> /m)
Central	Sobre os pilares	101.5	0.075	0.080	9.56	$\Phi$ 10//0.125 (6.28 cm <sup>2</sup> /m) $\Phi$ 10//0.20 (3.93 cm <sup>2</sup> /m)
	Central	83.1	0.061	0.064	7.65	$\Phi$ 10//0.125 (6.28 cm <sup>2</sup> /m) $\Phi$ 10//0.20 (3.93 cm <sup>2</sup> /m)
	Sobre os pilares	194.2	0.144	0.160	19.13	$\Phi$ 16//0.125 (16.08 cm <sup>2</sup> /m) $\Phi$ 10//0.20 (3.93 cm <sup>2</sup> /m)
	Central	64.7	0.048	0.050	5.97	$\Phi$ 10//0.35 (1.97 c m <sup>2</sup> /m) $\Phi$ 10//0.20 (3.93 cm <sup>2</sup> /m)
Lateral 2	Sobre os pilares	62.5	0.046	0.048	5.74	$\Phi$ 10//0.40 (1.97 c m <sup>2</sup> /m)
	Central	51.2	0.038	0.040	4.78	$\Phi$ 10//0.20 (3.93 cm <sup>2</sup> /m)
		40.5	0.099	0.106	3.82	$\Phi$ 10//0.20 (3.93 cm <sup>2</sup> /m)

### 3.1.3. Pormenorização da laje

Em termos de disposição das armaduras (ver Figura 45 e Figura 46).

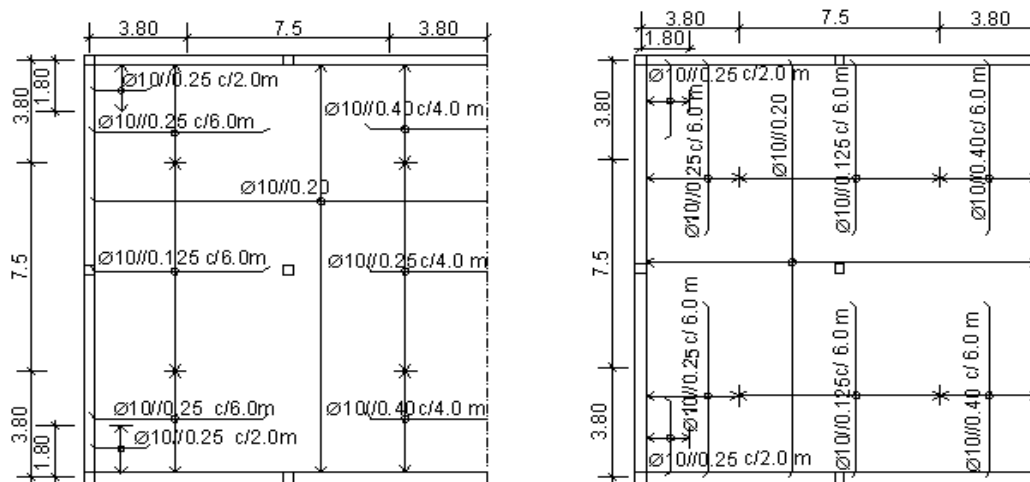


Figura 45. Pormenorização da armadura inferior para a direção x (à esquerda) para a direção y (à direita)

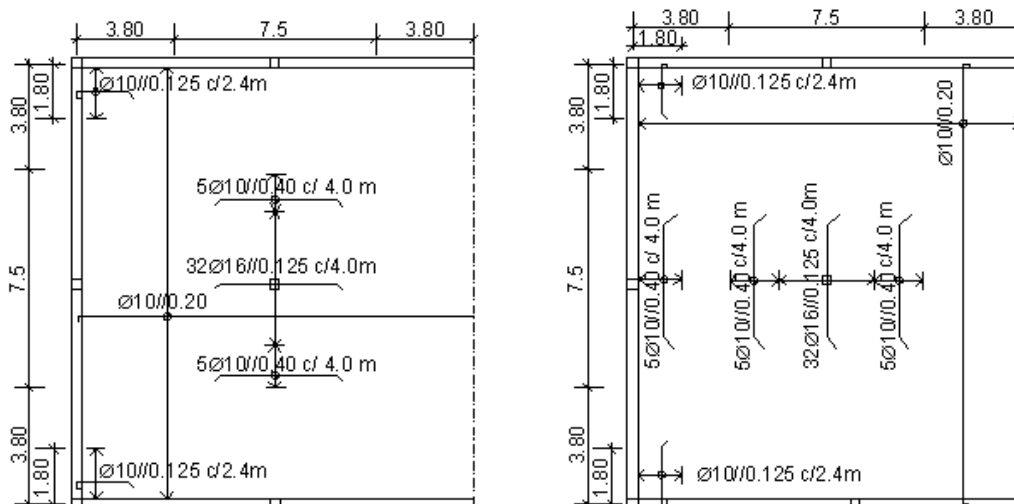


Figura 46. Pormenorização da armadura superior para a direção x (à esquerda) e para a direção y (à direita)

### 3.1.4. Verificação da Segurança ao Punçamento

Visto tratar-se de uma laje fungiforme, é importante a verificação da segurança ao punçamento da laje. Esta verificação da segurança ao punçamento é feita de acordo com o EC2 mediante as equações seguintes:

$$V_{Rdc} = C_{Rdc} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} \quad (5)$$

Em que,

$V_{Rdc}$  (corresponde ao valor de cálculo da resistência ao punçamento de uma laje sem armadura de punçamento, ao longo da secção de controlo considerada);

$$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} \text{ (valor recomendado);} \quad (6)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0 \text{ com } d \text{ em mm;} \quad (7)$$

$$f_{ck} \text{ em MPa;} \quad (8)$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} \leq 0.02 \quad (9)$$

Os valores  $\rho_{lx}$  e  $\rho_{ly}$  estão relacionados com as armaduras à tração direcionadas em x e y e são calculados como valores médios numa largura de laje igual à largura do pilar com mais 3d para cada lado);

Pelo facto de a laje possuir uma viga de bordadura em todo o seu contorno, a resistência ao punçoamento é verificada apenas no pilar central.

Esta verificação é feita na face do pilar e no primeiro perímetro de controlo  $u_1$ , onde:

$$u_1 = p_{(pilar)} + 4\pi d \quad (10)$$

em que,

$p_{(pilar)}$  corresponde ao perímetro do pilar.

O primeiro perímetro  $u_1$  define-se pela distância 2d da área carregada, cujo traçado deverá corresponder a um comprimento que seja o mínimo (ver Figura 47).

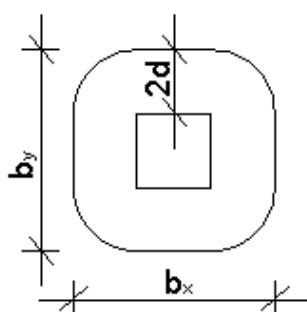


Figura 47. Primeiro perímetro de controlo típico em torno de áreas carregadas

✓ **Verificação da segurança ao punçoamento para o pilar central sem armaduras específicas**

- **Pilar central ( $N_{ED}=1503$  KN/piso)**

Considerou-se um pilar quadrado com  $(0.7 \times 0.7)$  m<sup>2</sup>.

$$A_c = \frac{N_{ED}}{1 \times f_{cd} \times 10^3} = \frac{1503 \times 6}{20 \times 10^3} = 0.45 \approx (0.7 \times 0.7) \text{ m}^2 \quad (11)$$

A verificação do punçoamento é feita de acordo com as equações definidas anteriormente, e encontra-se exposta na Tabela 10.

**Tabela 10. Verificação do punçoamento sem a existência de armaduras específicas da laje em betão convencional**

$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c}$ (valor recomendado)	$C_{Rd,c} = 0.12$
$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0, d$ (mm);	$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{260}} = 1.87$
$\rho_1 = \sqrt{\rho_x \times \rho_y} \leq 0.02$	$\rho_1 = \sqrt{0.00741 \times 0.00741} = 0.0074$
$f_{ck}$ (MPa)	30
$V_{Rdc} = C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3}$ MPa	$V_{Rdc} = 0.69$
$u_1 = a_{(pilar)} + 4\pi d$ (m)	$u_1 = 2 \times 0.7 + 2 \times 0.7 + 4\pi \times 0.26 = 6.0$
$V_{Rd,c} = v_{Rd,c} \times u_1 \times d$ (MPa)	$V_{Rd,c} = 690 \times 6.0 \times 0.26 = 1076$

Uma vez que  $V_{ED} > V_{Rd,c}$ , é necessário a adoção de um capitel, ou de armaduras específicas para a resistência ao punçoamento. Por questões funcionais, neste estudo foram consideradas armaduras específicas para resistirem ao punçoamento.

✓ **Adoção de armadura específica para punçoamento**

$$f_{ywd,ef} = 250 + 0.25d = 250 + 0.25 \times 260 = 315 < 435 \text{ MPa} \tag{12}$$

$$A_{SP} = \frac{(V_{Rd,cs} - 0.75V_{Rd,c})}{f_{ywd,ef}} = \frac{1503 - 0.75 \times 1076}{315 \times 10^3} \times 10^4 = 22.09 \text{ cm}^2/\text{m} \tag{13}$$

Considerando quatro estribos de quatro ramos por fiada obtém-se a seguinte armadura:

$$A_{SP} = \frac{22.09 \text{ cm}^2/\text{m}}{16} = 1.38 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \emptyset 8//0.15 (3.35 \text{ cm}^2/\text{m}) \tag{14}$$

### 3.2. Viga de bordadura em betão convencional

Considerou-se como viga de bordadura, uma viga com  $(0.3 \times 0.5) \text{ m}^2$  constituída por um C30/37 e A500 NR.

#### 3.2.1. Pré-dimensionamento

Para a verificação dos Estados Limites de Utilização e verificação dos Estados Limites Últimos na viga de bordadura, foram utilizados os mesmos critérios utilizados na análise da laje.

##### ✓ Estados Limites de Utilização

Para a verificação dos Estados Limites de Utilização, foi considerada novamente a combinação quase permanente de ações.

De acordo com a elaboração do modelo de elementos finitos, determinou-se o valor da flecha da viga de bordadura (ver Figura 48).

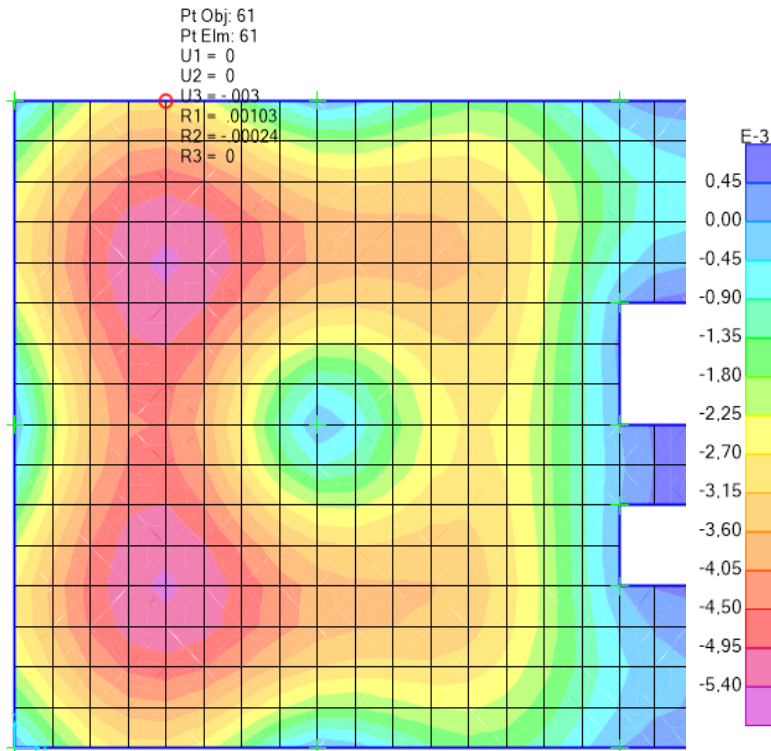


Figura 48. Valor da flecha elástica na viga da solução-tipo

Para obter o valor da deformação da viga a longo prazo, considerou-se de forma simplificada uma relação entre a flecha a longo prazo e a flecha elástica igual a 5.

Assim sendo, o valor da deformação da viga foi determinado pela (equação (15)):

$$\delta = (0.003 \times (1 + 2.5) \times 1.42) - 0.0019 = 0.015 - 0.002 = 0.013 \text{ m} \quad (15)$$

O valor 1.42 está associado ao efeito da fendilhação e que corresponde à relação 5/3.5, uma vez que para o betão normal a relação entre a flecha elástica e a longo prazo assumida toma o valor 5 e os 3.5 está relacionado com um valor do coeficiente de fluência a longo prazo de 2.5.

De acordo com o valor da flecha obtido, verificou-se que a viga de bordadura de dimensão (0.3 x 0.5) m<sup>2</sup> apresenta uma flecha com um valor admissível face à comparação do valor da flecha limite (ver equação (2)).

#### ✓ Estados Limites Últimos

Para a verificação dos estados limites últimos, utilizou-se novamente a majoração de ações  $\gamma_G=1.35$  para cargas permanentes e  $\gamma_Q=1.5$  para cargas variáveis.

### 3.2.2. Dimensionamento

A viga em estudo representa todas as vigas do edifício com a mesma taxa de armadura e a mesma secção de betão. A equação (4) referida anteriormente, é a equação que o EC2 recomenda para a determinação da armadura mínima longitudinal de flexão nas vigas.

Neste caso, a armadura mínima da viga considerada neste estudo é:

$$A_{s,\min} = 0.26 \times \frac{2.9}{435} \times 0.3 \times 0.45 = 2.34 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\emptyset 16 (4.02 \text{ cm}^2)$$

Dadas as características da viga tipo, foram obtidos os seguintes digramas de esforços:

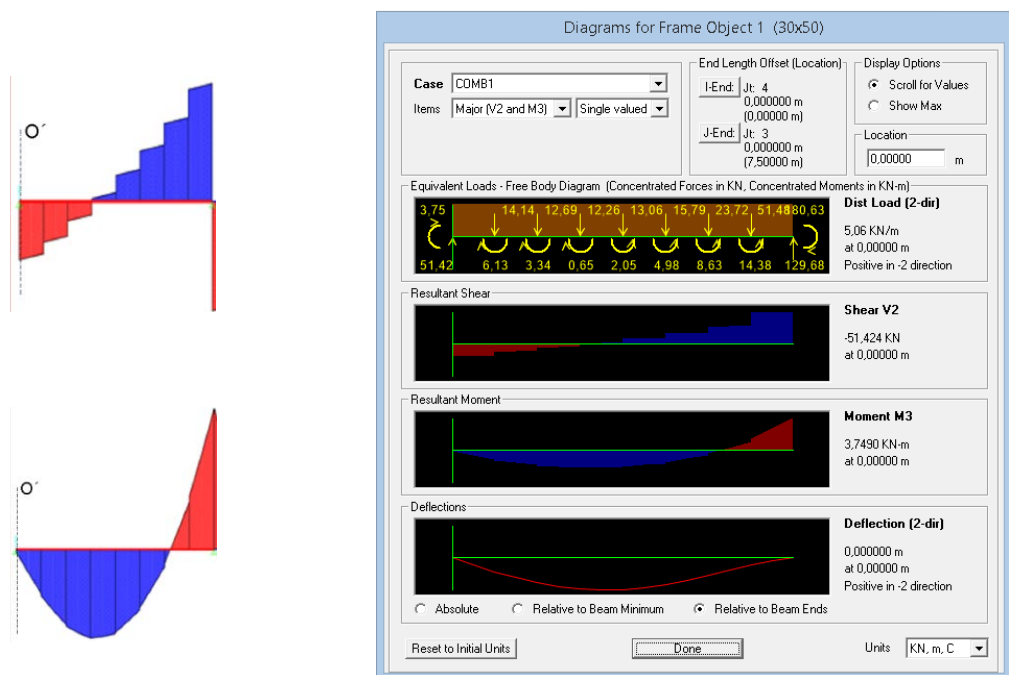


Figura 49. Valor do momento e esforço transverso para o ponto O'

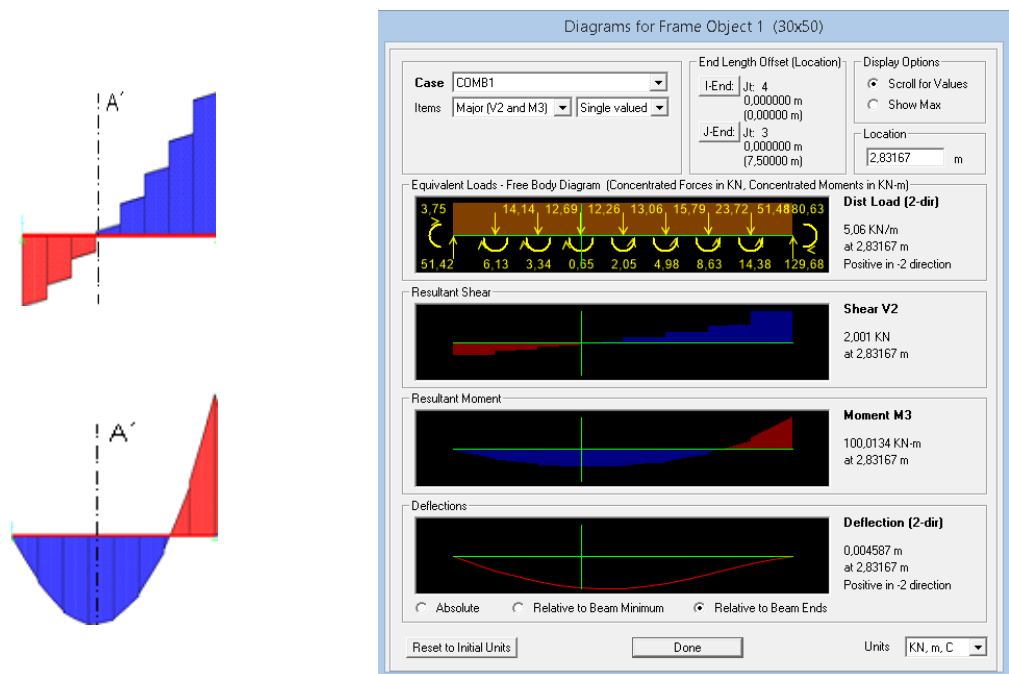


Figura 50. Valor do esforço transverso e momento fletor para a secção A'

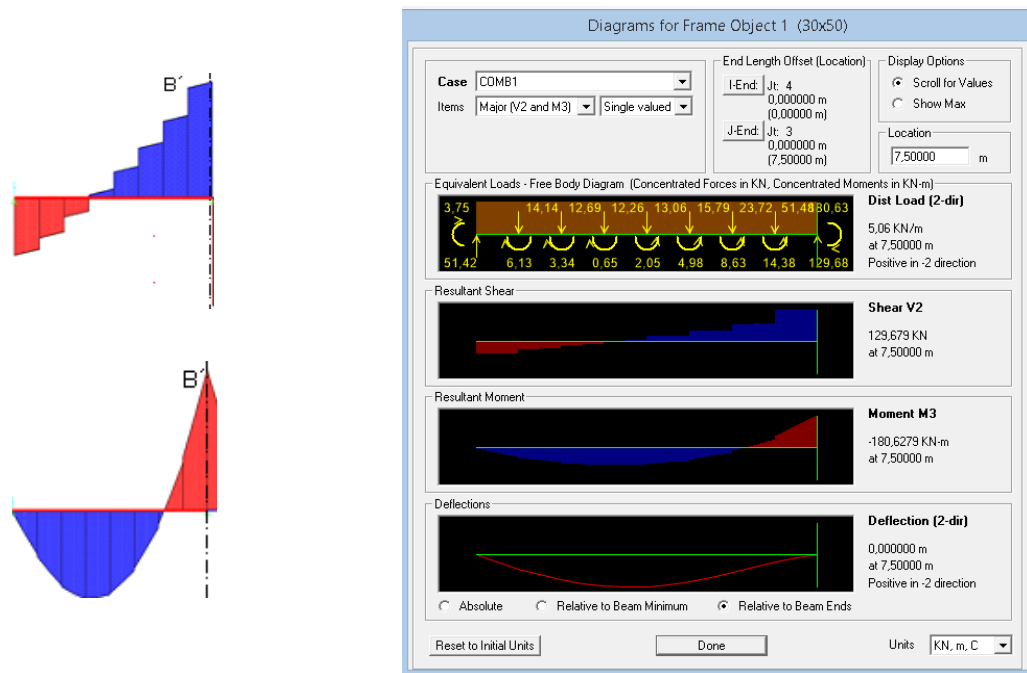


Figura 51. Valor do esforço transversal e momento fletor à esquerda da secção B'

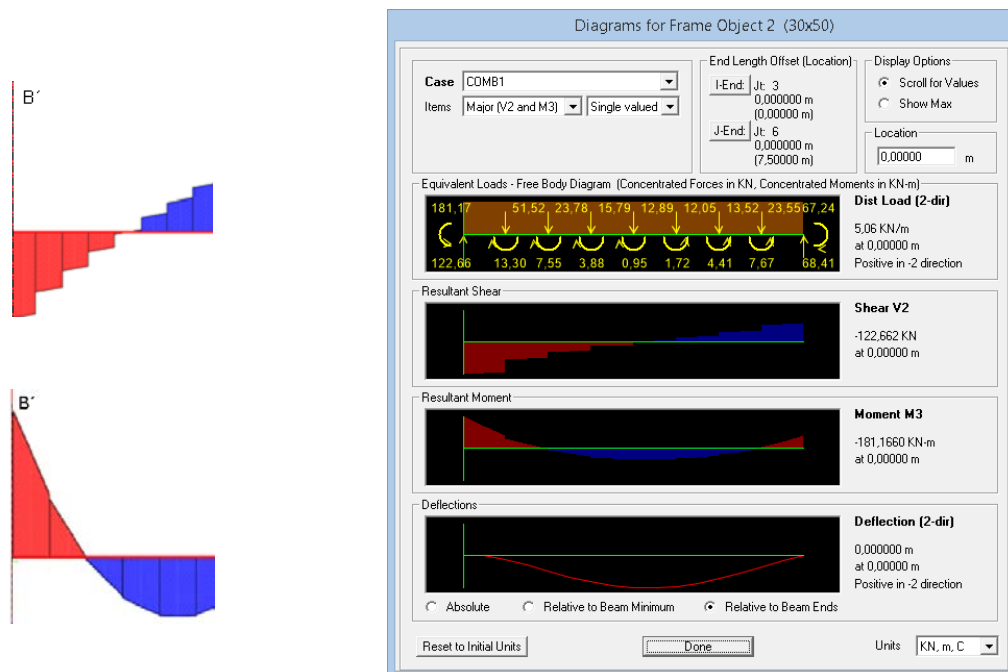


Figura 52. Valor do esforço transversal e momento fletor à direita da secção B'

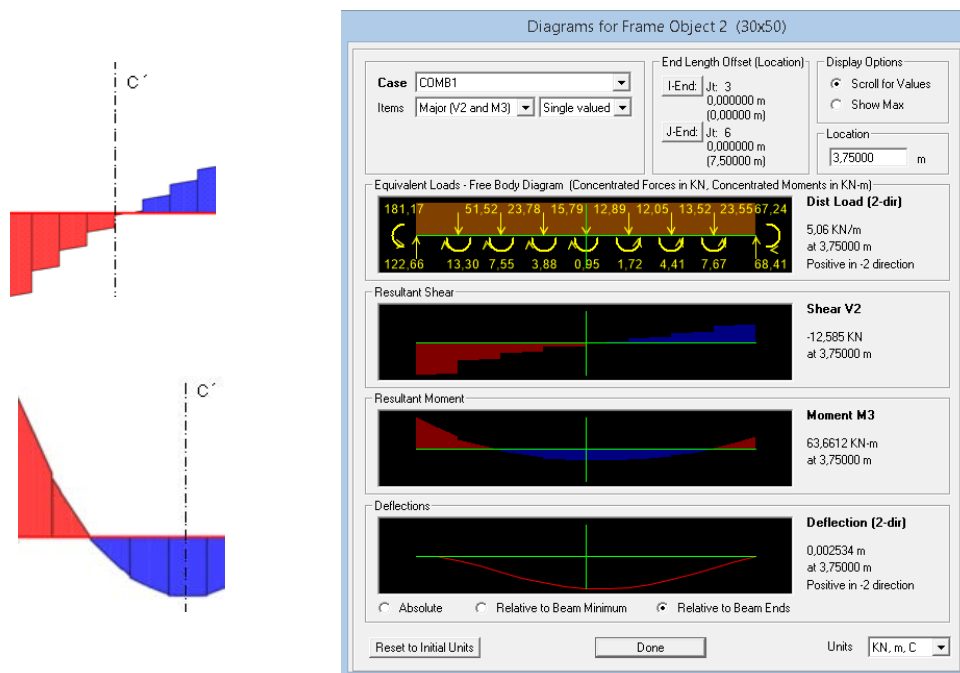


Figura 53. Valor do esforço transversal e momento fletor para a secção C'

É importante referir que a escolha do diâmetro dos varões foi feita de modo a respeitar as recomendações feitas no Quadro 7.2N do EC2, de forma a controlar indiretamente a fendilhação. De acordo com esta observação e com o diagrama de momentos apresentado anteriormente, foram determinadas as armaduras longitudinais (ver a Tabela 11).

