



UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR

Engenharia Civil: Estruturas e Construção

Ligações especiais entre estruturas metálicas e de betão

Projecto baseado em modelos de escoras e tirantes

Tiago Miguel Vicente Gonçalves

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em

Engenharia Civil: Estruturas e Construção

(2º ciclo de estudos)

Orientador: Prof. Doutor João Pires da Fonseca

Covilhã, Outubro de 2011

Agradecimentos

Ao meu orientador, Professor Doutor João Pires da Fonseca, pelo acompanhamento e as prestáveis discussões, que contribuíram para um esclarecimento das diversas temáticas abrangidas, não restringidas apenas ao conteúdo deste documento, pelas críticas construtivas e enriquecedoras, atenciosamente lhe agradeço.

Ao Mestre Engenheiro Clemente Pinto, pela ajuda imprescindível no laboratório de estruturas e pelo tempo despendido na elaboração do ensaio experimental, pelas discussões e troca de impressões que favoreceram a elaboração deste trabalho, os meus mais sinceros agradecimentos.

Aos meus pais, pela paciência e carinho com que nos períodos críticos me brindaram, por tudo o que me proporcionaram lhes agradeço.

Resumo

Este trabalho reflecte sobre a capacidade resistente do betão, no que diz respeito à utilização do espaço provido pelo recobrimento das estruturas de betão armado, para proporcionar a transmissão de esforços nas pós-instalações de uma maneira mais eficiente e com um menor número de condicionantes.

Nas ligações onde existe um binário de esforços nas interfaces, podemos estabelecer que se for provida uma indentação adequada na zona de compressão, o betão tem a capacidade de transmitir esforços elevados com um ângulo relativamente baixo face à sua superfície.

Neste documento é analisada uma solução utilizando a formulação com base nos modelos de escoras e tirantes, de forma a retratar de forma simplificada e coerente como essa introdução de esforços se redistribui para o interior do corpo sólido de betão. No caso apresentado resolveu contabilizar-se o efeito favorável da compressão triaxial junto a cargas concentradas que levou a um modelo tridimensional.

Através da análise são apresentados os procedimentos para caracterizar a zona nodal nas imediações da ligação. Com base na simplificação dos campos de tensão, foram adaptadas as formulações com vista a encontrar o valor máximo de resistência dessa ligação.

Palavras-chave

Ancoragens em betão armado, betão estrutural, modelos de escoras e tirantes, estados triaxiais de tensão.

Abstract

This work reflects on concrete capacity design of a connection that uses concrete cover to establish a way to transmit forces in post-installations with efficiency and less construction site problems.

In connections where there is a set of forces between interfaces, if a keyed joint were created on the correspondent compression area, concrete is able to transmit that force even in a lower angle of application regarding to concrete's surface.

In this paper an analysis has been conducted to a specific case with a strut and tie formulation, in a way to comprehend with a simple yet clarifying perspective the flow of forces, from where they're applied into the interior of the solid body. In this case, the favorable effect of confining stresses in the periphery of a concentrated load has been taken into account, which has lead into a tri-dimensional model.

Through the analysis, procedures had been carried out in order to characterize the nodal zone in the vicinity of the connection. With simplified stress fields the recommendations and formulations had been adapted to each case in order to establish a maximum value that connection could support.

Keywords

Anchorage to concrete, structural concrete, strut and tie models, triaxial state of stresses.

Índice

1.	Introdução	1
1.1	Enquadramento do tema.....	1
1.2	Estado da arte de fixações em betão armado	2
1.2.1	Sistemas de fixação e mecanismos de transferência de carga.....	2
1.2.2	Metodologia convencional para o dimensionamento.....	3
1.3	Organização do documento	9
2.	Objectivos	10
2.1	Formulação do problema	10
2.2	Resolução hipotética para o problema em análise	12
2.3	Âmbito do estudo e campo de aplicação	13
3.	Revisão bibliográfica	14
3.1	Modelação do comportamento dos materiais	14
3.1.1	Betão	14
3.1.2	Aço	20
3.2	Modelos de escoras e tirantes	21
3.2.1	Nota histórica	21
3.2.2	Procedimentos que governam a modelação e o dimensionamento.....	22
3.2.3	Dimensionamento	26
4.	Metodologia.....	39
4.1	Definições gerais do caso prático de estudo	39
4.2	Análise numérica.....	41
4.2.1	Modelos de escoras e tirantes	41
4.2.2	Método de elementos finitos	43
4.3	Ensaio experimental.....	46
4.3.1	Procedimentos relativos ao ensaio	46
4.3.2	Armação do bloco de betão armado	46
4.3.3	Colocação dos extensómetros.....	47
4.3.4	Cofragem do bloco	48