Tabela 11. Momentos fletores e armaduras longitudinais para a viga de bordadura horizontal

Zona	Secção	Distância (x) m	M <sub>ED</sub> (kNm)	μ	ω	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	φ
Apoio	O'	0	3.75	0.00	0.00	0.0	2φ16 (4.02 cm <sup>2</sup> )
	B'	7.5	181.2	0.149	0.166	10.30	5φ16 (12.06 cm <sup>2</sup> )
Vão	A'	2.83	100.0	0.082	0.087	5.40	4φ16 (8.04 cm <sup>2</sup> )
	C'	11.25	63.6	0.052	0.054	3.35	2φ16 (4.02 cm <sup>2</sup> )

Segundo o EC2, o cálculo da armadura transversal é feito a partir da equação (16):

$$\frac{A_{sw}}{S} \geq \left( \frac{V_{ED}}{z \cot \theta f_{ywd}} \right) \text{ (cm}^2\text{/m)} \quad (16)$$

onde,

$z \cot \theta$ - é o espaçamento entre tirantes verticais do modelo de escoras e tirantes, em que:

$z=0.9d$  e  $\theta=30^\circ$ ;

$\frac{A_{sw}}{S}$  – área de aço por unidade de comprimento (armadura distribuída por m);

$V_{ED}$  – esforço transversor;

$f_{ywd}$ - representa o valor de cálculo da tensão de cedência da armadura de esforço transversor.

A percentagem de armadura transversal pode ser quantificada em forma de percentagem, através da imposição de uma percentagem mínima. O EC2 define o respetivo cálculo através das seguintes equações:

$$\rho_w = \frac{0.08 \times \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (17)$$

$$\rho_{w,\min} = \frac{A_{sw}}{S \times b_w} \quad (18)$$

No presente trabalho, a percentagem de armadura mínima em armadura transversal é de:

$$\rho_w = \frac{0.08 \times \sqrt{30}}{500} = 0.001$$

$$A_{sw} \times \frac{1}{b_w} = 0.001 \leftrightarrow A_{sw} = 0.3 \times 10^4 \times 0.001 = 3.0 \text{ (cm}^2\text{/m)} \rightarrow \emptyset 8//0.25(2.01\text{cm}^2\text{/m)}$$

Uma vez obtido o esforço transversor, é possível calcular as armaduras transversais da viga (consultar a Tabela 12).

Tabela 12. Esforços transversos e armaduras transversais na viga de bordadura junto aos apoios

Apoio	Orientação	Distância (x) (m)	zcotgθ (m)	VED (zcotgθ) (kN)	A <sub>sw</sub> /s (cm <sup>2</sup> /m)	φ
O´		0	0.70	47.8	1.57	φ8//0.20 (c/ 2 ramos) (5.03 cm <sup>2</sup> /m)
B´	Esquerda	7.5		126.1	4.14	
	Direita	7.5		119.1	3.91	

Após o cálculo das armaduras transversais foram feitas verificações ao modo de rotura dos estribos e à rotura do esmagamento do betão nas bielas comprimidas (ver Tabela 13) através da equação (19) e equação (20):

$$\sigma_c = \frac{V_{ED}}{0.9d \times b_w \times \sin \theta \times \cos \theta} \tag{19}$$

$$\sigma_c \leq 0.6 \times \left[ 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \times f_{cd} \tag{20}$$

Tabela 13. Verificação à rotura para a viga.

Bielas comprimidas		Verifica
σ (MPa)	σ máx (MPa)	
2315.1	10560	

### 3.2.3. Pormenorização da viga

A pormenorização que se segue refere-se à viga segundo a direção x.

Foram feitas dispensas na armadura longitudinal superior e inferior da viga. A distância em relação ao apoio da secção em que o momento atuante iguala ao momento resistente após a dispensa é obtida através do diagrama de momentos fletores diretamente do programa de elementos finitos SAP 2000. Após obtido este comprimento, foi-lhe adicionado o comprimento de translação do diagrama de momentos fletores e o comprimento de amarração das armaduras, de acordo com o preconizado no EC2.

Em seguida, é apresentada a pormenorização da viga através do seu alçado e de uma secção transversal (ver Figura 54).

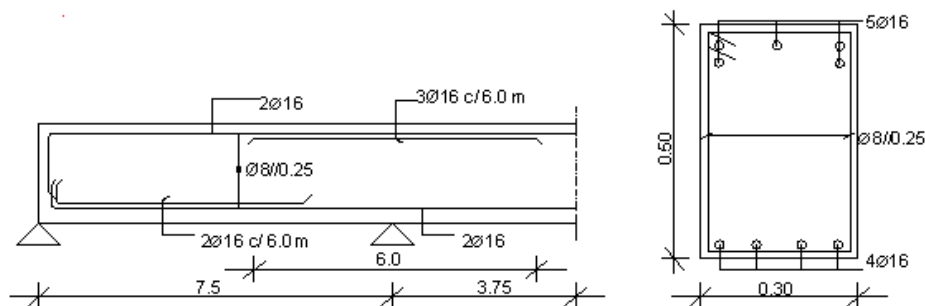


Figura 54. Pormenorização da viga x em perfil longitudinal (à esquerda) e em corte transversal (à direita)

### 3.3. Medições

Através das medições, segundo os critérios de medição referidos seguidamente, foi possível determinar a quantidade de betão, aço e material de cofragem a ser utilizada na execução dos elementos estruturais, bem como a quantidade considerada como desperdício.

As medições foram feitas de acordo com o manual Curso sobre Regras de Medição na Construção (Fonseca, 2010).

Como elementos estruturais, temos as vigas de bordadura, lajes e pilares.

#### 3.3.1. Betão

- **Lajes**

A medição do betão na laje é feita em m<sup>3</sup>, cujo comprimento e largura são determinados entre as faces das vigas

Neste estudo, o volume de betão a utilizar na laje é de 48.8 m<sup>3</sup> (ver equação (21)):

$$V = l_{(\text{direção } x)} \times l_{(\text{direção } y)} \times h_{(\text{laje})} \text{ m}^3 \quad (21)$$

$$V = (11.1 \times 14.7 - 0.49) \times 0.3 = 48.8 \text{ m}^3$$

- **Vigas**

A medição de volume nas vigas é feita a partir da equação (22):

$$V = \text{Área}_{(\text{base/viga})} \times h_{(\text{viga})} \times l_{(\text{vão})} \text{ m}^3 \quad (22)$$

onde,

$h$  (altura) é a distância entre o plano inferior da viga e o seu plano superior (incluindo a espessura da laje);

$l$  (vão) a distância entre as faces dos pilares ou das vigas que intercetam as vigas.

Assim, a viga na direção  $x$  tem como volume:

$$V = 0.3 \times 0.50 \times 10.65 = 1.59 \text{ m}^3$$

Para a direção  $y$  a viga tem:

$$V = 0.3 \times 0.50 \times 14.25 = 2.14 \text{ m}^3$$

Consoante o número de vigas que definem o painel da laje em estudo, o volume total de betão a ser utilizado em vigas é de  $5.32 \text{ m}^3$ .

- **Pilares**

A medição do betão para os pilares é feita contabilizando as zonas de sobreposição com vigas e lajes. Os pilares são quadrados. As suas áreas são determinadas perante os esforços axiais (ver equação (11)) retirados através do programa de elementos finitos.

- **Pilar de canto (NED= 205 kN/piso)**

$$A_c = \frac{205 \times 6}{20 \times 10^3} = 0.062 \text{ m}^2 \rightarrow 0.30 \times 0.30$$

O volume de betão a utilizar para este tipo de pilar é:

$$V = A_{(\text{pilar})} \times h_{(\text{pilar})} \text{ m}^3 \quad (23)$$

$$V = 0.30 \times 0.30 \times 3.00 = 0.27 \text{ m}^3$$

Sabendo que no painel de laje estudado existem dois pilares de canto, o volume total a ser utilizado é de 0.54 m<sup>3</sup>.

- **Pilar de bordo para a direção x (N<sub>ED</sub>= 567 kN/piso)**

$$A_c = \frac{567 \times 6}{20 \times 10^3} = 0.17 \text{ m}^2 \rightarrow 0.45 \times 0.45$$

$$V = 0.45 \times 0.45 \times 3.00 = 0.61 \text{ m}^3$$

- **Pilar de bordo para a direção y (N<sub>ED</sub>= 603 kN/piso)**

$$A_c = \frac{603 \times 6}{20 \times 10^3} = 0.18 \text{ m}^2 \rightarrow 0.45 \times 0.45$$

$$V = 0.45 \times 0.45 \times 3.00 = 0.61 \text{ m}^3$$

Como existem três pilares de bordo na zona considerada, conclui-se que o volume total de betão a utilizar é de 1.83 m<sup>3</sup>.

- **Pilar central**

A área do pilar central não está aqui apresentada, visto já ter sido mencionada anteriormente. O pilar central tem como volume:

$$V = 0.70 \times 0.70 \times 3.0 = 1.47 \text{ m}^3$$

Contabilizando todos os elementos verticais do painel, o volume total de betão utilizado nos mesmos é de 3.84 m<sup>3</sup>.

### **3.3.2. Cofragens**

As cofragens são medidas em m<sup>2</sup> e determinadas a partir das superfícies moldadas em que se considera os limites dos elementos, sendo estes, os mesmos elementos que foram indicados para a medição do betão.

- **Lajes**

Para determinar a área de cofragem na laje, apenas foi considerada a área do pavimento, visto que as laterais se incluem na cofragem das vigas. Assim sendo, a área de cofragem para a laje é obtida através da equação (24):

$$A_{(\text{cofragem})} = A_{(\text{laje})} - A_{(\text{pilar central})} \text{ m}^2 \quad (24)$$

$$A_{(\text{cofragem})} = 163.2 - 0.49 = 162.7 \text{ m}^2$$

- **Vigas**

A área de cofragem para as vigas é calculada de acordo com a equação (25):

$$A_{(\text{cofragem})} = h_{(\text{viga})} \times l_{(\text{viga})} + A_{(\text{base/viga})} \times l_{(\text{viga})} \text{ m}^2 \quad (25)$$

Para a viga posicionada na direção x a área de cofragem necessária é de:

$$\begin{aligned} A_{(\text{cofragem})} &= 0.50 \times 11.40 + 0.20 \times 10.65 + 0.3 \times 10.65 + (0.15 \times 0.20) \times 2 + 0.45 \times 0.20 \\ &= 11.18 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

A viga na direção y tem uma área de cofragem com:

$$\begin{aligned} A_{(\text{cofragem})} &= 0.50 \times 15.30 + 0.20 \times 14.25 + 0.3 \times 14.25 + (0.15 \times 0.20) \times 2 + 0.45 \times 0.20 \\ &= 14.93 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Como existem três vigas, podemos concluir que as vigas de bordadura apresentam uma área de cofragem com 37.29 m<sup>2</sup>.

- **Pilares**

Como sabemos, no painel de laje existem somente pilares quadrados que se designam por pilares de canto, de bordo e centrais. A área de cofragem total é de 27.06 m<sup>2</sup> e é obtida de acordo com a equação (26):

$$A_{(\text{cofragem})} = \text{Perímetro}_{(\text{pilar})} \times h \text{ m}^2 \quad (26)$$

- **Pilar de canto**

$$A_{(\text{cofragem})} = (0.30 \times 2.50) \times 4 = 3.00 \text{ m}^2$$

- **Pilar de bordo**

$$A_{(\text{cofragem})} = (0.45 \times 2.50) \times 4 = 4.50 \text{ m}^2$$

- **Pilar central**

$$A_{(\text{cofragem})} = (0.70 \times 2.70) \times 4 = 7.56 \text{ m}^2$$

### 3.3.3. Aço

A medição do aço é feita em kg. O comprimento é determinado em metros e a sua distribuição é feita por área de laje (ver a Tabela 14 e a Tabela 15).

Por tratar-se de uma laje maciça fungiforme, constatou-se que seria necessária a utilização de armaduras específicas para a verificação do punçoamento (consultar a Tabela 16).

Consoante os cálculos atrás feitos, optou-se por quatro fiadas de quatro estribos de quatro ramos por fiada (ver equação (14)).

Para as vigas de bordadura foi seguido o mesmo procedimento da laje. Neste caso, determinou-se a armadura longitudinal superior e inferior (ver Tabela 17). E armadura transversal (observar a Tabela 18).

A quantidade de armadura utilizada nos pilares, nomeadamente no pilar de canto, no pilar de bordo e no pilar central, foi determinada de acordo com o volume de betão ( $\text{m}^3$ ) utilizado por pilar (consultar a Tabela 19). De forma simplificada, foram consideradas taxas de armadura usuais em pilares, nomeadamente,  $1 \text{ m}^3$  de betão corresponde a 200 kg de armadura, incluindo armaduras longitudinais e cintas, bem como as necessárias emendas.

De acordo com a pormenorização das armaduras da laje e das vigas de bordadura, bem como a quantidade de aço determinada para os pilares, elaborou-se as seguintes tabelas:

Tabela 14. Cálculo da quantidade de armadura na laje C30/37 para a direção x

Faixas	Área de armadura (cm <sup>2</sup> /m)	Armadura Inferior			Armadura Superior			Peso da armadura (kg)
		Peso da armadura (kg/m <sup>2</sup> )	Área (m <sup>2</sup> )	Peso da armadura (kg)	Área de armadura (cm <sup>2</sup> /m)	Peso da armadura (kg/m <sup>2</sup> )	Área (m <sup>2</sup> )	
Armadura mínima em todo o painel	3.93 (Φ10//0.20)	3.0 (3.93x10 <sup>-4</sup> x77x10 <sup>2</sup> )	168.8 (11.25 x15.00)	506.3	3.93 (Φ10//0.20)	3.0 (3.93 x 10 <sup>-4</sup> x77)	177.1 (11.47 x 15.44)	531.3
Direção x	3.14 Φ10//0.25	4.8 (3.14x10 <sup>-4</sup> x77x10 <sup>2</sup> ) x 2	22.8 (6.0 x 3.8)	109.4	16.08 φ16//0.125	12.4 (16.08x10 <sup>-4</sup> x 77x10 <sup>2</sup> )	16.0 (4.0 x 4.0)	198.4
	6.28 Φ10//0.125	4.8 (6.28x10 <sup>-4</sup> x77x10 <sup>2</sup> )	45.0 (6.0 x 7.5)	216.0	1.97 Φ10//0.40	3.0 (1.97x10 <sup>-4</sup> x77x10 <sup>2</sup> ) x 2	7.2 (4.0 x 1.80)	21.6
	3.14 Φ10//0.25	2.4 (3.14x10 <sup>-4</sup> x77x10 <sup>2</sup> )	30.0 (4.0 x 7.5)	72.0				
	1.97 Φ10//0.40	3.0 (1.97x10 <sup>-4</sup> x77x10 <sup>2</sup> ) x 2	15.2 (4.0 x 3.80)	45.6				
Armaduras de canto	3.14 Φ10//0.25	4.8 (3.14x10 <sup>-4</sup> x77x10 <sup>2</sup> ) x 2	3.60 (2 x 1.80)	17.3	6.28 Φ10//0.125	9.7 (6.28x10 <sup>-4</sup> x77x10 <sup>2</sup> ) x 2	4.3 (2.4 x 1.80)	41.7
<b>Total</b>		22.8		966.6		28.1		793.0

Tabela 15. Cálculo da quantidade de armadura para a laje C30/37 segundo a direção y

Faixas	Área de armadura (cm <sup>2</sup> /m)	Armadura Inferior			Armadura Superior			Peso da armadura (kg)
		Peso da armadura (kg/m <sup>2</sup> )	Área (m <sup>2</sup> )	Peso da armadura (kg)	Área de armadura (cm <sup>2</sup> /m)	Peso da armadura (kg/m <sup>2</sup> )	Área (m <sup>2</sup> )	
Armadura mínima em todo o painel	3.93 Φ10//0.20	3.0 (3.93x10 <sup>-4</sup> x77x10 <sup>2</sup> )	168.8 (11.25 x 15.00)	506.3	3.93 Φ10//0.20	3.0 (3.93 x 10 <sup>-4</sup> x 77)	177.1 (11.47 x 15.44)	531.3
Direção y	3.14 Φ10//0.25	4.8 (3.14x10 <sup>-4</sup> x77x10 <sup>2</sup> ) x 2	10.8 (6.0 x 1.80)	51.8	16.08 φ16//0.125	12.4 (16.08 x 10 <sup>-4</sup> x 77 x 10 <sup>2</sup> )	16.0 (4.0 x 4.0)	198.4
	6.28 Φ10//0.125	9.6 (6.28x10 <sup>-4</sup> x77x10 <sup>2</sup> ) x 2	45.0 (6.0 x 7.5)	432.0	1.97 Φ10//0.40	3.0 (1.97 x 10 <sup>-4</sup> x 77 x 10 <sup>2</sup> )	15.2 (4.0 x 3.80)	45.6
	1.97 Φ10//0.40	3.0 (1.97x10 <sup>-4</sup> x77x10 <sup>2</sup> ) x 2	10.8 (6.0 x 1.80)	32.4	1.97 Φ10//0.40	1.5 (1.97 x 10 <sup>-4</sup> x 77 x 10 <sup>2</sup> )	7.2 (4.0 x 1.80)	10.8
Armaduras de canto	3.14 Φ10//0.25	4.8 (3.14x10 <sup>-4</sup> x77x10 <sup>2</sup> ) x 2	3.60 (2 x 1.80)	17.3	3.14 Φ10//0.125	4.8 (3.14x10 <sup>-4</sup> x 77x10 <sup>2</sup> ) x 2	4.3 (2.4 x 1.80)	20.6
<b>Total</b>		12.5		1039.8		24.7		806.7

Tabela 16. Quantidade da armadura total de punçoamento

Área de armadura (cm <sup>2</sup> )	L (estribo) (m)	Peso/estribo (kg)	Nº de estribos/fiada	Nº de fiadas	Peso total de estribos (Kg)	Peso da armadura de colapso progressivo e montagem (Kg)	Peso total de armadura (Kg)
0.5 (1Φ8)	1.66 (2x0.50+2x0.23+2x0.10)	0.64 (1.66x0.5x10 <sup>-4</sup> x77x10 <sup>2</sup> )	8	4	20.5	50.0	70.5

- Vigas de bordadura**

Aqui é importante referir que em relação à viga posicionada na direção x, multiplicou-se o seu resultado pelo número de vigas.

Tabela 17. Quantificação da armadura longitudinal da viga de bordadura C30/37

Armadura longitudinal	Armadura Inferior				Armadura Superior			
	Área de armadura (cm <sup>2</sup> )	Peso de armadura (kg/m)	L (m)	Peso de armadura (kg)	Área de armadura (cm <sup>2</sup> )	Peso de armadura (kg/m)	L (m)	Peso de armadura (kg)
Direção x	4.02 (2Φ16)	6.18 (4.02x10 <sup>-4</sup> x77x10 <sup>2</sup> ) x2	6.0	37.1 (6.18 x 6.0)	4.02 (2Φ16)	6.18 (4.02x10 <sup>-4</sup> x77x10 <sup>2</sup> ) x2	11.65	71.9 (6.18 x 11.65)
	4.02 (2Φ16)	6.18 (4.02x10 <sup>-4</sup> x77x10 <sup>2</sup> ) x2	11.65	71.9 (6.18 x11.65)	6.03 (3Φ16)	9.29 (6.03x10 <sup>-4</sup> x77x10 <sup>2</sup> ) x2	6.5	60.4 (9.29 x 6.5)
Direção y	4.02 (2Φ16)	3.09 (4.02x10 <sup>-4</sup> x77x10 <sup>2</sup> )	6.0	18.5 (3.09 x 6.0)	4.02 (2Φ16)	3.09 (4.02x10 <sup>-4</sup> x77x10 <sup>2</sup> )	15.8	48.8 (3.09 x15.8)
	4.02 (2Φ16)	3.09 (4.02x10 <sup>-4</sup> x77x10 <sup>2</sup> )	15.8	48.8 (3.09 x 15.8)	6.03 (3Φ16)	4.64 (6.03x10 <sup>-4</sup> x77x10 <sup>2</sup> )	6.5	30.2 (4.64 x 6.5)
Total/piso		18.5		176.3		29.7		211.3

Tabela 18. Quantidade de armadura transversal da viga de bordadura C30/37

Armadura transversal	Área de armadura (cm <sup>2</sup> /m)	L(estribo) (m)	Peso/estribo (kg)	Nº de estribos/vão	Peso de armadura (kg)
Direção x	5.03 (Φ8//0.20)	1.48 (2x0.42+2x0.22+2x0.10)	0.57 (1.48x5.03x10 <sup>-4</sup> x77x10 <sup>2</sup> )	107 (10.65/0.20) x 2	60.9 (107 x 0.57)
Direção y				71 (14.25/0.20)	40.5 (71 x 0.57)
Total				178	101.4

- **Pilares**

A quantidade de armadura necessária aos pilares encontra-se representada na Tabela 19.

**Tabela 19. Quantidade total (kg) em armadura utilizada em todos os pilares do painel**

<b>Pilares</b>	<b>Volume total de betão (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Peso de armadura (kg)</b>
<b>Canto</b>	0.54	108.0
<b>Bordo</b>	1.83	366.0
<b>Central</b>	1.47	294.0
<b>Total</b>	3.84	768.0

### **3.4. Composição de custos unitários**

No estudo presente, pretende-se avaliar as vantagens económicas da aplicação de betões especiais nos edifícios correntes através da contabilização dos custos referentes aos materiais, mão-de-obra e equipamentos, como também avaliar quais as suas aplicações a nível estrutural. O betão considerado foi o C30/37 em todos os elementos estruturais (laje, vigas de bordadura e pilares).

Como custos unitários definem-se os custos dos materiais, mão-de-obra e equipamentos. Relativamente aos preços dos materiais, foi feita uma recolha dos mesmos junto às empresas de produção localizadas na Região Autónoma da Madeira. Apesar de a produção de betões especiais na região ser pouco habitual, foi possível a recolha de alguns preços unitários referentes a betões especiais, nomeadamente betão autocompactável e betão de alta resistência, junto das empresas relacionadas com a sua produção, em particular o Grupo Madeira Inerte e o Grupo Cimentos Madeira. Dada a inexistência de alguns betões, tais como o betão leve com argila expandida e betão de elevado desempenho, foi possível obter informação relativa ao seu custo através da empresa Betão Liz do Grupo Cimpor.

Quanto ao aço, os valores de referência utilizados para os custos foram fornecidos pela empresa Casa Santo António. Relativamente à mão-de-obra associada ao aço, é considerado um custo médio de 0.20 €/Kg com um desperdício de 7.5 %. É importante referir que os valores das percentagens considerados como desperdícios foram obtidos por técnicos especializados da empresa Edimade.

Ao abrigo do Decreto de Lei n.º 294/78 os custos horários da mão-de-obra são obtidos de acordo com os vencimentos mensais mínimos, estabelecidos pelo Contrato Coletivo do Trabalho para a Indústria da Construção Civil anualmente atualizado pela ASSICOM - Associação da Indústria, Associação da Construção, Região Autónoma da Madeira e o SICOMA - Sindicato dos Trabalhadores da Construção, Madeiras, Olarias e Afins da Região Autónoma da Madeira e Outros).

Antes demais, é importante referir que o custo horário definido por trabalhador, é obtido a partir do estudo feito sobre efeitos de orçamentação pela equação seguinte:

$$Ch = \frac{V_m \times 12}{H_s \times 52} \times (1 + E_c) \quad (27)$$

onde,

Ch – custo horário de mão de obra;

V<sub>m</sub> – vencimento mensal;

H<sub>s</sub> –horário semanal (40 horas);

E<sub>c</sub> –percentagem de encargos na forma decimal (considerando Caixa de Previdência, Fundo de Desemprego, férias, subsídio de férias e de Natal, entre outros). Em relação à percentagem dos encargos médios (E<sub>c</sub>), considerou-se os 145 %, visto ser um valor pouco alterável ao longo destes últimos anos.

Assim, o custo associado aos pedreiros e aos serventes, assume o mesmo valor do custo associado ao carpinteiro de cofragem e servente. Como tal, o valor mensal associado a um oficial de primeira é de 733.20 € e ao ajudante 562.30 €. Com isto, o custo horário do oficial de primeira é de 10.36 € e 7.94 € o ajudante.

Antes de efetuar a análise sobre os custos / orçamentação convém sublinhar que o estudo é feito relativamente a um piso.

### 3.4.1. Betão

O custo do betão corrente é feito consoante a tabela de preços do grupo Cimentos Madeira, o betão C30/37 tem um custo unitário de 81.55 €/m<sup>3</sup> em que contabiliza o custo do material e transporte.

De acordo com os valores de rendimentos obtidos junto das empresas Cimpor, Edimade e Arché-Teckon e a dimensão da obra, determinou-se a duração do ciclo de trabalho, nomeadamente, o número de equipas considera bombagem. Visto tratar-se de um edifício corrente, a elevação do betão passaria pelo uso de uma bomba normal associada a um rendimento de 50 m<sup>3</sup>/h.

Assim, para o enchimento e vibração da laje, das vigas e pilares com betão convencional, é feito durante um período de três horas. Isto é, uma hora para o enchimento dos seis pilares sendo necessário dez minutos por pilar, trinta minutos nas vigas e uma hora e trinta minutos para a laje. Para tal, foram considerados necessários ao enchimento da laje e das vigas, um oficial de primeira e dois ajudantes. E para os pilares considerou-se um oficial de primeira e um ajudante.

Perante as informações dadas nos parágrafos anteriores, elaborou-se a Tabela 20 de modo a obter-se o custo total do betão corrente aplicado neste painel de laje.

**Tabela 20. Custo total do betão corrente utilizado na laje, vigas e pilares**

Elementos estruturais	Volume (m <sup>3</sup> )	Custo unitário do betão (€/m <sup>3</sup> )	Custo do betão (€)	Mão-de-obra (€)	Custo total (€)
Laje	48.8	81.55	3979.6	39.36	4018.96
Vigas	5.32		433.8	13.12	446.92
Pilares	3.29		268.3	18.30	286.60
<b>Total</b>	57.4		4681.7	70.78	4752.48

### 3.4.2. Cofragem

Para a cofragem, foi considerado o mesmo número de trabalhadores e respetivas categorias. O valor do custo médio é de 13.00 €/m<sup>2</sup>, obtido através do cálculo de rendimento da mão-de-obra e o seu respetivo custo. Este valor foi considerado, de forma simplificada, igual para a cofragem dos diversos elementos.

O rendimento considerado é de 1.5 Hxh/m<sup>2</sup>, com 1/3 de carpinteiro e 2/3 de ajudante e foi obtido após consultas feitas a técnicos especializados na área. O custo obtido por unidade de medição foi calculado através da razão entre a soma dos custos horários dos trabalhadores, sendo neste caso 7.94 € para o servente e 10.36 € para o carpinteiro, e o referido cálculo inverso do rendimento da mão-de-obra, ou seja, 1/1.5 x (nº de trabalhadores), obtendo-se assim, o valor de custo médio a partir da equação (28):

$$MO = \frac{1 \times ch(\text{carpinteiro}) + 2 \times ch(\text{ajudante})}{(1/1.5 \times 3)} = 13.00 \text{ (€/m}^2\text{)} \quad (28)$$

São considerados como materiais, os painéis de cofragem, prumos, óleo descofrante, pregos, entre outros. Quanto aos equipamentos (serra de mesa e serra de corte circular). Como custos admitiu-se um valor de custo recomendado pelo site Orçamentos e Orçamentação na Construção Civil (2014).

Ao custo total foi adicionado o acréscimo da percentagem associada aos desperdícios, sendo, para este caso, de 7.5%. Valor este considerado após uma consulta feita a técnicos especializados de várias empresas.

De acordo com a Tabela 21 é possível analisar os custos obtidos para a cofragem utilizada na laje, vigas de bordadura e pilares, nomeadamente pilares de canto, de bordo e central.

**Tabela 21. Cálculo do custo total da cofragem na laje, vigas de bordadura e pilares**

Custo unitário (€/m <sup>2</sup> )							
Material	Mão- de- obra	Equipamentos (€)	Elementos estruturais	Área de cofragem (m <sup>2</sup> )	Custo Total (€)	Desperdícios (€)	Total (€)
4.14	13.00	0.98	Laje	162.70	2948.12	221.11	3169.23
6.62		1.30	Vigas	37.29	780.11	58.51	838.62
5.28		0.98	Pilares	27.06	521.18	39.08	560.26
			<b>Total (€)</b>		4249.41	318.70	4568.11

### 3.4.3. Aço

Consoante o dimensionamento dos elementos estruturais e critérios de medição, verificou-se que seriam necessários 4933.60 kg em armadura associados a um custo final do painel de 6735.58 €, custo este que contabiliza um acréscimo associado aos desperdícios. É possível fazer uma análise sobre o custo total com mais detalhe da armadura utilizada na laje, vigas de bordadura e pilares (a partir da Tabela 22 ). Para tal, considerou-se o custo da mão de obra (€/kg), o custo unitário do material (€/kg) e desperdícios associados a uma percentagem equivalente a 7.5 %. É importante referir que ao custo unitário estão associados os custos dos equipamentos, nomeadamente, a máquina de dobragem, e máquina de corte com um custo de 0.025 €/kg.

Como é dito anteriormente, a quantidade de armadura para os pilares foi obtida, de forma simplificada, utilizando valores correntes consoante a quantidade de betão utilizada em cada pilar, isto é, 1 m<sup>3</sup> de betão corresponde a 200 kg de aço. Assim sendo, os custos obtidos foram os seguintes:

Tabela 22. Custo/piso do varão A500 NR a utilizar na laje, nas vigas de bordadura e pilares com C30/37.

Custos unitários (€/kg)			Elementos estruturais	Quantidade de armadura (kg)	Custo total (€)	Desperdícios (€)	Total (€)
Custo médio/varão	Mão-de-obra	Equipamentos					
1.04	0.20	0.025	Laje	3676.60	4669.28	350.19	5019.47
			Vigas	489.00	621.03	46.57	667.60
			Pilares	768.00	975.36	73.15	1048.51
<b>Total</b>		1.27		4933.60	6265.67	469.91	6735.58

### 3.5. Análise e comparação de resultados

Em relação às comparações que serão feitas com a solução em betão convencional C30/37 ao longo deste capítulo, serão considerados mais três tipos de solução: uma solução que tem como painel de laje e vigas de bordadura um LC30/33 e pilares com C30/37; uma outra solução é a aplicação de betões de alta resistência em pilares, com painéis de laje e vigas em betão convencional C30/37; uma outra solução é um painel todo em betão autocompactável, isto é, laje, vigas e pilares com um BAC de C30/37.

Conforme sugerido pela Engenheira Sofia Abreu do Grupo Cimentos Madeira, o preço referente a um BED foi considerado igual ao preço de um BAC. O facto de ser atribuído aos BED o mesmo preço dos BAC justifica-se pela razão das várias exigências da composição de um BAC serem comuns aos BED cuja diferença está relacionada com a quantidade de superplastificantes a serem utilizados nesses betões.

#### 3.5.1. Betão Leve

A secção 11 do EC2 dispõe de requisitos adicionais para betões com agregados leves.

Essa secção inclui todos os betões que sejam de estrutura fechada com uma massa volúmica inferior ou igual a 2200 kg/m<sup>3</sup>, isto é, englobam betões que possuem

ou constituídos por uma determinada percentagem de agregados leves artificiais ou de agregados leves artificiais ou naturais com uma massa volúmica não superior a 2000 kg/m<sup>3</sup>. Esta secção exclui os betões autoclavados, os betões cavernosos (betão sem finos), e os betões de estrutura aberta, ou seja, aqueles betões com incorporação de ar.

#### ✓ Critérios do pré-dimensionamento

Para a laje e vigas com LC30/33 utilizou-se os mesmos critérios aplicados na laje e nas vigas com C30/37. Ou seja, as espessuras foram determinadas através da comparação  $\delta \leq \left(\frac{L}{500}\right)$  de acordo com a verificação dos Estados Limites de Utilização, efetuada com o auxílio do modelo de elementos finitos anteriormente referido, com os mesmos valores de sobrecarga (SC=3.0 KN/m<sup>2</sup>), e restantes cargas permanentes (rcp=3.5 KN/m<sup>2</sup>), considerando a combinação quase permanente de ações ( $\psi_2=0.4$ ).

#### ✓ Massa volúmica

A classificação do betão leve em função da sua massa volúmica é feita no ponto 11.3.1 (1) P do EC2, através da EN 206-1. O betão leve é classificado de acordo com a sua respetiva massa volúmica, bem como com as massas volúmicas de betão leve simples e betão leve armado. É também referido que, em alternativa, a massa volúmica poderá ser especificada como um valor a atingir e que a contribuição da armadura na massa volúmica do betão poderá também ser calculada.

Toma-se, neste estudo, o betão leve com massa volúmica pertencente à classe de massa volúmica D1.6, sendo o valor da massa volúmica, para efeitos de cálculos destes betões, 1650 kg/m<sup>3</sup> para betão simples e 1750 kg/m<sup>3</sup> para betão armado (ver Tabela 23).

**Tabela 23. Classes de massa volúmica e valores de cálculo correspondentes à massa volúmica do betão leve de acordo com a EN 206-1**

Classe de massa volúmica		1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0
Massa volúmica (kg/m <sup>3</sup> )		801-1000	1001-1200	1201-1400	1401-1600	1601-1800	1801-2000
Massa volúmica (kg/m <sup>3</sup> )	Betão simples	1050	1250	1450	1650	1850	2050
	Betão armado	1150	1350	1550	1750	1950	2150

✓ **Módulo de elasticidade**

O módulo de elasticidade para betões leves é referenciado pelo ponto 11.3.2 (1) do EC2, pode ser obtido através de uma estimativa de valores médios do módulo de elasticidade secante  $E_{cm}$  para betões leves, associados à multiplicação dos valores existentes na tabela 3.1 do EC2, para o betão normal, pelo coeficiente representado pela equação (29):

$$\eta_E = \left( \frac{\rho}{2200} \right)^2 \quad (29)$$

onde,

$\rho$  – é a densidade seca para betões leves em  $\text{kg/m}^3$  de acordo com a secção 4 da EN 206-1 (consultar a tabela 11.1 do EC2).

Na Tabela 24 encontram-se definidos os valores do fator de conversão para o cálculo do módulo de elasticidade.

**Tabela 24. Valores do factor de conversão para o cálculo do módulo de elasticidade**

Classe de massa volúmica	D1.0	D1.2	D1.4	D1.6	D1.8	D2.0
$\eta_E$	0.21	0.30	0.40	0.53	0.67	0.83

✓ **Fluência**

Em betões leves, o coeficiente de fluência,  $\phi$ , definido na secção 11.3.3 (1) do EC2, pode ser obtido através do coeficiente de fluência definido para os betões normais, multiplicado pelo fator  $\left( \frac{\rho}{2200} \right)^2$ .

As extensões de fluência obtidas considerando este coeficiente têm de ser multiplicadas pela constante  $\eta_2$ , em que:

$\eta_2 = 1.3$  para  $f_{ck} \leq \text{LC } 16/20$

$= 1.0$  para betões de classe superior a LC16/20

Para o presente trabalho, a extensão da fluência não se altera, visto tratar-se de um LC30/33.

### ✓ Resistência à tração

Em 11.3.1 (3), o EC2 define o coeficiente pelo qual devem ser multiplicados os valores da resistência à tração do betão normal,  $f_{ct}$ , (fornecidos na tabela 3.1). A resistência à tração do betão leve é obtida através da equação (30):

$$\eta_1 = 0.40 \times 0.60\rho/2200 \quad (30)$$

### ✓ Resistência à compressão

No ponto 11.3.5 (1) P o valor de cálculo da resistência à compressão é definido por:

$$f_{1cd} = \alpha_{1cc} \times f_{1ck}/\gamma_c \quad (31)$$

onde,

$\alpha_{1cc}$  – é o coeficiente indicado em 3.1.6 (1) P, sendo 0.85 o valor recomendado;

$\gamma_c$  – é o fator de segurança parcial do betão, definido em 2.4.1.4, de acordo com as situações de dimensionamento: é igual a 1.5 para combinações fundamentais e igual a 1.2 para as combinações acidentais.

### ✓ Pré-dimensionamento

A espessura da laje LC30/33 é verificada consoante o valor da flecha obtida através do programa de cálculo de elementos finitos (ver Figura 55).

O valor para se obter o deslocamento da flecha foi calculado com o  $E_{1cm}$  (aproximadamente 2/3 do  $E_{cm}$  correspondente).

Deste modo, e de acordo com a equação (32) pode-se verificar que a espessura da laje maciça fungiforme em betão leve com 0.28 m é suficiente para verificar o valor limite da flecha.

$$\delta = (0.0072 \times (1 + 2.5 \times 0.53) \times 1.14) - 0.004 = 0.019 - 0.004 = 0.015 \text{ m} \quad (32)$$

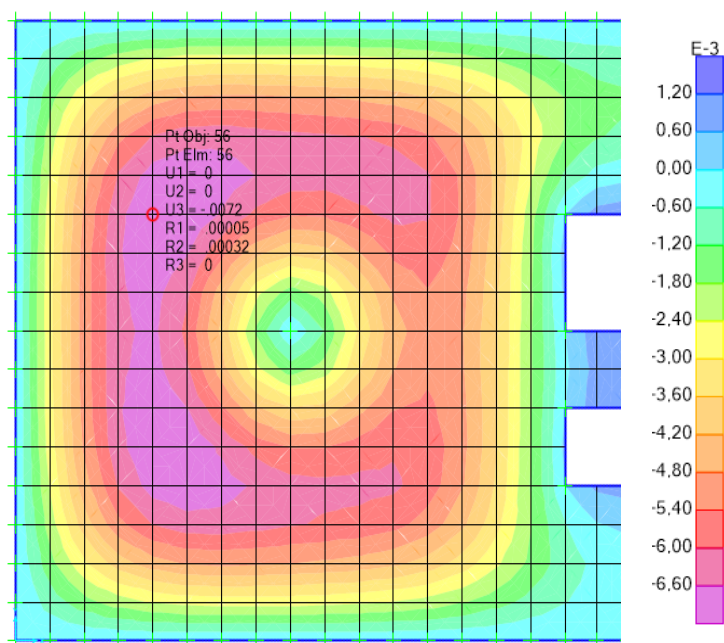


Figura 55. Determinação do valor da flecha da laje através do programa SAP 2000

### ✓ Dimensionamento

O dimensionamento da laje com LC30/33 foi efetuado de forma igual à adotada para a laje C30/37. Em anexo encontra-se disponibilizada informação mais detalhada em relação aos momentos fletores, nomeadamente diagramas para a direção x (ver Figura A. 1, Figura A. 2, Figura A. 3, Figura A. 4, Figura A. 5, Figura A. 6 e Figura A. 7). E para a direção y (consultar a Figura A. 8, Figura A. 9, Figura A. 10, Figura A. 11, Figura A. 12, Figura A. 13, e Figura A. 14).

A distribuição dos momentos e respetivas armaduras segundo x (analisar a Tabela A. 1), para o cálculo das armaduras (ver Tabela A. 2). Distribuição dos momentos segundo y (ver a Tabela A. 3) e respetivo cálculo de armaduras (consultar a Tabela A. 4).

Em 11.4.2 (1) P do EC2 é indicado que o recobrimento mínimo para betões leves deve ser aumentado 5 mm em relação aos valores mínimos de recobrimento indicados pelo Quadro 4.2 do EC2 para betões normais, valor esse que foi contabilizado na determinação da altura útil da laje.

De acordo com a equação (4) a armadura mínima da laje é de:

$$A_{s,min} = 0.26 \times \frac{2.4}{500} \times 1 \times 0.235 = 2.93 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \emptyset 10//0.25 (3.14\text{cm}^2/\text{m})$$

✓ Pormenorização da laje LC30/33

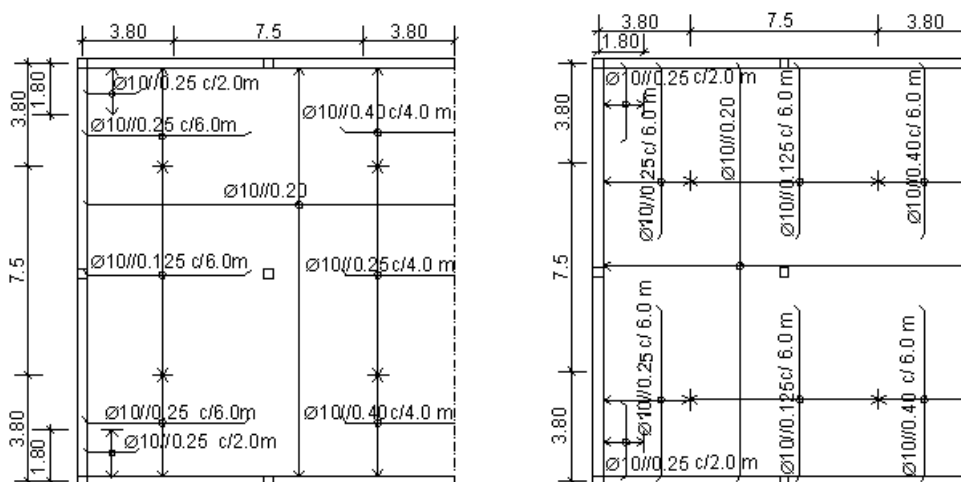


Figura 56. Pormenorização da armadura inferior segundo a direção x (à esquerda) e para a direção y (à direita)

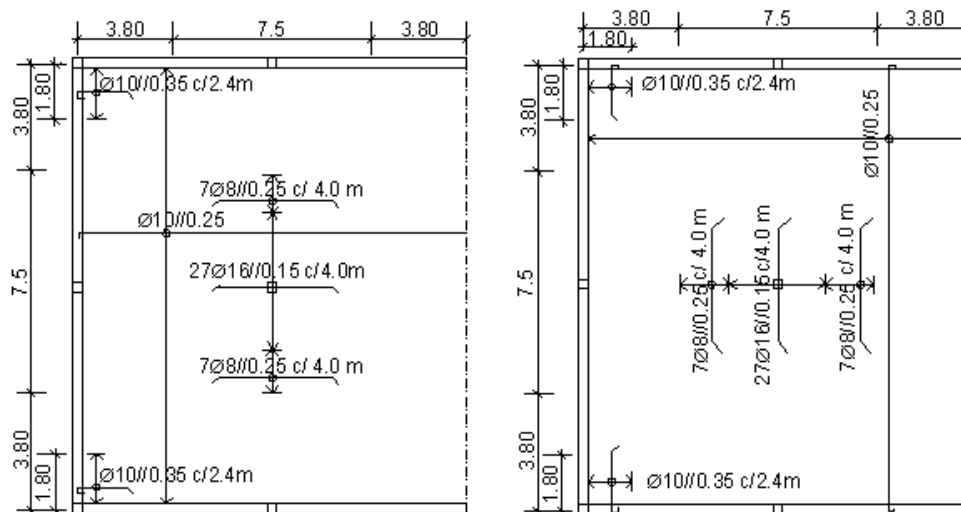


Figura 57. Pormenorização da armadura superior para a direção x (à esquerda) e para a direção y (à direita)

Ainda relativamente à pormenorização, é importante referir que em 11.8.1 (1) do EC2 é definido para o betão leve, o diâmetro de dobragem dos varões indicados em 8.4.4. do mesmo regulamento devem ser aumentados em 50% da armadura junto a cotovelos, ganchos e laços de modo a evitar o destacamento do betão.