4.3.5	Betonagem	49
4.3.6	Caracterização do betão	49
4.3.7	Ensaio em laboratório.....	50
5.	Análise numérica.....	53
5.1	Método de escoras e tirantes.....	53
5.1.1	Definição geométrica do bloco.....	53
5.1.2	Verificação do modelo de escoras e tirantes final.....	55
5.1.3	Previsão da carga de ruptura do nó 1	65
5.2	Método dos elementos finitos	69
5.2.1	Considerações sobre os modelos utilizados.....	69
5.2.2	Resultados e apreciações complementares	70
6.	Análise Experimental	75
6.1	Abertura e evolução da fissuração.....	75
6.1.1	Primeiro ensaio	75
6.1.2	Segundo ensaio	76
6.2	Rotura da ligação	77
6.2.1	Primeiro ensaio	77
6.2.2	Segundo ensaio	77
6.3	Medições	79
6.3.1	Esquema de medições.....	79
6.3.2	Primeiro ensaio	79
6.3.3	Segundo ensaio	84
7.	Discussão de resultados e conclusões.....	89
	Referências bibliográficas	91
	Anexos	93

Índice de figuras

Figura 1 - Transmissão de cargas ao betão por meio de ancoragem com buchas	1
Figura 2 - Tipos de sistemas de fixação de pós-instalação (R. Eligehausen [1])	3
Figura 3 - Mecanismos de transferência de forças de tracção [1].....	3
Figura 4 - Transmissão da força de tracção das ancoragens ao betão (ACI 318 [11] Anexo D)	4
Figura 5 - Espaçamentos entre ancoragens e bordos livres do betão ([11] Anexo D)	4
Figura 6 - Transmissão da força de corte ao betão ([11] Anexo D).....	5
Figura 7 - Casos de rotura por tracção (adaptado de [1]); (a) – Fendilhação do betão (devido à proximidade aos bordos ou elementos de betão pouco espessos); (b) – Rotura por destacamento de cones de betão; (c) – Rotura do aço por tracção; (d) – Rotura por destacamento de cones de betão junto aos bordos; (e) - Falha de aderência da ancoragem (devido a curtas profundidades de embutimento); (f) – Destacamento do betão junto aos bordos.....	6
Figura 8 - Casos de rotura por corte (adaptado de [1]); (a) – Esmagamento e/ou destacamento local do betão seguido da rotura do aço (quando as ancoragens têm suficiente profundidade de embutimento e distância aos bordos); (b) – Destacamento do betão por efeito “alavanca” (pry-out failure); (c), (d) e (e) – Destacamento do betão devido à proximidade aos bordos.	6
Figura 9 - Combinação tensão/corte comparação entre formulações teóricas e resultados experimentais (NISTIR 6096 [6])	8
Figura 10 – Pormenor das armaduras existentes num pilar em betão armado (Dulles Corridor Metrorail Project por John R Cambron 2010).....	10
Figura 11 - Deformação de ancoragens por corte e destacamento superficial de betão (CEB [2])	11
Figura 12 - Comparação da distribuição de tensões entre ancoragens e conectores de corte [4].....	12
Figura 13 - Curvas típicas do ensaio de compressão uniaxial, (a) extensões longitudinal e transversal, (b) extensões volumétricas, adaptado de	15