✓ **Verificação da Segurança ao Punçoamento de lajes sem armaduras específicas**

Em 11.6.4.1 (1) do EC2 constata-se que a resistência ao corte por punçoamento por unidade de área de uma laje de betão leve é dada por:

$$v_{Rd,c} = k\eta_1(100\rho_1f_{lck})^{\frac{1}{3}} + k_2\rho_{cp} \geq (\eta_1v_{l,min} + k_2\rho_{cp}) \quad (33)$$

onde,

$\eta_1$ - coeficiente para a determinação da resistência à tração;

$$\rho_1 \geq 0.005; C_{IRd,c} = \frac{0.15}{\gamma_c}; k_1 = 0.15; k_2 = 0.08; v_{l,min} = 0.028 k^{\frac{3}{2}} f_{lck}^{\frac{1}{2}}$$

$f_{lck} = 30$  (valor obtido através do Quadro 11.3.1 do EC2);

$\sigma_{cp}$  - tensão média de compressão na secção sob o efeito das forças axiais e do pré-esforço.

- **Pilar Central ( $N_{ED} = 1212$  KN/piso)**

De acordo com a equação (11), verificou-se que o pilar central pode ter uma dimensão (0.60 x 0.60) m<sup>2</sup>.

$$A_c = \frac{1212 \times 6}{20 \times 10^3} = 0.36 \rightarrow 0.60 \times 0.60 \text{ m}^2$$

O facto de se ter utilizado um betão leve na laje, fez com que os valores das cargas diminuíssem, o que permitiu reduzir a dimensão dos pilares.

A Tabela 25 foi elaborada de acordo com as equações referidas para a elaboração da Tabela 10 e perante coeficientes mencionados anteriormente, tais como o coeficiente da força à compressão ( $f_{lck}$ ) e o coeficiente que representa a resistência à tração ( $\eta_1$ ).

**Tabela 25. Verificação do punçoamento sem a existência de armaduras específicas**

$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c}$ (valor recomendado)	$C_{Rd,c} = 0.12$
$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0, d$ (mm);	$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{235}} = 1.92$
$\rho_1 = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} \leq 0.02$	$\rho_1 = \sqrt{0.0062 \times 0.0062} = 0.0062$
$f_{1ck}$ (Mpa)	30
$\eta_1 = 0.40 + 0.60\rho/2200$	$\eta_1 = 0.84$
$v_{Rdc} = C_{Rdc}k(100\rho_1f_{1ck})^{1/3}$ MPa	$v_{Rdc} = 0.61$
$u_1 = a_{(pilar)} + 4\pi d$ (m)	$u_1 = 2 \times 0.6 + 2 \times 0.6 + 4\pi \times 0.235 = 4.7$
$V_{Rd,c} = v_{Rd,c} \times u_1 \times d$ (Mpa)	$V_{Rd,c} = 610 \times 4.9 \times 0.235 = 702$

Como o  $V_{ED} > V_{1Rd,c}$ , o que é verificado a partir dos resultados anteriores, achou-se necessário a colocação de armaduras específicas para resistir ao punçoamento da laje.

✓ **Adoção de armadura específica para punçoamento**

Conforme a equação (12) é calculada a tensão efetiva para a armadura de punçoamento:

$$f_{ywd,ef} = 250 + 0.5d = 250 + 0.25 \times 235 = 309 < 435 \text{ Mpa}$$

Em 11.6.4.2 (1) do EC2 é definido que, onde é necessária armadura de punçoamento, a resistência ao corte por punçoamento é dada por uma equação semelhante à equação (13):

$$A_{SP} = \frac{(V_{1Rd,cs} - 0.75V_{1Rd,c})}{f_{ywd} \sin \theta} = \frac{1212 - 0.75 \times 702}{309 \times 10^3} \times 10^4 = 22.2 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Considerou-se quatro estribos de quatro ramos por fiada e obteve-se a seguinte armadura (definida pela equação (14)):

$$A_{SP} = \frac{22.2 \text{ cm}^2/\text{m}}{16} = 1.39 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \emptyset 8//0.15 (3.35 \text{ cm}^2/\text{m})$$

- **Viga de bordadura**

Em termos de pré-dimensionamento da viga de bordadura, são utilizados os mesmos critérios da solução-tipo.

Em anexo encontra-se representado o valor da flecha elástica relacionada à combinação de cargas quase-permanentes (ver a Figura A. 15).

Através da equação (34) é possível verificar-se que a flecha apresenta um valor admissível de deformação (ver equação (2)).

$$\delta = (0.0055 \times (1 + 2.5 \times 0.53) \times 1.42) - 0.003 = (0.018 - 0.003) = 0.015 \text{ m} \quad (34)$$

Consoante os critérios de pré-dimensionamento, são consideradas vigas de bordadura com a dimensão de (0.30 x 0.45) m<sup>2</sup>.

Tal como no dimensionamento, os momentos fletores e esforços transversos encontram-se também em anexo (consultar a Figura A. 16, Figura A. 17, Figura A. 18 e Figura A. 19).

As armaduras longitudinais encontram-se na Tabela A. 8, e armaduras transversais na Tabela A. 9.

Em termos de armadura mínima (ver equação (4)) , a viga admite ter uma área de:

$$A_{s,\min} = 0.26 \times \frac{2.4}{435} \times 0.3 \times 0.395 = 1.69 \text{ cm}^2$$

A armadura mínima transversal da viga LC30/33 é a mesma armadura mínima transversal considerada para a viga de bordadura C30/37 (verificar as equações (17) e (18)). No entanto, o cálculo das armaduras transversais da viga colocadas junto aos apoios são determinadas de acordo com a Tabela A. 9.

O processo tomado para a realização da dispensa de armaduras na viga, é o mesmo da solução-tipo, embora se trate de uma solução em betão leve, os resultados alteram-se pouco, visto que a tensão de aderência nas armaduras apresenta uma variação próxima dos 16%.

A pormenorização da viga, é mostrada na Figura 58 e é possível visualizá-la em corte longitudinal e em corte transversal.

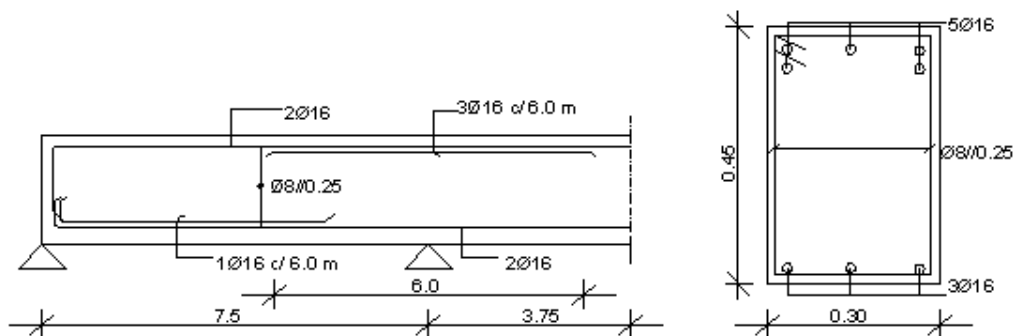


Figura 58. Pormenorização da viga LC30/33 em perfil longitudinal (à esquerda) e em corte transversal (à direita)

### ✓ Medições

Os critérios de medição nos elementos estruturais que se seguem foram tratados de forma igual ao modo referente à solução-tipo.

### ✓ Betão

Perante a aplicação do betão leve no painel em estudo, verificou-se uma ligeira redução relativamente ao três elementos estruturais, nomeadamente:

#### • Laje

A espessura da laje LC30/33 apresenta um valor de 0.28 m. Neste tipo de solução e mediante a equação (21), verificou-se que o volume de betão leve necessário à aplicação do painel de laje em estudo é de 45.6 m<sup>3</sup>.

$$V = (11.10 \times 14.7 - 0.36) \times 0.28 = 45.6 \text{ m}^3$$

#### • Vigas de bordadura

A partir da equação (22), foi determinado o volume de betão a ser utilizado nas vigas de bordadura.

Para a direção x, as vigas admitem um volume de:

$$V = 0.30 \times 0.45 \times 10.7 = 1.44 \text{ m}^3$$

Na direção y a viga tem:

$$V = 0.30 \times 0.45 \times 14.3 = 1.93 \text{ m}^3$$

Existindo duas vigas para a direção x, e uma viga para a direção y, conclui-se que são necessários 4.81 m<sup>3</sup>.

- **Pilares**

Em relação ao volume de betão utilizado nos pilares, em termos comparativos à solução-tipo, este varia ligeiramente. A razão deve-se à alteração do peso próprio da laje devido ao uso de betão leve. Perante a equação (23) é calculado o volume de betão a ser utilizado pelos pilares.

- **Pilar de canto (N<sub>ED</sub>=159 kN/piso)**

$$A_c = \frac{159 \times 6}{20 \times 10^3} = 0.05 \text{ m}^2 \rightarrow 0.30 \times 0.30$$

$$V = 0.30 \times 0.30 \times 3.00 = 0.27 \text{ m}^3$$

Existindo no painel de laje estudado dois pilares de canto, verificou-se que o volume a ser utilizado por piso é de 0.54 m<sup>3</sup>.

- **Pilar de bordo para a direção x (N<sub>ED</sub>=431 kN/piso)**

$$A_c = \frac{431 \times 6}{20 \times 10^3} = 0.13 \text{ m}^2 \rightarrow 0.4 \times 0.4$$

- **Pilar de bordo para a direção y (N<sub>ED</sub>=466 kN/piso)**

$$A_c = \frac{466 \times 6}{20 \times 10^3} = 0.14 \rightarrow 0.4 \times 0.4$$

$$V = 0.4 \times 0.4 \times 3.00 = 0.48 \text{ m}^3$$

Como existem três pilares de bordo com a mesma área no painel em estudo, conclui-se que o volume de betão utilizado por piso é de 1.44 m<sup>3</sup>.

- **Pilar central (NED=1246 kN/piso)**

$$A_c = \frac{1246 \times 6}{20 \times 10^3} = 0.36 \text{ m}^2 \rightarrow 0.60 \times 0.60$$

$$V = 0.6 \times 0.6 \times 3.00 = 1.08 \text{ m}^3$$

Verifica-se, assim, que um volume de 1.08 m<sup>3</sup> é o volume de betão utilizado pelo pilar central. E como volume total utilizado pelos seis pilares temos 3.06 m<sup>3</sup>.

- ✓ **Cofragem**

Relativamente à área de cofragem utilizada nesta solução, regista-se uma alteração em comparação à solução-tipo.

- **Laje**

A área de cofragem considerada para o painel de laje é de 162.8 m<sup>2</sup> e é calculada a partir da equação (24).

$$A_{(\text{cofragem})} = 163.2 - 0.36 = 162.8 \text{ m}^2$$

- **Vigas de bordadura**

A área de cofragem utilizada nas vigas é calculada a partir da equação (25), nomeadamente:

Para a viga posicionada na direção x a área de cofragem é de:

$$A_{(\text{cofragem})} = 0.45 \times 11.40 + 0.17 \times 10.70 + 0.30 \times 10.70 + (0.10 \times 0.17) \times 2 + 0.40 \times 0.17 \\ = 10.26 \text{ m}^2$$

A viga na direção y tem uma área de cofragem com:

$$A_{(\text{cofragem})} = 0.45 \times 15.30 + 0.17 \times 14.30 + 0.30 \times 14.30 + (0.10 \times 0.17) \times 2 + 0.40 \times 0.17 \\ = 13.71 \text{ m}^2$$

Como existem três vigas no painel em estudo, a área de cofragem total é de 34.23 m<sup>2</sup>.

- **Pilares**

A área de cofragem calculada nos pilares é feita de acordo com a equação (26):

- **Pilar de canto**

$$A_{(\text{cofragem})} = (0.30 \times 2.55) \times 4 = 3.06 \text{ m}^2$$

- **Pilar de bordo**

$$A_{(\text{cofragem})} = (0.40 \times 2.55) \times 4 = 4.08 \text{ m}^2$$

- **Pilar central**

$$A_{(\text{cofragem})} = (0.60 \times 2.72) \times 4 = 6.53 \text{ m}^2$$

A área 24.89 m<sup>2</sup> é a área de cofragem total em pilares.

- ✓ **Aço**

A partir da pormenorização da laje é calculada a quantidade de armadura para a direção x (consultar a Tabela A. 5) e para a direção y (ver a Tabela A. 6). Verificou-se

também a necessidade de armaduras específicas para o punçoamento (consultar Tabela A. 7).

Quanto às vigas de bordadura, a quantidade de armadura longitudinal (consultar a Tabela A. 10) e a quantidade de armadura transversal (ver a Tabela A. 11) apresentam um valor relativamente próximo à quantidade de armadura adotada nas vigas de bordadura da solução-tipo.

Em relação aos pilares, nesta solução, a quantidade de aço necessária à execução destes elementos estruturais assume uma diferença de 126 kg em termos comparativos à solução-tipo. Esta informação encontra-se também em anexo (exposta na Tabela A. 12).

#### 3.5.1.4. Composição de custos unitários

##### ✓ Betão

O estudo sobre os custos foi feito de acordo com os mesmos critérios utilizados para a solução-tipo. De acordo com informações obtidas junto do grupo Cimpor, o preço do betão leve varia consoante a densidade e a classe de resistência, ao qual acresce um valor de 4.50 € (ver a Tabela 26). Segundo um dos técnicos responsáveis pela produção de betão, este acréscimo deve-se à quantidade de argila expandida (LECA) que nele é adicionado. Isto é, quanto menor for a classe de densidade, maior será a quantidade adicionada de agregado, logo mais caro é o betão.

Tabela 26. Preço unitário do Betão Leve (€/m<sup>3</sup>)

Classe de Resistência	LC30/33		
	D1.6	D 1.8	D2.0
Classe de Densidade			
Custo (€/m <sup>3</sup> )	118.00	113.50	109.00

O betão a utilizar nesta solução (laje e vigas em betão leve, e pilares em betão convencional) tem um custo total de 6243.68 €.

Quanto ao processo construtivo, nomeadamente, o enchimento da laje e da viga, é importante referir que a mão-de-obra considerada reduz-se em termos comparativos com a mão-de-obra utilizada na solução-tipo, ou seja, o número de trabalhadores passa a ser dois tal como nos pilares, nomeadamente, um oficial de primeira e um ajudante com os mesmos custos horários, isto é, 10.36 €/h para o oficial de primeira e 7.94 €/h para o ajudante.

Autores como Silva (2007, p.2.2) afirmam que a aplicação de um betão leve em elementos estruturais, tais como lajes e vigas, tanto em laboratório como em obra, reduz o tempo de execução.

Em termos de colocação do betão no caso da laje e das vigas, é importante justificar que o efeito causado pelo peso próprio deste betão, visto ser mais leve, torna o período de bombagem mais curto. Contudo, em relação à bombagem, deve-se ter alguns cuidados antes da colocação do betão em obra. Nomeadamente a molhagem prévia do agregado leve, de modo a evitar que o betão perca a sua trabalhabilidade evitando assim, o entupimento nas mangueiras de lançamento (Cruz, 2007). Um exemplo mais concreto deve-se a comentários feitos por técnicos especializados neste assunto do Grupo Cimpor. Estes referem que no processo de colocação do betão em obra, se não tiverem tal cuidado, a molhagem prévia do agregado, a mangueira tende a entupir, o que faz com que tenham de mudar de camião, implicando assim, um atraso no processo de execução da obra.

Para este estudo, e de acordo com informações dadas por um técnico experiente na área do Grupo Cimpor, o tempo de execução optado para a realização desta atividade construtiva é de duas horas e trinta minutos, incluindo o enchimento da laje, vigas e pilares. É considerado assim, para o enchimento de cada pilar um período de dez minutos, para a laje uma hora e quinze minutos, e cerca de quinze minutos as vigas.

De acordo com o que foi dito nos parágrafos anteriores, elaborou-se um estudo sobre os custos do betão aplicado para a solução em betão leve (ver Tabela 27).

**Tabela 27. Custo total do betão utilizado pelos elementos estruturais na solução em betão leve**

Elementos estruturais	Volume (m <sup>3</sup> )	Custo unitário do betão (€/m <sup>3</sup> )	Custo do betão (€)	Mão-de-obra (€)	Custo total (€)
Laje	45.6	118.00	5380.80	22.88	5403.68
Vigas	4.81	118.00	567.58	4.58	572.16
Pilares	3.06	81.55	249.54	18.30	267.84
Total			6197.92	45.76	6243.68

✓ **Cofragem**

Para a cofragem foi considerado o mesmo tipo de painéis, isto é, painéis de madeira. A mão-de-obra considerada, é a mesma a ser utilizada na solução estrutural tipo, nomeadamente, um carpinteiro de cofragem e dois serventes.

Os resultados sobre os custos da cofragem utilizada neste tipo de solução (encontram-se expostos na Tabela 28).

**Tabela 28. Cálculo do custo total da cofragem na laje, vigas de bordadura e pilares**

Custo unitário (€/m <sup>2</sup> )			Elementos estruturais	Área de cofragem (m <sup>2</sup> )	Custo Total (€)	Desperdícios (€)	Total (€)
Material	Mão-de-obra	Equipamentos (€)					
4.14	13.00	0.98	<b>Laje</b>	162.80	2949.94	221.25	3171.19
6.62		1.30	<b>Vigas</b>	34.23	716.09	53.71	769.80
5.17		0.98	<b>Pilares</b>	24.89	476.64	35.75	512.39
			<b>Total (€)</b>		4142.67	310.71	4453.38

✓ **Aço**

Os resultados obtidos para o aço, de acordo com os cálculos efetuados, são apresentados na tabela seguinte:

**Tabela 29. Custo total do varão A500 NR utilizado na laje LC30/33, vigas de bordadura e pilares com C30/37**

Custos unitários (€/kg)			Elementos estruturais	Quantidade de armadura (kg)	Custo total (€)	Desperdícios (€)	Total (€)
Custo médio/varão	Mão-de-obra	Equipamentos					
1.04	0.20	0.025	Laje	2984.30	3790.06	284.25	4074.31
			Vigas	377.1	478.92	35.92	514.84
			Pilares	612.00	777.24	58.29	835.53
<b>Total</b>	1.27			4185.1	5258.68	394.39	5424.68

Em relação aos diferentes elementos estruturais referentes às duas soluções, verificou-se que a solução-tipo apresenta um custo inferior de 65.57 € associado a uma variação percentual de – 0.41 % em relação à solução de betão leve (ver Tabela 30).

Tabela 30. Estudo comparativo dos custos totais BC/BL em elementos estruturais

Solução	Elementos estruturais	Materiais			Custo total (€)	Variação percentual sobre o custo total (%)
		Betão (€)	Cofragem (€)	Aço (€)		
Betão Corrente	Laje	4018.96	3169.23	5019.47	12207.66	-0.41
	Vigas	446.92	838.62	667.60	1953.14	
	Pilares	286.60	560.26	1048.51	1895.37	
Betão Leve	Laje	5403.68	3171.19	4074.31	12649.18	
	Viga	572.16	769.80	514.84	1856.80	
	Pilares	267.84	512.39	835.53	1615.76	

Perante a realização de um estudo sobre o custo/benefício contabilizando o esforço axial em relação à solução de betão leve, Santos (2011) verificou um aumento do valor de venda de área livre do imóvel. Como tal, é tomado como exemplo esse estudo onde é contabilizado o esforço axial e é verificado que em edifícios como este (edifícios correntes), esta análise não se justifica. Porque apesar de existir um aumento de 375.00 € no valor de venda de área livre do imóvel (valor obtido pela diferença do custo de venda de um painel em betão corrente e o custo de venda do painel em betão leve), não é um valor que justifique, dado que a solução em betão leve é uma solução mais cara em termos comparativos à solução de betão convencional.

### Conclusões:

Consoante os cálculos de custos realizados anteriormente, verificou-se que, em termos de comparação referente aos dois tipos de solução (betão leve e betão corrente), a utilização da solução em betão leve em edifícios pequenos, nomeadamente nas lajes e nas vigas não se justifica. Devido às razões que já foram ditas anteriormente.

Em termos de sismicidade, deve também ser referido que o estudo aqui apresentado admitiu que o edifício analisado se situa numa zona de baixa sismicidade, pelo que não se avaliou o efeito da redução da massa do edifício no dimensionamento para ações horizontais. No entanto, a solução em betão leve aplicada em edifícios como este, traz algumas vantagens nessa perspetiva. Visto que um edifício optado por este tipo de solução apresenta uma menor massa, devido à diminuição do peso próprio da laje, o que faz com que a transmissão de cargas nos pilares e fundações seja menor, permitindo assim, uma diminuição na quantidade de aço e no volume de betão em todos os elementos estruturais. E que neste caso, os resultados seriam expectavelmente menos favoráveis à solução com betão de peso normal.

### 3.5.2. Betão Autocompactável

O preço do betão autocompactável foi-nos fornecido pela empresa Grupo Cimentos - Madeira. Considerou-se como solução estrutural a solução-tipo mas com um betão autocompactável de igual resistência.

De acordo com informações obtidas junto de técnicos especializados neste tipo de solução do Grupo Cimpor, considerou-se o tempo de execução de duas horas e meia associado a um rendimento de uma equipa de um oficial de primeira e um ajudante no enchimento da laje e das vigas, e só um ajudante no caso dos pilares. Deste modo, o tempo de enchimento para a laje, é de uma hora e meia, para a viga meia hora e para os pilares cerca de trinta minutos.

Os resultados referentes aos custos totais para cada elemento encontram-se na Tabela 31.

**Tabela 31. Custo total do betão autocompactável utilizado na laje, nas vigas e pilares**

Elementos estruturais	Volume (m <sup>3</sup> )	Custo unitário do betão (€/m <sup>3</sup> )	Custo do betão (€)	Mão-de-obra (€)	Custo total (€)
Laje	48.8	96.05	4687.24	27.46	4714.70
Vigas	5.3		509.07	9.15	518.22
Pilares	3.3		316.97	3.97	320.94
Total	57.4		5513.28	31.42	5553.86

Em seguida, na Tabela 32 é feita uma análise comparativa sobre os custos relacionados com o betão corrente (BC) e com o betão autocompactável.

**Tabela 32. Estudo comparativo dos custos totais BC/BAC nos elementos estruturais do painel**

Betões	Elementos estruturais	Custo do betão (€/m <sup>3</sup> )	Custo total do betão (€)	Custo total da cofragem (€)	Custo total do aço (€)	Custo total (€)
BC	Laje	81.55	4018.96	3169.23	5019.47	12207.66
	Vigas		446.92	838.62	667.60	1953.14
	Pilares		286.60	560.26	1048.51	1895.37
BAC	Laje	96.05	4714.70	3169.23	5019.47	12903.40
	Vigas		518.22	838.62	667.60	2024.44
	Pilares		320.94	560.26	1048.51	1929.71

## Conclusões:

A partir dos resultados evidenciados na tabela anterior, podemos concluir que, a nível económico, um BAC, em comparação com um BC, torna-se mais dispendioso.

O que era de esperar, embora não tenha sido contabilizado os ganhos associados à mais rápida execução da estrutura e à maior durabilidade, o que levaria a uma aproximação entre os resultados das duas análises. No entanto, não se pode deixar de sublinhar que um edifício concebido estruturalmente com este tipo de betão tem a particularidade de usufruir de uma durabilidade maior devido ao processo de compactação mais eficiente. Além do processo de compactação permitir reduzir o tempo de execução da obra, não foram contabilizados nenhum destes efeitos, nomeadamente, a compactação e a durabilidade ao longo deste estudo. O que levaria a uma alteração de resultados.

### 3.5.3. Betão de Elevada Resistência

A partir dos custos unitários referentes aos BER, tornou-se possível elaborar um estudo sobre a viabilidade económica na aplicação deste material estrutural em elementos verticais. Os preços dos betões de alta resistência utilizados para o presente trabalho foram obtidos através do grupo Madeira Inerte.

**Tabela 33. Custo unitário do betão de alta resistência consoante o grupo Madeira Inerte (€/m<sup>3</sup>)**

Classe de Resistência	Custo do betão (€/m <sup>3</sup> )
C45/55	96.20
C50/60	100.20
C55/65	104.20

Neste estudo, tomou-se como pilares de referência o pilar central e os pilares de bordo. No entanto, é importante salientar que a contabilização da área ganha com a redução da secção dos pilares neste caso tratou-se apenas de uma curiosidade, pois sabia-se à partida que essa variação não teria significado em termos de valor do imóvel.

Para uma melhor avaliação da relação custo/benefício, foi contabilizado o esforço axial dos pilares e fez-se variar a classe de resistência do betão, tendo como resultado a alteração das áreas dos pilares. Aqui não é considerada a aplicação deste betão na laje nem em vigas, pelo mesmo motivo que já foi dito no capítulo 2.

O valor de venda de área livre de imóvel em (€/m<sup>2</sup>) foi obtido junto de peritos avaliadores, cujo preço é de 1500 €/m<sup>2</sup>.

Em suma, face aos valores obtidos sobre o custo dos pilares com esta tipologia, constatou-se que, à medida que a classe de resistência à compressão do betão aumenta, ocorrem as seguintes situações:

- A variação da área do pilar aumenta;
- Redução do custo total do pilar (devido à diminuição do custo total do betão, da cofragem e do aço);
- Aumento da área livre do imóvel, tendo como consequência o aumento do valor de venda.

Perante esta análise, é importante dizer que os valores obtidos são apenas valores indicativos e que este ganho poderia ser relevante num edifício com muitos pisos em que a relação entre a área total e a área ocupada pelos elementos verticais fosse baixa.

Em anexo encontram-se expostos os valores de custos em relação aos betões com as diferentes classes de resistência (ver a Tabela A. 13), custo total da cofragem (consultar a Tabela A. 14) e o custo total da armadura (observar a Tabela A. 15). Perante o estudo feito, fez-se uma análise sobre o custo/benefício (ver Tabela 34) dos dois géneros de pilares e obtiveram-se os resultados seguintes:

**Tabela 34. Análise do custo/benefício dos pilares de bordo e central em betão armado de acordo com a classe de resistência do betão aplicado**

Classe de resistência	Área livre do imóvel (m <sup>2</sup> )	Custo total dos pilares (€)	Variação do custo total do pilar (%)	Variação da área livre do imóvel (%)	Valor de venda de área livre/ painel (€)
C30/37	175.47	1424.00	0	0	263205
C45/55	176.01	1009.65	29.09	-0.31	264015
C50/60	176.08	924.63	35.06	-0.35	264120
C55/65	176.14	867.55	39.08	-0.38	264210

### Conclusões:

Antes de mais, é importante referir que os resultados são certamente afetados pelo facto de ter considerado taxas de armadura nos pilares e por não ter considerado ações horizontais.

De qualquer modo, com a realização deste estudo conclui-se que a viabilidade económica perante a aplicação dos BER em elementos verticais é satisfatória.



## 4. Considerações finais

### 4.1. Conclusões gerais

Em Portugal utilizam-se os betões especiais como solução, embora apenas em casos particulares. O recurso aos betões especiais como material estrutural apresenta características relevantes para os vários agentes da área da construção.

Existem condicionantes no ramo da construção que podem ser superadas quando a mesma é planeada como um todo. Na elaboração de um edifício com betões especiais, é necessário a capacidade de avaliar, julgar e propor as melhores soluções para cada situação específica. Este é desde logo um bom plano para o atendimento das necessidades de quem o utiliza, procurando, assim, ultrapassar o preconceito que existe a nível económico.

Os eventuais benefícios da utilização de betões especiais foram avaliados através da comparação dos mesmos com o betão convencional na aplicação a um edifício corrente. De acordo com o estudo realizado nesta dissertação, verificou-se, por exemplo, que o betão leve, embora se tenha tornado vantajoso de acordo com os cálculos aqui apresentados, é expectável que esta solução se torne mais interessante para edifícios de maior altura, sobretudo para zonas com sismicidade elevada.

Os betões de alta resistência permitem reduzir a secção dos pilares, mas não têm significativo impacto em elementos sujeitos essencialmente a esforços de flexão, como lajes e vigas. Por este motivo, neste estudo só é analisada a sua aplicação em elementos verticais, o que permitiu observar uma ligeira redução das secções transversais, causando assim, uma variação pouco significativa no ganho da área livre do imóvel, como seria de esperar. Naturalmente, o impacto de uma aplicação deste tipo será mais significativo para estruturas altas.

Constatou-se, também, que a nível económico, para o edifício analisado, o betão autocompactável torna-se uma solução dispendiosa quando comparada com o betão convencional. No entanto, não se pode deixar de sublinhar que um edifício concebido estruturalmente com este tipo de betão apresentará uma durabilidade maior, devido ao processo de compactação ser mais eficiente, o que não foi contabilizado. Além disso, o processo de compactação permitirá a redução do tempo de execução da obra. Estas vantagens, que não foram tidas em conta neste estudo, permitiriam obter uma alteração de resultados, favorável ao betão autocompactável.

## 4.2. Desenvolvimentos futuros

Dada a escassez de informação não foi possível uma abordagem sobre os custos da aplicação de um BED nos elementos estruturais tomados como referência neste trabalho, de modo a contribuir para o desenvolvimento deste tema. Um dos factores que não ajudou a complementar este estudo mais recorrente à realidade, é o facto de não serem praticados cá na ilha construções associadas à solução em betão leve, betão de elevada resistência e betão autocompactável.

Uns dos estudos que poderão vir a contribuir para o desenvolvimento em relação a este assunto, são:

- Dada a complexidade de análise (avaliar as reduções de custos associados à manutenção da estrutura pela utilização dos BED, contabilizando o aumento da durabilidade obtido, o que fará reduzir os custos de manutenção a longo prazo);
- Avaliação do betão leve para edifícios com várias alturas, considerando também zonas com sismicidade significativa;
- Do ponto de vista de durabilidade, e dadas as condições ambientais da RAM a reabilitação de túneis com BAC.

## Referências

- Abrams, D. A. (1919). *Design of Concrete Mixtures*. Chicago: STRUCTURAL MATERIALS RESEARCH LABORATORY.
- Acker, A. V. (2002). *MANUAL DE SISTEMAS PRÉ-FABRICADOS DE CONCRETO*. FIB.
- Aguiar, C. A. (2006). *Concreto de cimento Portland branco estrutural: análise da adição de pigmentos quanto à resistência à compressão-Curso de Mestrado profissionalizante em engenharia*. Porto Alegre: Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- Aitcin, P.-C. (1998). High-performance concrete. Em *Modern concrete technology 5*. London and New York: E&FN SPON.
- Alan. (6 de Novembro de 2012). <http://www.autoneuroticfixation.com/2012/11/design-tuesday-marina-city.html>.
- Ana Sofia Ferreira, Jorge de Brito, Fernando Branco. (s.d.). Desempenho relativo das argamassas de argila expandida na execução de camadas de forma. *Desempenho relativo das argamassas de argila expandida na execução de camadas de forma*. Lisboa: Instituto Superior Técnico.
- Ângela Nunes. (2011). AS MAIS RECENTES INOVAÇÕES NA APLICAÇÃO DO BETÃO. *1as Jornadas de MATERIAIS NA CONSTRUÇÃO*, p. 2.
- Appleton, J. (17 de Março de 2005). Nota histórica sobre a evolução. *Construções em Betão*, p. 8.
- Azevedo, A. F. (2002). *Betões de Elevado Desempenho com Incorporação de Cinzas Volantes*, Tese de Doutoramento, Minho: Escola de Engenharia da Faculdade do Minho.
- B.Silva, J.Coutinho, S.Neves. (2004). BETÃO LEVE ESTRUTURAL USANDO AGREGADOS DE ARGILA. *Encontro Nacional Betão Estrutural 2004* (p. 1). Porto: Feup.
- Baccin, A. G. (1998). *Fundamentos do concreto de alto desempenho e sua aplicação no projecto de pilares.- Tese de mestrado em engenharia de estruturas, escola de engenharia de São Carlos*. Brasil: Universidade de São Paulo.
- Bernardo F. Tutikian, G. C. (2011). Concreto de Alto e Ultra-Alto Desempenho. *IBRACON*, 44.
- Coutinho, A. S. (2006). *Fabrico e propriedades do Betão (Volume I)*. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- Cruz, R. C. (2007). *Utilização de Betões Leves em estruturas*, Tese de Mestrado, Lisboa: Instituto Superior Técnico.

- Diário da República, 1. s.—N.—2. (s.d.). *MINISTÉRIO DAS OBRAS PÚBLICAS*, , (p. 5643).
- Dias, N. (11 de Fevereiro de 2008). *Betão celular autoclavado*. Obtido de <http://engenhariacivil.wordpress.com/2008/02/11/betao-celular-autoclavado/>.
- E374. (1993). *Adjuvantes para argamassas e betão- caraterísticas e verificação da conformidade, documentação normativa, especificação L nec* . Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- EC2. (Março de 2010). NP EN 1992-1-1 (Versão Portuguesa de NP 1992-1-1:1998. *Eurocódigo2: Projeto de estruturas de betão.Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. CT 115 (LNEC).
- FCC *Citizen Services*. (29 de Dezembro de 2011). Obtido de [http://comunicacion.fcc.es/comunicacion/actualidad/CSCP035204\\_EN.html](http://comunicacion.fcc.es/comunicacion/actualidad/CSCP035204_EN.html).
- Fernandes, D. A. (2011). *Aplicação estrutural de betões de elevado desempenho (HPCe UHPC)-Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil* . Lisboa: Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa .
- Figueiras, H. I. (s.d.). *Estudo e Desenvolvimento Experimental de Composições de Betão Auto-Compactável. Aferição das suas Caraterísticas Mecânicas e Durabilidade.-Tese de Mestrado em Estruturas de Engenharia Civil* . Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Fonseca, M. S. (2010). *Curso sobre Regras de Medição na Construção*. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Ciil.
- Gonçalves, E. (29 de Abril de 2010). [http://combatentesarganil.blogspot.pt/2010\\_04\\_01\\_archive.html](http://combatentesarganil.blogspot.pt/2010_04_01_archive.html).  
Obtido de Navios de cimento armado.
- Guerreiro, V. M. (2002). *Parede de Alvenaria em blocos de betão celular autoclavado*. Lisboa: Instituto Superior Técnico.
- Guidelines, E. (May de 2005). Group, European Project; "The European Guidelines for Self Compacting Concrete: Specification, Producyion and Use".
- Isaia, Tutikian, & Helene, B. F. (2011). Concreto: ciência e tecnologia. *Concreto de Alto e Ultra Desempenho* (p. Capítulo 36). Brasil: Ibracon.
- JKB. (24 de Agosto de 2007). [http://pt.wikipedia.org/wiki/Ficheiro:Nordhordlandsbrua\\_1.JPG](http://pt.wikipedia.org/wiki/Ficheiro:Nordhordlandsbrua_1.JPG). Obtido de Nordhordlandsbrua 1.JPG.

- Lobo, P. S. (Março de 2011). *Apontamentos da Unidade Curricular de Materiais de Construção*. Funchal, Madeira: Universidade da Madeira.
- Lobo, P. S. (2011). Apontamentos da unidade curricular Organização e Gestão de Obra. *Orçamentação na Óptica do Empreiteiro-9ª AULA*.
- Lourenço, P. B. (2007). Alvenaria armada: Panorama internacional e dimensionamento para fechamento de grandes espaços. 1-21.
- Ministério da Indústria, Energia e Exportação, Laboratório Nacional de Engenharia e Tecnologia Industrial; Ministério da Habitação, Obras Públicas e Transportes. (1983). RSA. I SÉRIE-N.º 125-31-5-1983.
- Ministério das Obras Públicas, T. e. (1989). Decreto-Lei n.º 445/89 de 30 de Dezembro. *Diário da República- I Série*, 5650.
- Moniz, P. E. (2011). *Betões de ultra elevada resistência reforçados com fibras de aço-Ductal*. Lisboa: Instituto Superior Técnico.
- Nepomuceno, M. S. (2005). *Metodologia para a Composição de Betões Auto- Compactáveis-Tese de Doutoramento em Engenharia Civil*. Covilhã: Universidade da Beira Interior.
- Neville, A. M. (1995). Properties of concrete. *Fourth edition, Longman Group Limited*, (p. 884). England.
- NP EN 1992- 1-1 (Versão Portuguesa de EN 1992-1-1:2010). (s.d.). *Eurocódigo 2- Projeto de Estruturas de Betão. Parte 1-1: Regras gerais para edifícios*.
- Nunes, Â. (2011). As mais recentes inovações na aplicação do betão estrutural. *Secil S.A*, 2.
- Nunes, S. C. (2001). *Betão Auto-Compactável: Tecnologia e Propriedades-Dissertação de Mestrado*. Porto: Universidade do Porto: Faculdade de Engenharia FEUP.
- Okamura, H., & Ouchi, M. (April 2003). "Self- Compacting Concrete". *Journal of Advanced Concrete technology, Vol.1, No. 1,* 5-15.
- Orçamentos e Orçamentação na Construção Civil*. (24 de agosto de 2014). Obtido de <http://orcamentos.eu/fichas-rendimento/fichas-de-rendimento-de-cofragem/>.
- Pereira, J. C. (2012). *Coordenação de Projetos em Edifícios de Alvenaria Estrutural-Tese de Mestrado*. Funchal: Universidade da Madeira.
- Pimenta, O. C. (2007). *Caraterização dos Betões Auto-Compactáveis*. Lisboa: Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura- Instituto Superior Técnico.

- Prieto, N. (31 de Outubro de 2013). *Plataformas petrolíferas Hibernia*. Obtido de <http://tectonicablog.com/?p=13792>.
- Reis, R. J. (2009). *"Betões Eco-Eficientes com Cinzas Volantes e Metacaulino"*, *Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil*. Minho: Escola de Engenharia da Universidade do Minho.
- Resende, A. M. (2012). *Montagem de Vigas Pré-Fabricadas em Betão em Obras de Arte Correntes e Especiais: Boas Práticas de Segurança e Saúde no Trabalho-Tese de Mestrado em Engenharia de Segurança e Higiene Ocupacionais*. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Ribeiro, B. S. (2 de Novembro de 2013). *Imagens de pala do pavilhão de portugal* . Obtido de <http://moescor.blogspot.pt/2012/10/grandes-obras-da-arquitectura-moderna-e.html>.
- Rilem. (2003). Betões de elevado desempenho arquitectónico. *Seminário Novos Desenvolvimentos do Betão*, (p. 17). Lisboa.
- Rosa, A. O. (2011). *Processo construtivos em edifícios altos em betão*. Lisboa: Instituto Superior Técnico.
- Rui Furtado, R. O. (22 de Outubro de 2010). <http://www.ordemengenheiros.pt/pt/centro-de-informacao/dossiers/casos-de-estudo/a-engenharia-da-casa-da-musica/>. Obtido de A Engenharia da Casa da Música.
- Santos, C. P. (2011). *Impacto Económico da Utilização de Betões de Elevada Resistência na Construção de Edifícios Altos- Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil*. Lisboa: Instituto Superior Técnico , Universidade Técnica de Lisboa.
- Silva, B. M. (2007). *"Betão Leve Estrutural Com Agregados de Argila Expandida"- Tese de Mestrado em Estruturas de Engenharia Civil*. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Sotavento. (14 de Abril de 2011). *Imagens de tabuleiro da ponte 25 de abril transito*. Obtido de <http://www.skyscrapercity.com/showthread.php?t=1133687&page=3>.
- Sporting. (29 de Outubro de 2006). <http://sporting.deviantart.com/art/Estadio-Alvalade-XXI-Interior-42173944>. Obtido de Imagens de estádio alvalade XXI.
- Teixeira, S. B. (2007). *Betões de elevada resistência*. Lisboa: Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura- Instituto Superior Técnico.

# **ANEXOS**



# ÍNDICE DOS ANEXOS

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura A. 1. Diagrama de momentos na laje LC30/33 para a direção x.....	5
Figura A. 2. Valor do primeiro momento positivo no pórtico lateral 1 para a direção x.....	5
Figura A. 3. Valor do momento negativo para o pórtico lateral 1 segundo a direção x .....	6
Figura A. 4. Valor do segundo momento positivo do pórtico lateral 1 segundo x.....	6
Figura A. 5. Valor do primeiro momento positivo no pórtico central para a direção x.....	7
Figura A. 6. Valor do momento negativo para o pórtico central segundo a direção x .....	7
Figura A. 7. Valor do segundo momento positivo no pórtico central segundo a direção x .....	8
Figura A. 8. Diagrama de momentos da laje LC30/33 para a direção y.....	9
Figura A. 9. Valor do momento positivo para o pórtico lateral 1 segundo a direção y.....	10
Figura A. 10. Valor do momento negativo para o pórtico lateral 1 segundo a direção y .....	10
Figura A. 11. Valor do momento positivo para o pórtico central para a direção y .....	11
Figura A. 12. Valor do momento negativo no pórtico central segundo a direção y.....	11
Figura A. 13. Valor do momento positivo para o pórtico lateral 2 segundo o eixo y .....	12
Figura A. 14. Valor do momento negativo para o pórtico lateral 2 segundo a direção y .....	12
Figura A. 15. Valor da flecha elástica da viga (0.30 x 0.45) m <sup>2</sup> .....	16
Figura A. 16. Valor do diagrama de esforço transversal e momento fletor da viga na secção o'.....	16
Figura A. 17. Valor do diagrama de esforço transversal e momento fletor na secção A'.....	17
Figura A. 18. Valor do diagrama de esforço transversal e momento fletor da viga à esquerda do apoio B' .....	17
Figura A. 19. Valor do diagrama de esforço transversal e momento fletor da viga à direita do apoio B' .....	18
Figura A. 20. Valor do diagrama de esforço transversal e diagrama do momento fletor na secção C'.....	18
Figura A. 21. Valor do diagrama de esforço transversal e diagrama do momento fletor na secção C'.....	19



## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela A. 1. Distribuição dos momentos pelas faixas segundo a direção x.....	8
Tabela A. 2. Cálculo das armaduras para a direção x.....	9
Tabela A. 3. Distribuição dos momentos pelas faixas para a direção y .....	13
Tabela A. 4. Cálculo das armaduras na laje LC30/33 segundo a direção y .....	13
Tabela A. 5. Quantificação da armadura na laje LC30/33 segundo a direção x.....	14
Tabela A. 6. Quantificação da armadura da laje LC30/33 para a direção y .....	14
Tabela A. 7. Cálculo da quantidade de armadura de punçoamento para a laje LC30/33 .....	15
Tabela A. 8. Momentos fletores e armaduras longitudinais para a viga de bordadura posicionada na direção x.....	19
Tabela A. 9. Esforços transversos e armaduras transversais na viga de bordadura junto aos apoios...	19
Tabela A. 10. Quantificação da armadura longitudinal da viga de bordadura com LC30/33.....	20
Tabela A. 11. Quantidade de armadura transversal da viga LC30/33.....	20
Tabela A. 12. Quantidade de armadura necessária à execução dos pilares para a solução com betão leve.....	21
Tabela A. 13. Variação do custo total do betão nos pilares de bordo com 3.0 m consoante o aumento da classe de resistência do betão .....	21
Tabela A. 14. Custo total da cofragem para o pilar de bordo com 3.0 m consoante a variação da classe de resistência do betão .....	21
Tabela A. 15. Custo total da armadura utilizada para o pilar de bordo com 3.0 m de acordo com o aumento da classe de resistência do betão .....	21
Tabela A. 16. Custo total do betão no pilar central com 3.0 m conforme o aumento da classe de resistência do betão .....	22
Tabela A. 17. Custo total da cofragem para o pilar central com 3.0 m consoante a variação da classe de resistência do betão .....	22
Tabela A. 18. Custo total da armadura utilizada no pilar central com 3.0 m consoante o aumento da classe de resistência do betão .....	22