Figura 14 - Digrama de tensão/extensão para o betão em tracção uniaxial, adaptado de [18].....	16
Figura 15- Resistência do betão em estados biaxiais de tensão (Kupfer et al, 1969).....	16
Figura 16 - Relações entre tensões relativas e extensões (Kupfer), adaptado de [23].....	17
Figura 17 - Resistência máxima do betão em compressão triaxial a σ_3 constante [26].....	18
Figura 18 - Superfície de rotura do betão em estados multiaxiais de tensão (modelo de Menétrey-williams)	18
Figura 19 - Curvas tensão deformação para estados triaxiais de tensão (Balmer, 1949), adaptado de [25].....	19
Figura 20 – Relação tensões-extensões proposto por Mander para betão confinado, adaptado de [23].....	19
Figura 21 - Curvas típicas tensão-deformação do aço (ASCE/ACI 477, 1991)	20
Figura 22 - Divisão das zonas B e D num pórtico (Schlaich et al. [8]).....	22
Figura 23 - Principio de St. Venant [7]	22
Figura 24 - (a) isostáticas de tensões elásticas, (b) tensões elásticas, (c) modelo de escoras e tirantes [8].....	23
Figura 25 - Exemplos de caminho de forças e correspondentes modelos de escoras e tirantes [8].....	24
Figura 26 - Modelo de campos de tensões para uma viga [19].....	24
Figura 27 - Eficiência dos modelos (Schlaich et al. [8]).....	25
Figura 28 - Configurações para os campos de tensão de compressão [8]	26
Figura 29 - Escora comprimida/confinada.....	27
Figura 30 - Escora comprida /traccionada transversalmente	27
Figura 31 - Nós CCC (a) (Schlaich et al. [8]).....	29
Figura 32 - Nós CCT [8].....	29
Figura 33 - Nós TTT (d) (Schlaich et al. [8])	29
Figura 34 - Nós CTT [8]	29
Figura 35 - i. Nó “hidrostático”, ii. Nó “não-hidrostático” (Brown et al. (2006), adaptado de [7]).....	30
Figura 36 - Nó comprimido sem tirantes (EC2 [9])	31

Figura 37 - Nó comprimido e traccionado com armaduras numa só direcção (EC2 [9]).....	31
Figura 38 - Nó comprimido e traccionado com armaduras em duas direcções (EC2 [9]).....	31
Figura 39 - Distribuição de cálculo para áreas sujeitas a forças concentradas (EC2 [9]).....	32
Figura 40 - Tipos de espécimes testados (Shau-Huai Cai [16]).....	33
Figura 41 - Relação entre a razão de tenções de contacto e razão entre áreas de distribuição, à esquerda, gráfico relativo ao carregamento em banda, e à direita, gráfico relativo ao carregamento centrado concêntrico [16].....	36
Figura 42 - Armaduras de reforço das escoras [11] ACI 318 - 08.....	38
Figura 43 - Dimensões das consolas.....	39
Figura 44 - Consolas metálicas (perspectiva à esquerda, pormenor das barras soldadas à direita).....	39
Figura 45 - Modelo inicial de escoras e tirantes.....	42
Figura 46 - Esquema simplificado das forças envolvidas na ligação.....	43
Figura 47 - Modelo numérico (discretização).....	45
Figura 48 - Armadura do bloco de betão.....	46
Figura 49 - Pormenores da colocação dos extensómetros no betão.....	47
Figura 50 - Ponte de Wheatstone portátil (Laboratório de RM da UBI).....	48
Figura 51 - Cofragem do bloco de betão.....	48
Figura 52 – Vista da peça após a betonagem e colocação das consolas.....	49
Figura 53 - Montagem do ensaio experimental.....	51
Figura 54 - Pormenor da reparação com grout e da chapa de confinamento ..	52
Figura 55 - Pormenor do centrador de carga.....	52
Figura 56 - Análise da ligação sob o ponto de vista do método de escoras e tirantes.....	53
Figura 57 - Definição da geometria final do bloco e posição das peças metálicas e ancoragens.....	55
Figura 58- Modelo final de escoras e tirantes.....	56
Figura 59 - Modelo de escoras e tirantes tridimensional simplificado.....	59
Figura 60 - Pormenorização do nó 2.....	61
Figura 61 - Modelo de cálculo para os tirantes.....	63