✓ Dimensionamento da laje em LC30/33

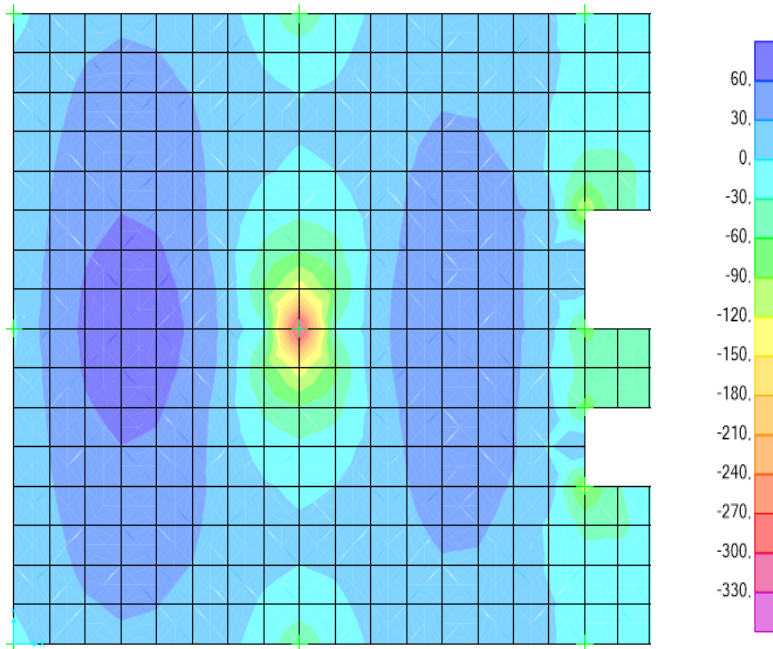


Figura A. 1. Diagrama de momentos na laje LC30/33 para a direção x

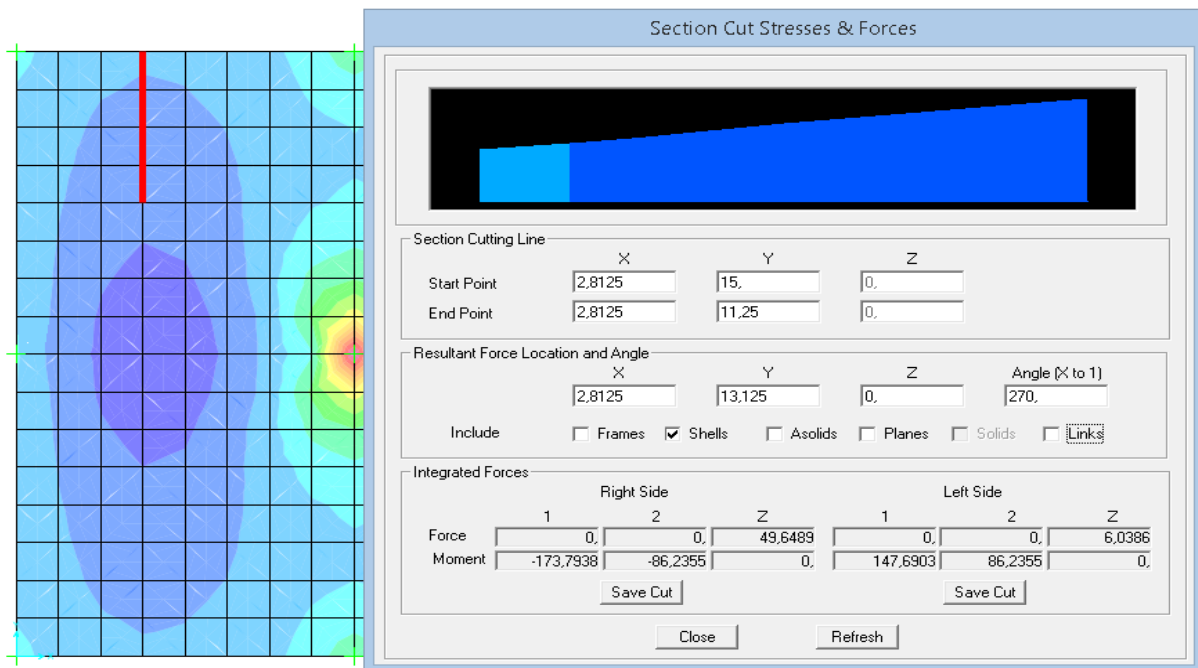


Figura A. 2. Valor do primeiro momento positivo no pórtico lateral 1 para a direção x

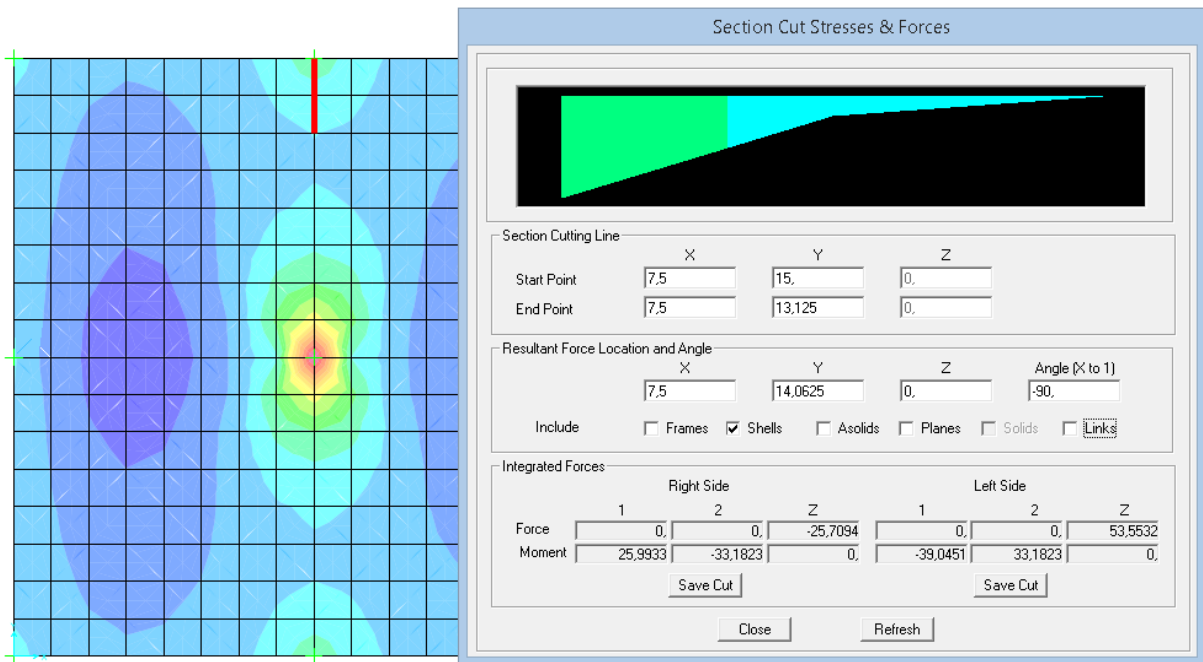


Figura A. 3. Valor do momento negativo para o pórtico lateral 1 segundo a direção x

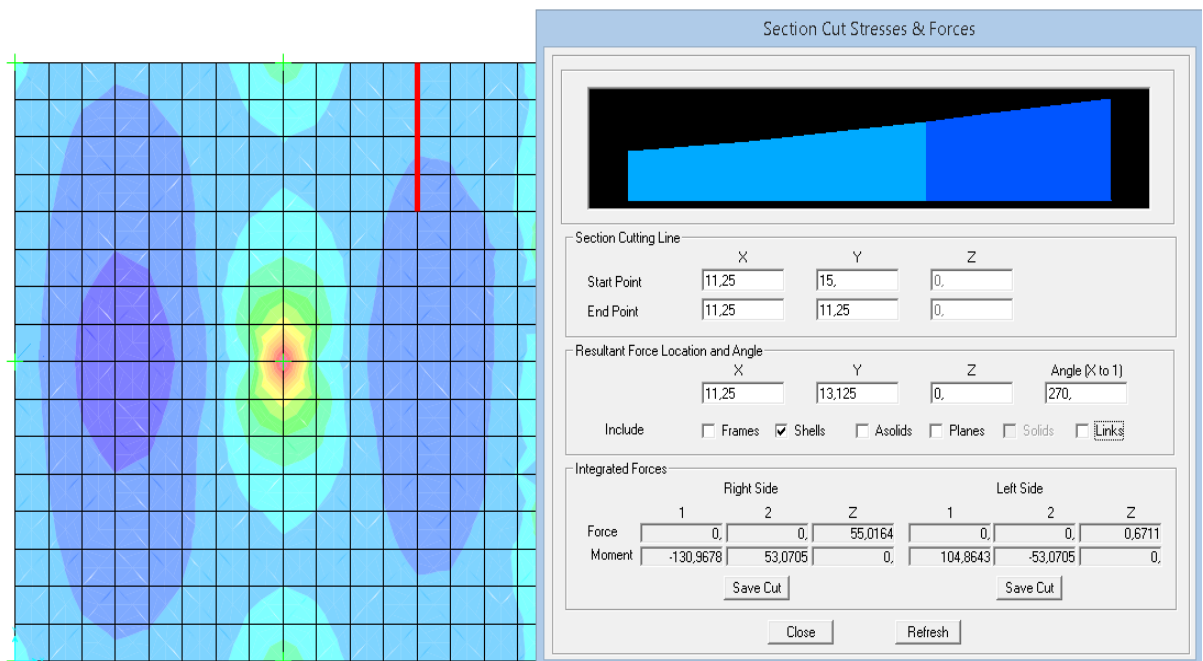


Figura A. 4. Valor do segundo momento positivo do pórtico lateral 1 segundo x

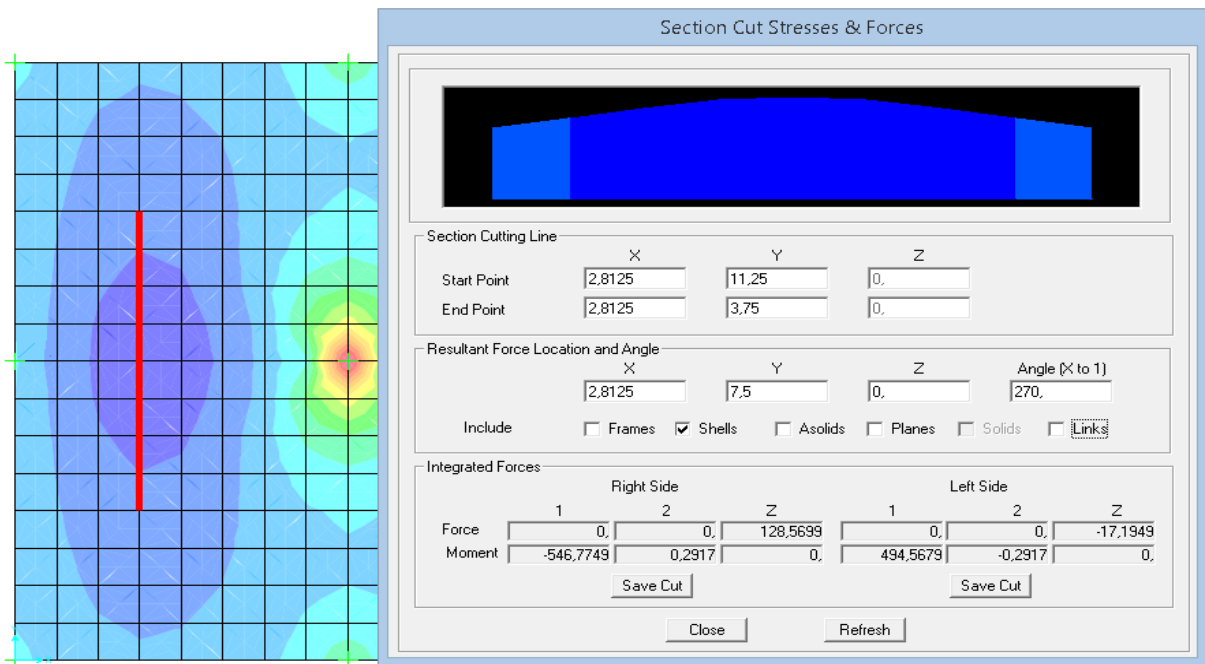


Figura A. 5. Valor do primeiro momento positivo no pórtico central para a direção x

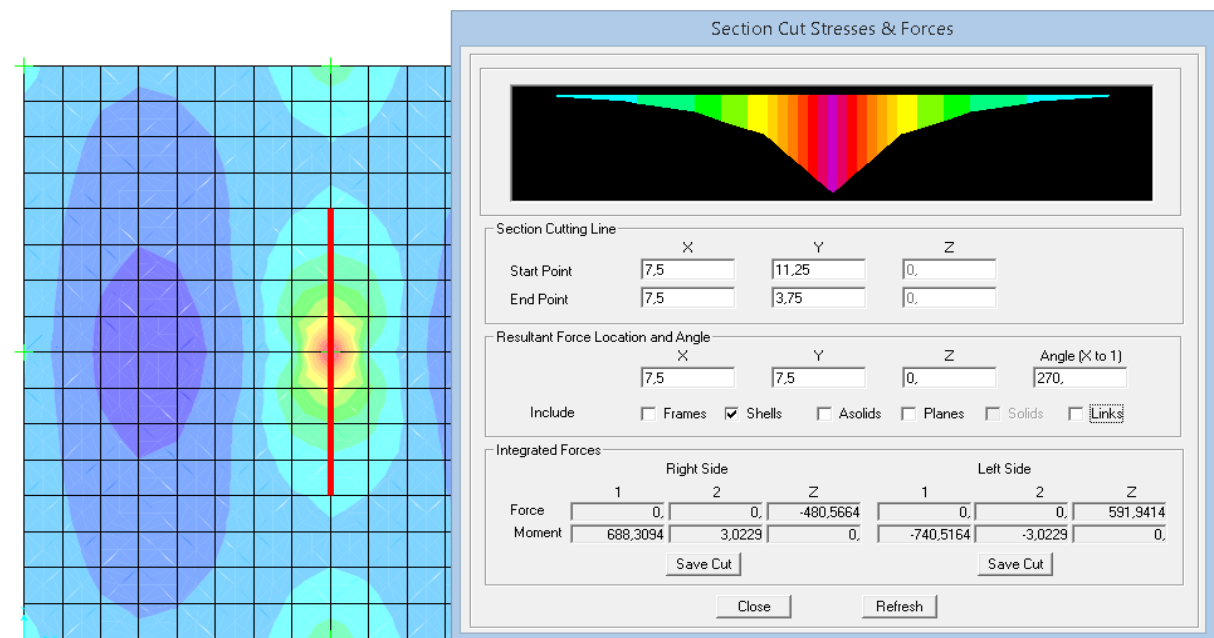


Figura A. 6. Valor do momento negativo para o pórtico central segundo a direção x

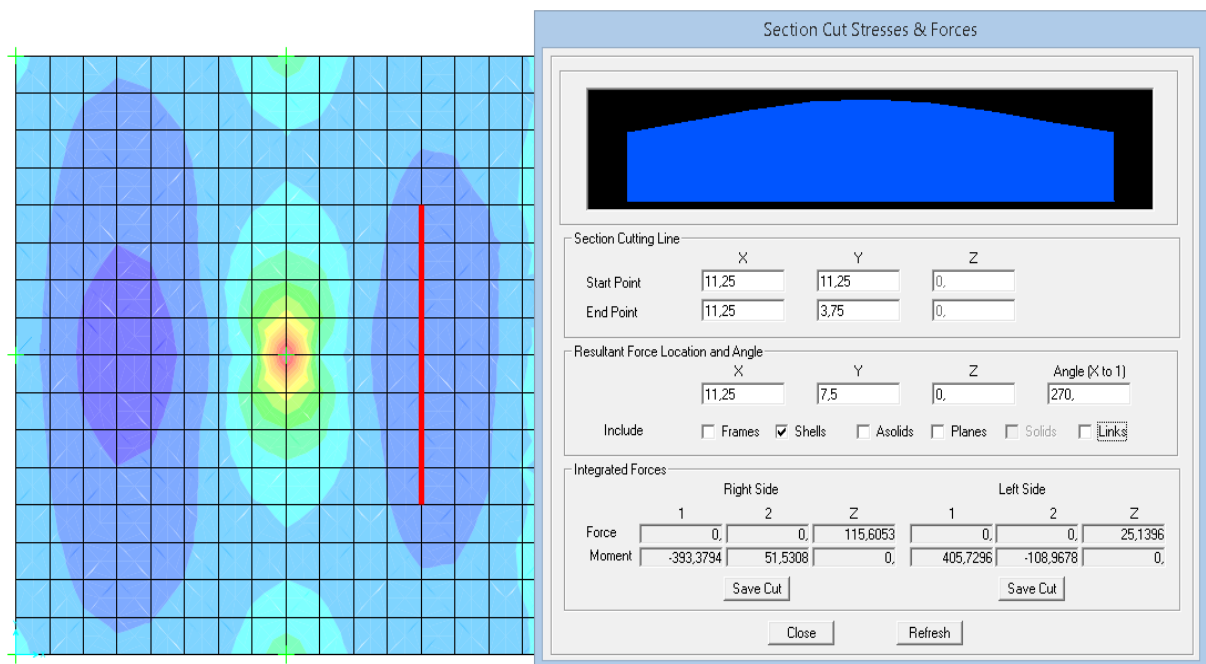


Figura A. 7. Valor do segundo momento positivo no pórtico central segundo a direção x

Tabela A. 1. Distribuição dos momentos pelas faixas segundo a direção x

Pórtico	Sinal	Faixa	L (faixa) (m)	Coef. Repartição	$m_{ED}$ (kNm/m)
Lateral 1	M <sup>+</sup> (173.8)	Sobre os pilares	1.875	0.55	50.9
		Central	1.875	0.45	41.7
	M <sup>-</sup> (-39.1)	Sobre os pilares	1.875	0.75	15.6
		Central	1.875	0.25	5.2
	M <sup>+</sup> (130.9)	Sobre os pilares	1.875	0.55	38.4
		Central	1.875	0.45	31.4
Central	M <sup>+</sup> (546.7)	Sobre os pilares	3.75	0.55	80.2
		Central	3.75	0.45	65.6
	M <sup>-</sup> (-740.5)	Sobre os pilares	3.75	0.75	148.1
		Central	3.75	0.25	49.4
	M <sup>+</sup> (405.7)	Sobre os pilares	3.75	0.55	59.5
		Central	3.75	0.45	48.7

Tabela A. 2. Cálculo das armaduras para a direção x

Pórtico	Faixas	$m_{ED}$ (kNm/m)	$\mu$	$\omega$	As (cm <sup>2</sup> /m)	Armadura
						$\phi$
Lateral 1	Sobre os pilares	50.9	0.054	0.056	5.15	$\Phi 8//0.25$ (2.01 cm <sup>2</sup> /m) $\Phi 10//0.25$ (3.14 cm <sup>2</sup> /m)
	Central	41.7	0.044	0.046	4.19	$\Phi 8//0.25$ (2.01 cm <sup>2</sup> /m) $\Phi 10//0.25$ (3.14 cm <sup>2</sup> /m)
	Sobre os pilares	15.6	0.017	0.017	1.54	$\Phi 10//0.25$ (3.14 cm <sup>2</sup> /m)
	Central	5.2	0.005	0.005	0.51	$\Phi 10//0.25$ (3.14 cm <sup>2</sup> /m)
	Sobre os pilares	38.4	0.041	0.042	3.85	$\Phi 10//0.25$ (3.14 cm <sup>2</sup> /m)
	Central	31.4	0.033	0.034	3.14	$\Phi 8//0.25$ (2.01 cm <sup>2</sup> /m)
Central	Sobre os pilares	80.2	0.085	0.090	8.29	$\Phi 10//0.15$ (5.24 cm <sup>2</sup> /m) $\Phi 10//0.25$ (3.14 cm <sup>2</sup> /m)
	Central	65.6	0.069	0.073	6.71	$\Phi 10//0.15$ (5.24 cm <sup>2</sup> /m) $\Phi 10//0.25$ (3.14 cm <sup>2</sup> /m)
	Sobre os pilares	148.1	0.157	0.176	16.22	$\Phi 16//0.15$ (13.40 cm <sup>2</sup> /m) $\Phi 10//0.25$ (3.14 cm <sup>2</sup> /m)
	Central	49.4	0.053	0.054	4.99	$\Phi 8//0.25$ (2.01 cm <sup>2</sup> /m) $\Phi 10//0.25$ (3.14 cm <sup>2</sup> /m)
	Sobre os pilares	59.5	0.063	0.066	6.06	$\Phi 10//0.25$ (3.14 cm <sup>2</sup> /m) $\Phi 10//0.25$ (3.14 cm <sup>2</sup> /m)
	Central	48.7	0.052	0.054	4.92	$\Phi 8//0.25$ (2.01 cm <sup>2</sup> /m) $\Phi 10//0.25$ (3.14 cm <sup>2</sup> /m)

Para o eixo y os momentos têm como diagrama:

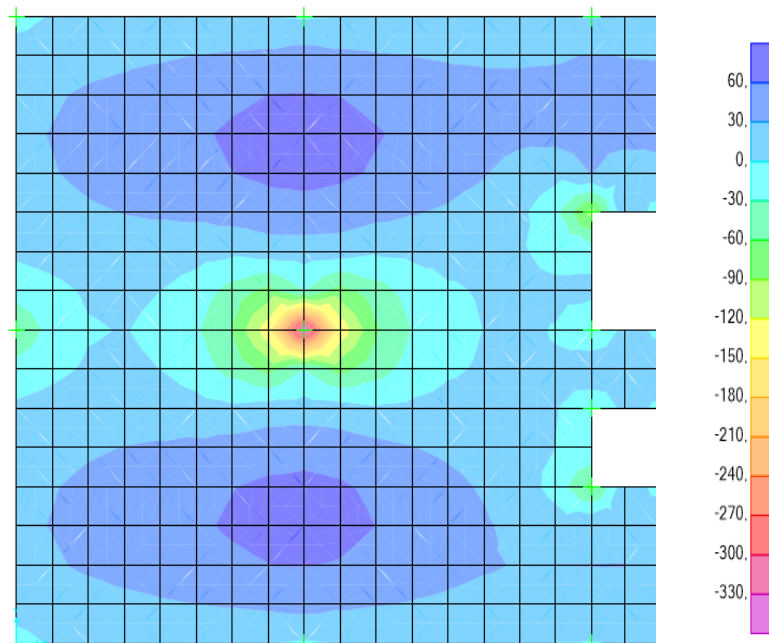


Figura A. 8. Diagrama de momentos da laje LC30/33 para a direção y

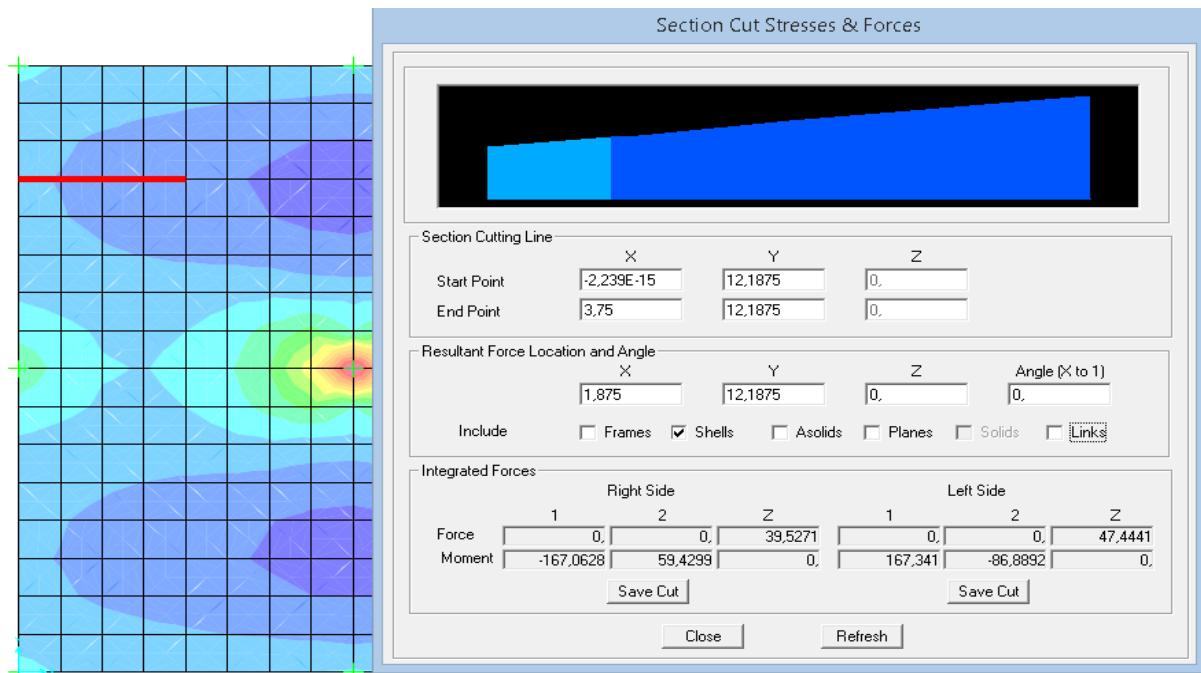


Figura A. 9. Valor do momento positivo para o pórtico lateral 1 segundo a direção y