Figura 62 - Pormenorização das armaduras	65
Figura 63 - Convergência dos campos de compressão no modelo do nó 1	66
Figura 64 - Esquema ilustrativo do desvio de tensões principais de compressão na proximidade do nó 1 e modelo gerado	66
Figura 65 – Definição geométrica (em metros) do nó N1 (corte longitudinal) ..	66
Figura 66 - Tensões de compressão após plastificação	67
Figura 67 - Tensões equivalentes (SE [kPa]) na consola metálica	70
Figura 68 - Direcções e magnitude relativa das tensões principais na consola (à esquerda) e a respectiva deformada (à direita).....	72
Figura 69 - Direcção das tensões principais no modelo 1, vista longitudinal (à esquerda), vista de topo (à direita).....	72
Figura 70 - Direcção das tensões principais no modelo 2, vista longitudinal (à esquerda), vista de topo (à direita).....	74
Figura 71 - Fissuração da peça de betão armado (1º ensaio)	75
Figura 72 - Fissuração da peça de betão na face de ancoragem (1º ensaio) ..	76
Figura 73 - Rotura da ligação por destacamento parcial da zona não confinada junto à base da peça	77
Figura 74 – (a) Deformação da consola metálica, (b) Pormenor ilustrativo da proximidade da base do macaco hidráulico com a consola metálica	78
Figura 75 - Rotura secundária da ligação	78
Figura 76 - Localização dos extensómetros.....	79
Figura 77 - Ensaio 1, gráfico carga-extensão (ϵ_1, ϵ_9)	79
Figura 78 - Ensaio 1, gráfico carga-extensão (ϵ_2, ϵ_8)	80
Figura 79 - Ensaio 1, gráfico carga-extensão (ϵ_3, ϵ_7)	81
Figura 80 - Ensaio 1, gráfico carga-extensão ($\epsilon_4, \epsilon_5, \epsilon_6$)	82
Figura 81 - Esquema ilustrativo da determinação do ângulo da escora.....	83
Figura 82 - Estimativa do ângulo da escora E1 (ensaio 1).....	83
Figura 83 - Ensaio 2, gráfico carga-extensão (ϵ_1, ϵ_9)	84
Figura 84 - Ensaio 2, gráfico carga-extensão (ϵ_2, ϵ_8)	85
Figura 85 - Ensaio 2, gráfico carga-extensão (ϵ_3, ϵ_7)	86
Figura 86 - Ensaio 2, gráfico carga-extensão ($\epsilon_4, \epsilon_5, \epsilon_6$)	87
Figura 87 - Estimativa do ângulo da escora E1 (ensaio 2).....	88

Índice de tabelas

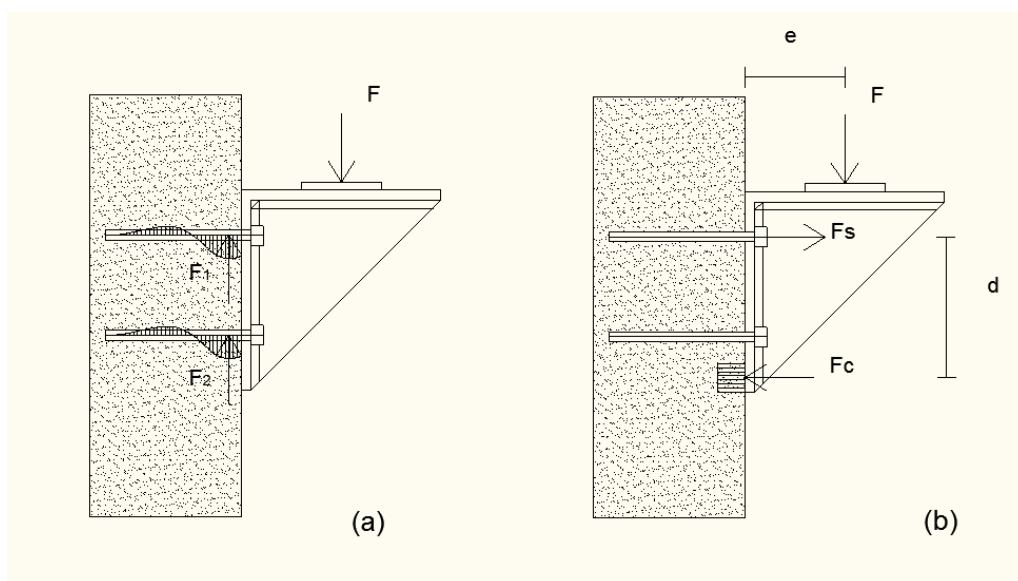
Tabela 1 - Resultados obtidos para os espécimes carregados em banda [16]	34
Tabela 2 - Resultados obtidos para os espécimes carregados concentricamente (continuação) [16]	35
Tabela 3 - Caracterização do betão	50
Tabela 4 - Verificação das tensões nas escoras comprimidas	60
Tabela 5 - Dados relativos à resistência de pico (ensaio1)	82
Tabela 6 - Dados relativos à resistência de pico (ensaio2)	88
Tabela 7 Comparação entre os valores experimentais e os obtidos no modelo de escoras e tirantes	89
Tabela 8 - Capacidade resistente de escoras e armaduras mínimas de fendilhação [7].....	94
Tabela 9 - Definição das variáveis da tabela 1 [7].....	95
Tabela 10 - Tensões admissíveis para escoras de betão [7]	96
Tabela 11 - Tensões admissíveis para tirantes e nós [7]	97
Tabela 12 - Definições da tabela 4 [7].....	98
Tabela 13 - Tensões admissíveis nos nós (fontes adicional)[7]	99