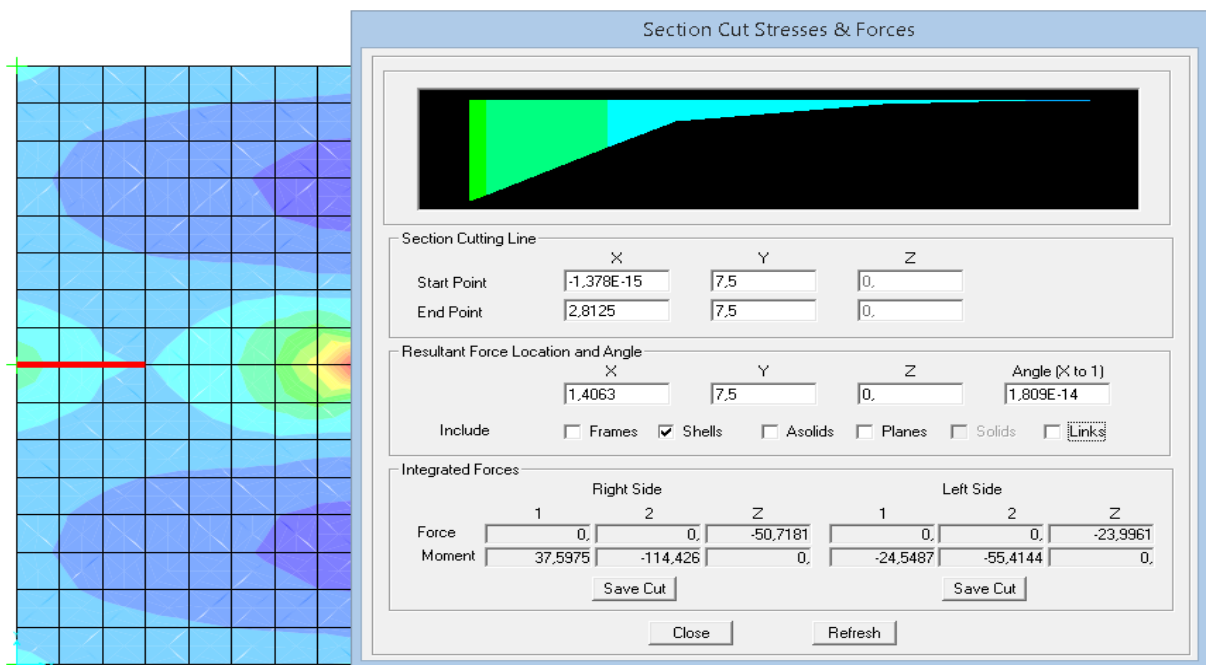


Figura A. 10. Valor do momento negativo para o pórtico lateral 1 segundo a direção y

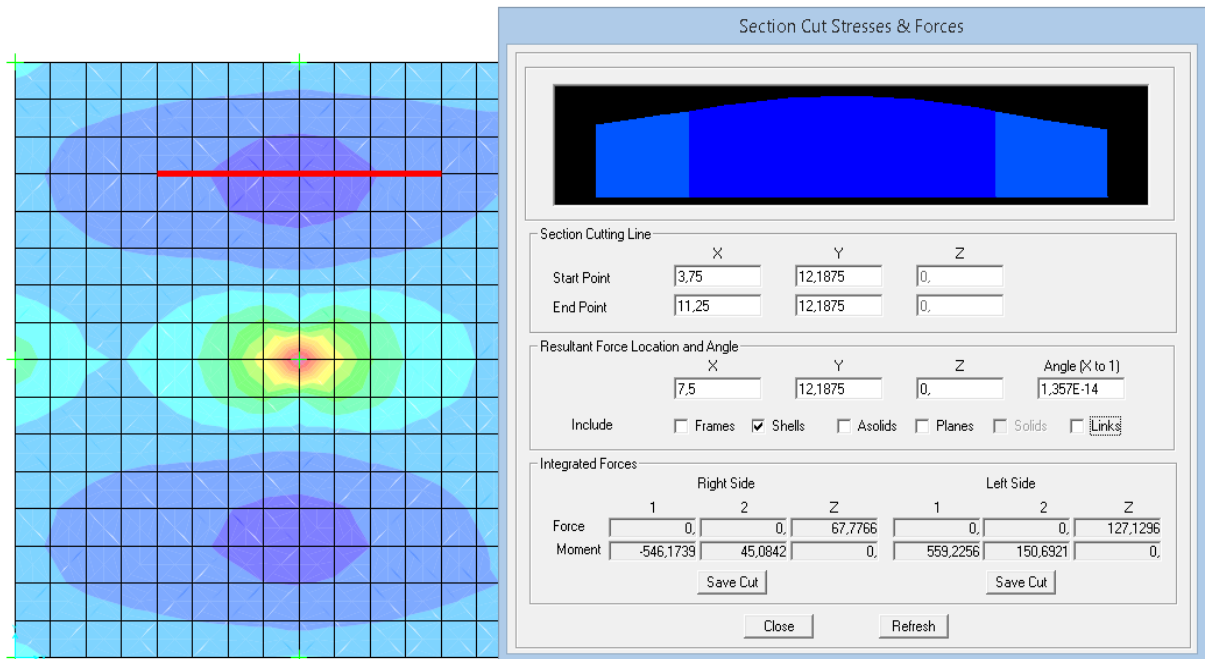


Figura A. 11. Valor do momento positivo para o pórtico central para a direção y

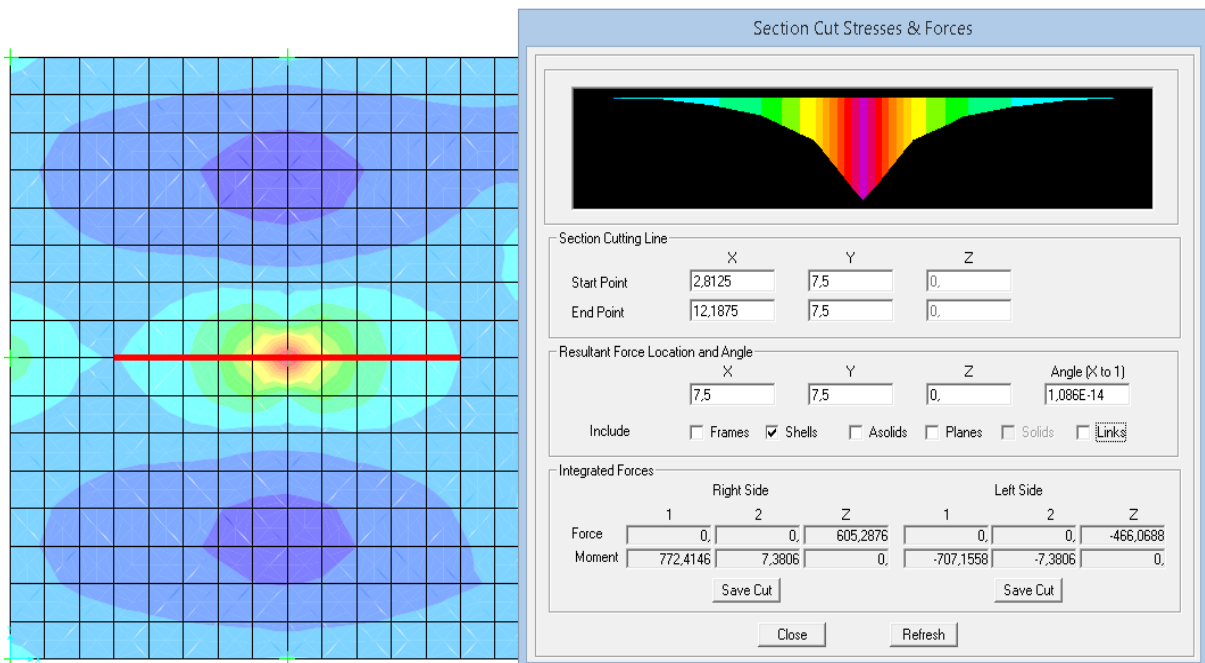


Figura A. 12. Valor do momento negativo no pórtico central segundo a direção y

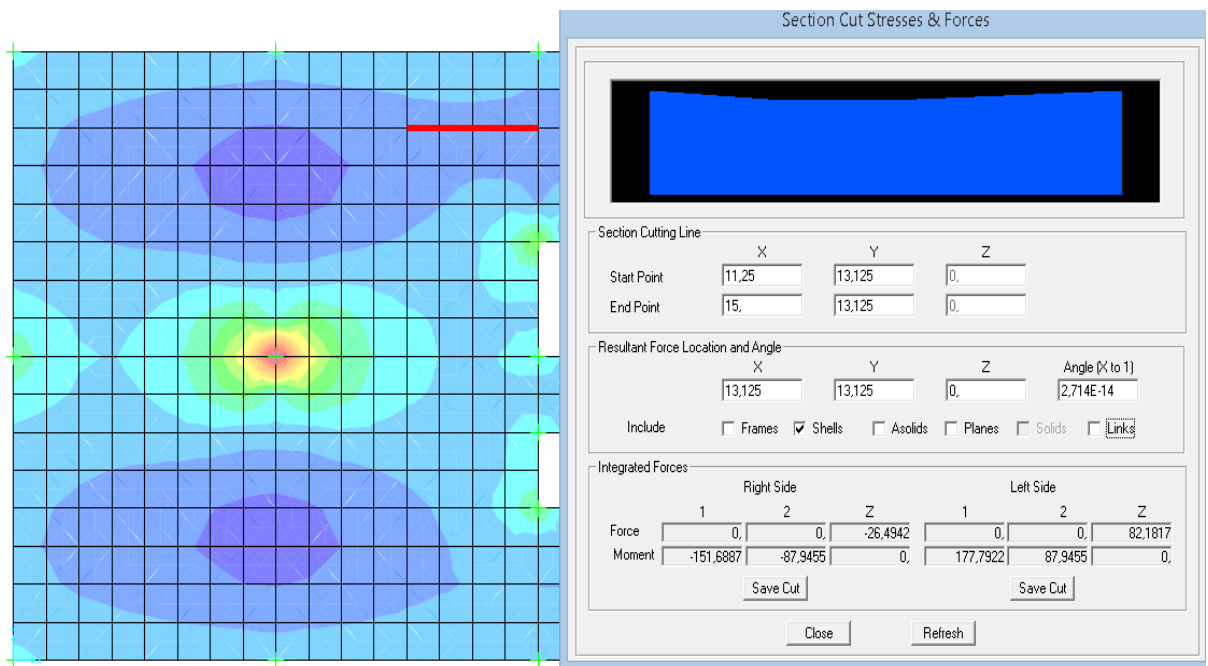


Figura A. 13. Valor do momento positivo para o pórtico lateral 2 segundo o eixo y

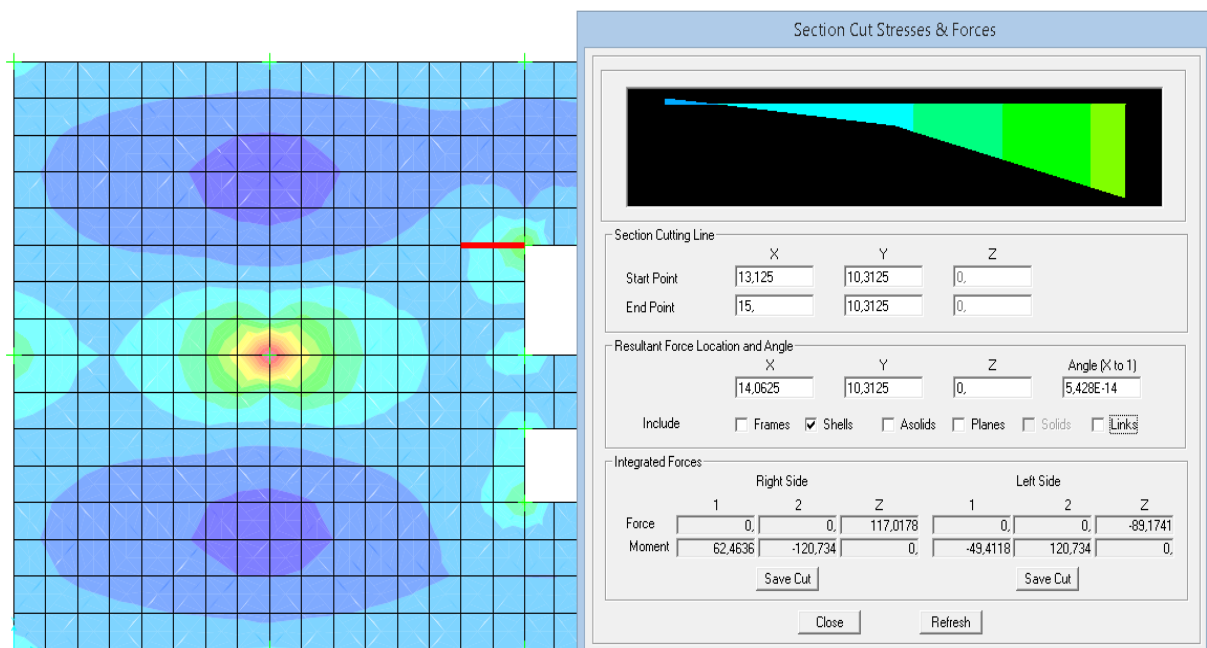


Figura A. 14. Valor do momento negativo para o pórtico lateral 2 segundo a direção y

Tabela A. 3. Distribuição dos momentos pelas faixas para a direção y

Pórtico	Sinal	Faixa	L (faixa) (m)	Coef. Repartição	m <sub>ED</sub> (kNm/m)
Lateral 1	M <sup>+</sup> (167.3)	Sobre os pilares	1.875	0.55	49.1
		Central	1.875	0.45	40.2
	M <sup>-</sup> (- 37.6)	Sobre os pilares	1.875	0.75	15.0
		Central	1.875	0.25	5.0
Central	M <sup>+</sup> (559.2)	Sobre os pilares	3.75	0.55	82.0
		Central	3.75	0.45	67.1
	M <sup>-</sup> (-772.4)	Sobre os pilares	3.75	0.75	154.5
		Central	3.75	0.25	51.5
Lateral 2	M <sup>+</sup> (177.8)	Sobre os pilares	1.875	0.55	52.1
		Central	1.875	0.45	42.7
	M <sup>-</sup> (-62.4)		1.875		33.3

Tabela A. 4. Cálculo das armaduras na laje LC30/33 segundo a direção y

Pórtico	Faixas	m <sub>ED</sub> (KN.m/m)	μ	ω	Armadura	
					As (cm <sup>2</sup> /m)	φ
Lateral 1	Sobre os pilares	49.1	0.052	0.054	4.97	Φ 8//0.25 (2.01 cm <sup>2</sup> /m) Φ10//0.25 (3.14 cm <sup>2</sup> /m)
	Central	40.2	0.043	0.044	4.04	Φ 8//0.25 (2.01 cm <sup>2</sup> /m) Φ10//0.25 (3.14 cm <sup>2</sup> /m)
	Sobre os pilares	15.0	0.016	0.016	1.48	Φ10//0.25 (3.14 cm <sup>2</sup> /m)
	Central	5.0	0.005	0.005	0.49	Φ10//0.25 (3.14 cm <sup>2</sup> /m)
Central	Sobre os pilares	82.0	0.087	0.093	8.49	Φ10//0.15 (5.24cm <sup>2</sup> /m) Φ10//0.25 (3.14 cm <sup>2</sup> /m)
	Central	67.1	0.071	0.075	6.88	Φ10//0.15 (5.24cm <sup>2</sup> /m) Φ10//0.25 (3.14 cm <sup>2</sup> /m)
	Sobre os pilares	154.5	0.165	0.185	17.02	Φ16//0.15(13.40cm <sup>2</sup> /m) Φ10//0.25 (3.14 cm <sup>2</sup> /m)
	Central	51.5	0.055	0.057	5.22	Φ8//0.25 (2.01 c m <sup>2</sup> /m) Φ10//0.25 (3.14 cm <sup>2</sup> /m)
Lateral 2	Sobre os pilares	52.1	0.045	0.057	5.28	Φ8//0.25 (2.01 c m <sup>2</sup> /m)
	Central	42.7	0.057	0.047	4.29	Φ10//0.25 (3.14 cm <sup>2</sup> /m)
		33.3	0.033	0.034	1.76	Φ10//0.25 (3.14 cm <sup>2</sup> /m)

Tabela A. 5. Quantificação da armadura na laje LC30/33 segundo a direção x

Faixas	Armadura Inferior				Armadura Superior			
	Área de armadura (cm <sup>2</sup> /m)	Peso da armadura (kg/m <sup>2</sup> )	Área (m <sup>2</sup> )	Peso da armadura (kg)	Área de armadura (cm <sup>2</sup> /m)	Peso da armadura (kg/m <sup>2</sup> )	Área (m <sup>2</sup> )	Peso da armadura (kg)
<b>Armadura mínima em todo o painel</b>	3.14 Φ10//0.25	2.4 (3.14x10 <sup>-4</sup> x77x10 <sup>2</sup> )	168.8 (11.25 x 15.0)	405.1	3.14 Φ10//0.25	2.4 (3.14x10 <sup>-4</sup> x77)	176.3 (11.45 x 15.40)	423.2
<b>Direção x</b>	2.01 Φ8//0.25	3.1 (2.01x10 <sup>-4</sup> x77x10 <sup>2</sup> ) x 2	22.8 (6 x 3.80)	70.7	13.4 Φ16//0.15	10.3 (13.4x10 <sup>-4</sup> x77x10 <sup>2</sup> )	16.0 (4.0 x 4.0)	164.8
	5.24 Φ10//0.15	4.0 (5.24x10 <sup>-4</sup> x77x10 <sup>2</sup> )	45.0 (6 x 7.5)	180.0	2.01 Φ8//0.25	3.1 (2.01x10 <sup>-4</sup> x77x10 <sup>2</sup> ) x2	7.2 (4.0 x 1.80)	22.3
	2.01 Φ8//0.25	3.1 (2.01x10 <sup>-4</sup> x77x10 <sup>2</sup> ) x2	15.2 (4 x 3.8)	47.1 (3.1 x 15.2)				
	2.01 Φ8//0.25	3.1 (2.01x10 <sup>-4</sup> x77x10 <sup>2</sup> ) x2	7.2 (4 x 1.8)	22.3 (3.1 x 7.2)				
<b>Armaduras de canto</b>	3.23 Φ12//0.35	4.9 (3.23x10 <sup>-4</sup> x77x10 <sup>2</sup> ) x2	3.6 (2 x 1.8)	17.6 (4.9 x 3.6)	2.24 Φ10//0.35	3.4 (2.24x10 <sup>-4</sup> x77x10 <sup>2</sup> ) x2	4.3 (2.4 x 1.80)	14.6
<b>Total</b>		20.6		742.8		19.2		624.9

Tabela A. 6. Quantificação da armadura da laje LC30/33 para a direção y

Faixas	Armadura Inferior				Armadura Superior			
	Área de armadura (cm <sup>2</sup> /m)	Peso da armadura (kg/m <sup>2</sup> )	Área (m <sup>2</sup> )	Peso da armadura (kg)	Área de armadura (cm <sup>2</sup> /m)	Peso da armadura (kg/m <sup>2</sup> )	Área (m <sup>2</sup> )	Peso da armadura (kg)
<b>Armadura mínima em todo o painel</b>	3.14 Φ10//0.25	2.4 (3.14x10 <sup>-4</sup> x77x10 <sup>2</sup> )	168.8 (11.25 x 15.00)	405.1	3.14 Φ10//0.25	2.4 (3.14x10 <sup>-4</sup> x77)	176.3 (11.45 x 15.40)	423.2
<b>Direção y</b>	2.01 Φ8//0.25	3.1 (2.01x10 <sup>-4</sup> x77x10 <sup>2</sup> ) x2	22.8 (6.0 x 3.80)	70.7	13.4 Φ16//0.15	10.3 (13.4x10 <sup>-4</sup> x77x10 <sup>2</sup> )	16.0 (4.0 x 4.0)	164.8
	5.24 Φ10//0.15	8.0 (5.24x10 <sup>-4</sup> x77x10 <sup>2</sup> ) x2	45.0 (6.0 x 7.5)	360.0	2.01 Φ8//0.25	3.1 (2.01x10 <sup>-4</sup> x77x10 <sup>2</sup> ) x2	7.2 (4.0 x 1.80)	22.3
	2.01 Φ8//0.25	3.1 (2.01x10 <sup>-4</sup> x77x10 <sup>2</sup> ) x2	22.8 (6.0 x 3.80)	70.7				
<b>Armaduras de canto</b>	3.23 Φ12//0.35	4.9 (3.23x10 <sup>-4</sup> x77x10 <sup>2</sup> ) x2	3.6 (2 x 1.8)	17.6 (4.9 x 3.6)	6.28 Φ10//0.35	3.4 (2.24x10 <sup>-4</sup> x77x10 <sup>2</sup> ) x2	4.3 (2.40 x 1.80)	14.6
<b>Total</b>		21.5		924.1		19.2		624.9

Tabela A. 7. Cálculo da quantidade de armadura de punçoamento para a laje LC30/33

Área de armadura (cm <sup>2</sup> /m)	L (estribo) (m)	Peso/estribo (kg)	Nº de estribos/fiada	Nº de fiadas	Peso total de estribos (Kg)	Peso da armadura de colapso progressivo e montagem (Kg)	Peso total de armadura (Kg)
0.5 (1Φ8)	1.42 (2x0.40+2x0.21+2x0.10)	0.55 (1.42 x 0.5x10 <sup>-4</sup> x 77x10 <sup>2</sup> )	8	4	17.6	50	67.6

✓ Pré-dimensionamento da viga utilizada na solução de betão leve

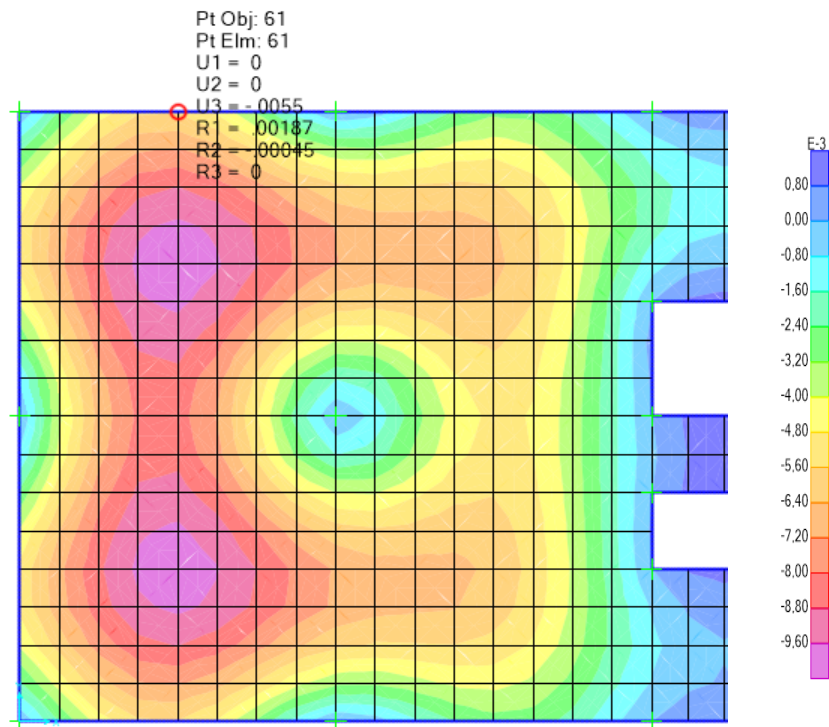


Figura A. 15. Valor da flecha elástica da viga (0.30 x 0.45) m<sup>2</sup>

Dimensionamento da viga utilizada na solução de betão leve

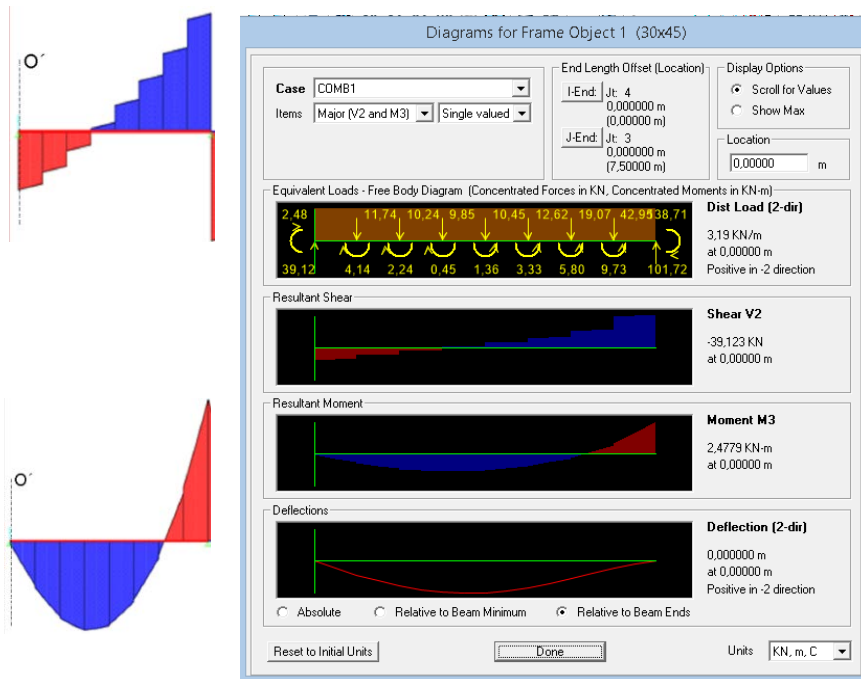


Figura A. 16. Valor do diagrama de esforço transverso e momento fletor da viga na secção o'

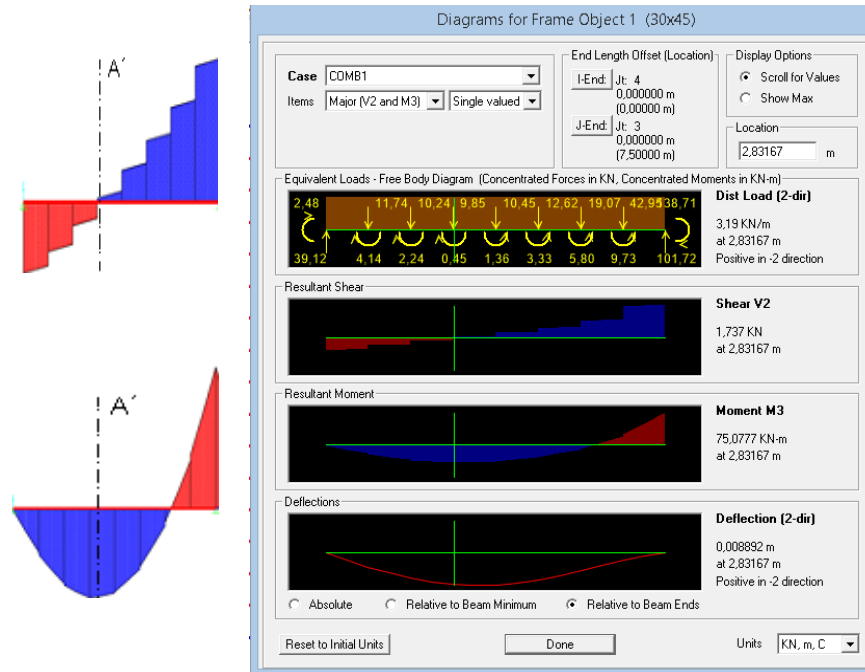


Figura A. 17. Valor do diagrama de esforço transverso e momento fletor na secção A'

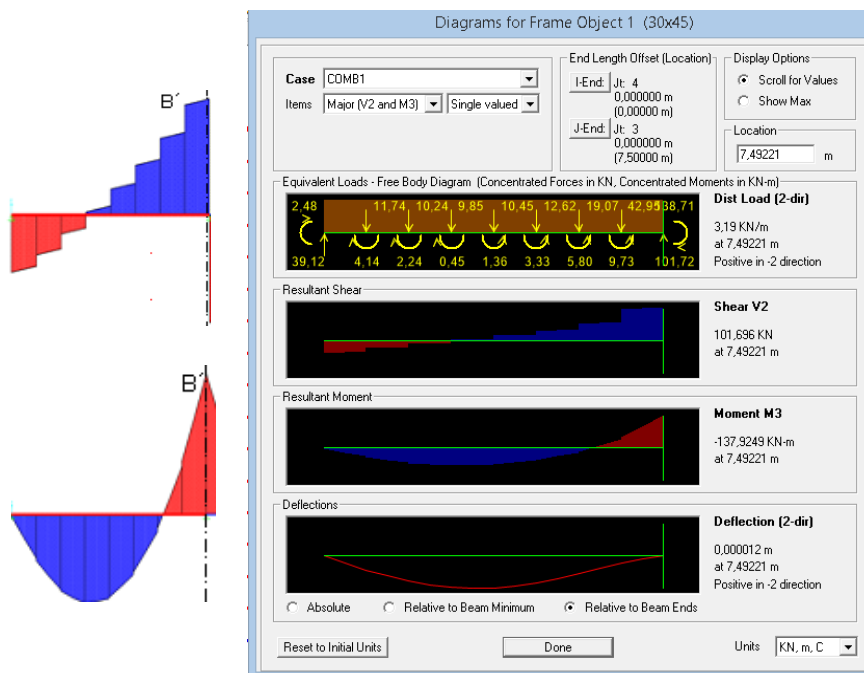


Figura A. 18. Valor do diagrama de esforço transverso e momento fletor da viga à esquerda do apoio B'

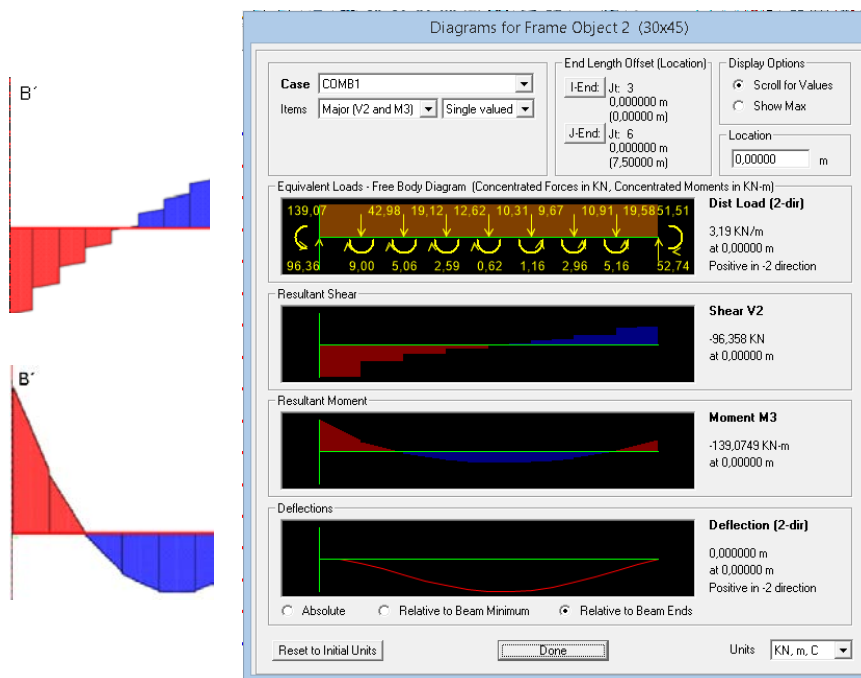


Figura A. 19. Valor do diagrama de esforço transverso e momento fletor da viga à direita do apoio B'

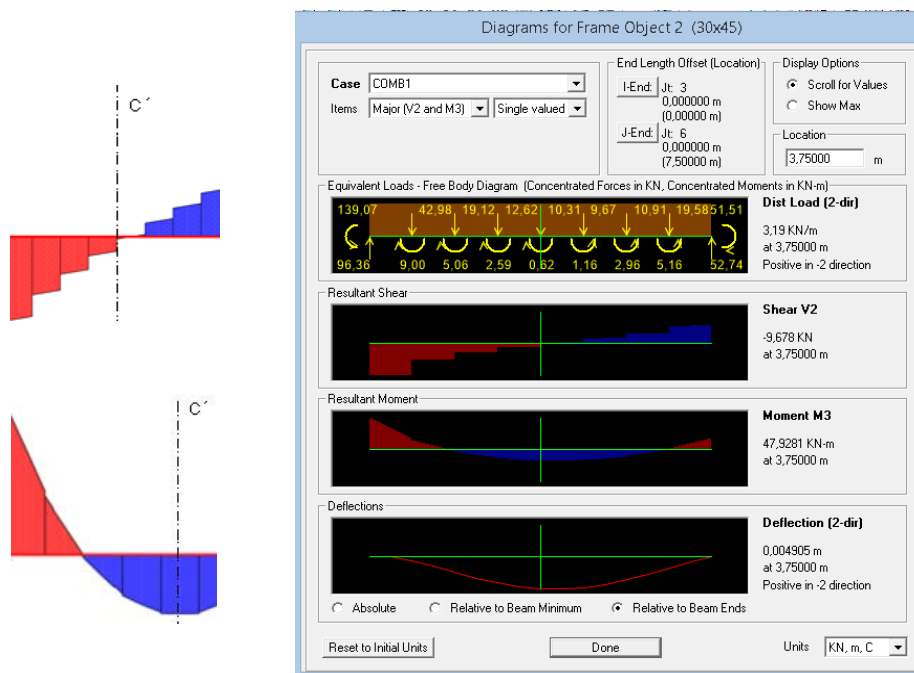


Figura A. 20. Valor do digrama de esforço transverso e digrama do momento fletor na secção C'

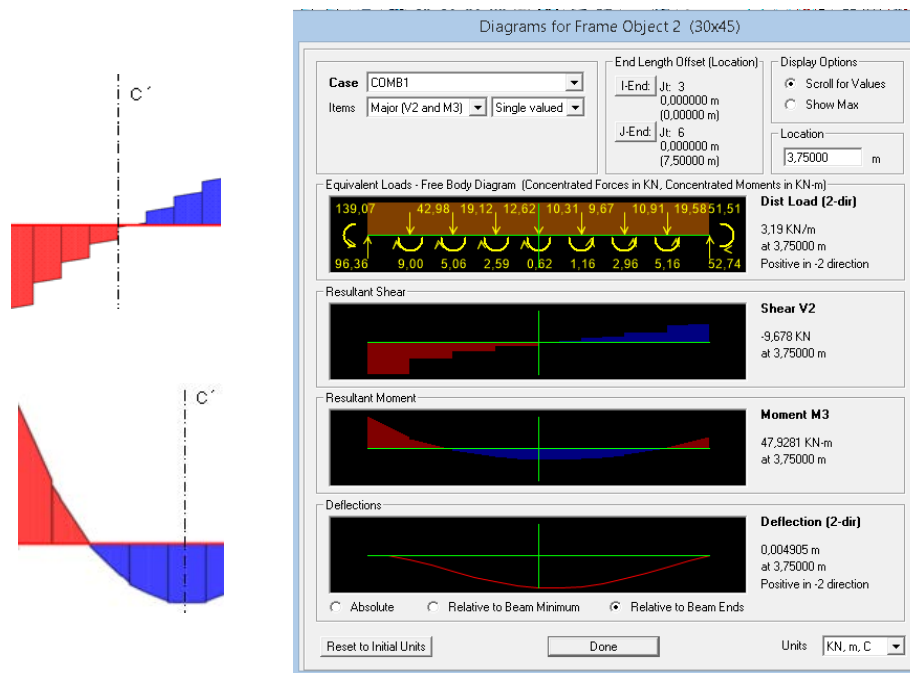


Figura A. 21. Valor do digrama de esforço transverso e digrama do momento fletor na secção C'

Tabela A. 8. Momentos fletores e armaduras longitudinais para a viga de bordadura posicionada na direção x

Zona	Secção	Distância (m)	M <sub>ED</sub> (kNm)	$\mu$	$\omega$	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	$\phi$
Apoio	O'	0	2.47	0.00	0.00	0.00	2 $\phi$ 16 (4.02 cm <sup>2</sup> )
	B'	7.5	139.07	0.175	0.199	9.19	5 $\phi$ 16 (10.05 cm <sup>2</sup> )
Vão	A'	2.83	75.07	0.094	0.100	4.65	3 $\phi$ 16 (6.03 cm <sup>2</sup> )
	C'	11.25	47.93	0.060	0.063	2.89	2 $\phi$ 16 (4.02 cm <sup>2</sup> )

Tabela A. 9. Esforços transversos e armaduras transversais na viga de bordadura junto aos apoios

Apoio	Orientação	Distância (x) m	zcotg $\Theta$ (m)	VED (zcotg $\Theta$ ) kN	A <sub>sw/s</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	$\phi$
O'		0		37.1	1.35	$\Phi$ 8//0.25 (2.01 cm <sup>2</sup> /m) (c / 2 ramos)
B'	Esquerda	7.5	0.63	99.7	3.64	
	Direita	7.5		94.3	3.44	

- Vigas de bordadura

Aqui é importante referir que em relação à viga posicionada na direção x, multiplicou-se o seu resultado pelo número de vigas.

Tabela A. 10. Quantificação da armadura longitudinal da viga de bordadura com LC30/33

Armadura longitudinal	Armadura Inferior				Armadura Superior			
	Área de armadura (cm <sup>2</sup> )	Peso de armadura (kg/m)	L (m)	Peso de armadura (kg)	Área de armadura (cm <sup>2</sup> )	Peso de armadura (kg/m)	L (m)	Peso de armadura (kg)
Direção x	4.02 (2φ16)	6.18 (4.02x10 <sup>-4</sup> x77x10 <sup>2</sup> ) x2	11.60	71.7 (6.18 x 11.60)	4.02 (2φ16)	6.18 (4.02x10 <sup>-4</sup> x77x10 <sup>2</sup> ) x 2	11.60	71.7 (6.18 x 11.60)
	2.01 (1φ16)	3.09 (2.01x10 <sup>-4</sup> x77x10 <sup>2</sup> ) x2	5.00	15.5 (3.09 x 5.00)	6.03 (3φ16)	9.28 (6.03x10 <sup>-4</sup> x77x10 <sup>2</sup> ) x 2	6.00	55.7 (9.28 x 6.00)
Direção y	4.02 (2φ16)	3.09 (4.02x10 <sup>-4</sup> x77x10 <sup>2</sup> )	15.70	48.5 (3.09 x 15.70)	4.02 (2φ16)	3.09 (4.02x10 <sup>-4</sup> x77x10 <sup>2</sup> )	15.70	48.5 (3.09 x 15.70)
	2.01 (1φ16)	1.54 (2.01x10 <sup>-4</sup> x77x10 <sup>2</sup> )	5.00	7.7 (1.54 x 5.00)	6.03 (3φ16)	4.64 (6.03x10 <sup>-4</sup> x77x10 <sup>2</sup> )	6.00	27.8 (4.64 x 6.00)
<b>Total</b>		13.9		143.4		23.2		203.7

Tabela A. 11. Quantidade de armadura transversal da viga LC30/33

Armadura transversal	Área de armadura (cm <sup>2</sup> /m)	L(estribo) (m)	Peso do estribo (kg)	Nº de estribos/vão	Peso de armadura (kg)
Direção x	2.01 (φ8//0.25)	1.38 (2x0.37+2x0.22+2x0.1)	0.21 (1.38x2.01x10 <sup>-4</sup> x77x10 <sup>2</sup> )	86 (10.70/0.25) x 2	18.1 (86 x 0.21)
Direção y				57 (14.3/0.25)	11.9 (57 x 0.21)
<b>Total</b>				143	30.0

Tabela A. 12. Quantidade de armadura necessária à execução dos pilares para a solução com betão leve

Pilares	Volume total de betão (m <sup>3</sup> )	Peso de armadura (kg)
Pilares de canto	0.54	108.0
Pilares de bordo	1.44	288.0
Pilar central	1.08	216.0
<b>Total</b>	<b>3.06</b>	<b>612.0</b>

Tabela A. 13. Variação do custo total do betão nos pilares de bordo com 3.0 m consoante o aumento da classe de resistência do betão

Classe de resistência do betão (MPa)	Área dos pilares (m <sup>2</sup> )	Custo unitário do betão (€/m <sup>3</sup> )	Volume de betão/pilar (m <sup>3</sup> )	Custo do betão (€)	Mão-de-obra (€)	Custo total (€)
C30/37	0.20	81.55	0.60	146.79	3.97	150.76
C45/55	0.13	96.20	0.39	112.55		116.52
C50/60	0.12	100.20	0.36	108.22		112.19
C55/65	0.11	104.20	0.33	103.16		107.13

Tabela A. 14. Custo total da cofragem para o pilar de bordo com 3.0 m consoante a variação da classe de resistência do betão

Custo unitário			Classes de resistência (MPa)	Área de cofragem do pilar (m <sup>2</sup> )	Custo da cofragem (€)	Desperdícios (€)	Custo total (€)
Material (€)	Mão-de-obra (€/m <sup>2</sup> )	Equipamentos (€)					
5.28	13.00	0.98	C30/37	4.5	86.67	6.50	93.17
5.28			C45/55	3.6	69.34	5.20	74.54
4.85			C50/60	3.5	65.91	4.94	70.85
4.85			C55/65	3.3	62.14	4.66	66.80

Tabela A. 15. Custo total da armadura utilizada para o pilar de bordo com 3.0 m de acordo com o aumento da classe de resistência do betão

Custos unitários			Classes de resistência (MPa)	Volume total de betão (m <sup>3</sup> )	Quantidade e de armadura (kg)	Custo total (€)	Desperdícios (€)	Total (€)
Custo médio/varão (€)	Mão-de-obra (€/kg)	Equipamentos (€)						
1.04	0.20	0.025	C30/37	1.80	360.0	457.20	34.29	491.49
			C45/55	1.17	234.0	297.18	22.28	319.46
			C50/60	1.08	216.0	274.32	20.57	294.89
<b>Total</b>	<b>1.27</b>		C55/65	0.99	198.0	251.46	18.86	270.32

**Tabela A. 16. Custo total do betão no pilar central com 3.0 m conforme o aumento da classe de resistência do betão**

Classe de resistência do betão (MPa)	Área dos pilares (m <sup>2</sup> )	Custo unitário do betão (€/m <sup>3</sup> )	Volume de betão (m <sup>3</sup> )	Custo do betão (€)	Mão-de-obra (€)	Custo total (€)
C30/37	0.49	81.55	1.47	119.88	3.97	123.85
C45/55	0.33	96.20	0.99	95.24		99.21
C50/60	0.29	100.20	0.87	87.17		91.14
C55/65	0.27	104.20	0.81	84.40		88.37

**Tabela A. 17. Custo total da cofragem para o pilar central com 3.0 m consoante a variação da classe de resistência do betão**

Custo unitário			Classes de resistência (MPa)	Área de cofragem do pilar (m <sup>2</sup> )	Custo da cofragem (€)	Desperdícios (€)	Custo total (€)
Material (€)	Mão-de-obra (€/m <sup>2</sup> )	Equipamentos (€)					
6.12	13.00	0.98	C30/37	7.56	151.96	11.39	163.35
5.28			C45/55	6.26	120.57	9.04	129.61
4.85			C50/60	5.83	109.78	8.23	118.01
4.85			C55/65	5.62	105.82	7.94	113.76

**Tabela A. 18. Custo total da armadura utilizada no pilar central com 3.0 m consoante o aumento da classe de resistência do betão**

Custo unitário			Classes de resistência (MPa)	Volume de betão (m <sup>3</sup> )	Quantidade de armadura (kg)	Custo total (€)	Desperdícios (€)	Custo total (€)
Custo médio/varão (€/kg)	Mão-de-obra (€/kg)	Equipamentos (€)						
1.04	0.20	0.025	C30/37	1.47	294.0	373.38	28.00	401.38
			C45/55	0.99	198.0	251.46	18.85	270.31
			C50/60	0.87	174.0	220.98	16.57	237.55
<b>Total</b>	1.27		C55/65	0.81	162.0	205.74	15.43	221.17