1. Introdução

1.1 Enquadramento do tema

A necessidade de ancoragem de determinados elementos metálicos a estruturas de betão armado pode surgir devido a razões que vão desde a remodelação de estruturas até uma maior viabilidade destas soluções em termos construtivos. Independentemente da causa que leva ao recurso deste tipo de soluções, é necessário que se disponha de ferramentas que permitam avaliar de forma expedita e suficientemente rigorosa o seu comportamento estrutural.

Como para grande parte dos problemas de engenharia, existe um leque de soluções, limitadas apenas pela capacidade técnica e inventiva do homem, convém desde já restringir o estudo a soluções em que são ancorados elementos metálicos a blocos resistentes de betão armado tal como no exemplo da figura 1.



(a) Equilíbrio de forças verticais, $F \cong \sum F_i$

(b) Equilíbrio de momentos resultante da excentricidade (e) da força F

Figura 1 - Transmissão de cargas ao betão por meio de ancoragem com buchas

Soluções mistas betão/aço surgem na base dos pressupostos que originaram o betão armado, já por si uma solução mista, que alia a viabilidade económica à compatibilidade e complementaridade dos dois materiais, que utilizados de forma racional permitem a execução

de estruturas eficientes. No entanto, a interacção destes materiais é de extrema complexidade dado que as suas características físicas apresentam grandes disparidades. Este facto implica que nas interfaces surjam zonas de cargas concentradas onde o “limite elástico” do betão é ultrapassado e se entre num regime “plástico”. Desprezar a capacidade de deformação plástica do betão e a conseqüente redistribuição de tensões seria bastante penalizador, especialmente em zonas onde existe um confinamento da zona comprimida.

É portanto necessário recorrer a uma análise não linear dos materiais, principalmente do betão, para o dimensionamento das soluções de ancoragem, obtendo assim um aproveitamento mais efectivo da sua capacidade resistente, salvaguardando que todos os modos de rotura sejam analisados de modo a garantir a segurança estrutural.

Sendo o betão um material complexo a nível do seu comportamento mecânico, cujas propriedades têm uma variação de grande amplitude, devido a fenómenos conhecidos difíceis de modelar, como é o caso da fissuração, da sua não homogeneidade, anisotropia e a incerteza relativa aos estados multi-axiais de tensão, uma análise numérica precisa do seu comportamento é utópica. Contudo convém utilizar modelos que, com segurança adequada, nos permitam encontrar soluções fiáveis e económicas.

1.2 Estado da arte de fixações em betão armado

1.2.1 Sistemas de fixação e mecanismos de transferência de carga

O estado da arte neste tipo de ligações, que possibilitam a ancoragem de um elemento metálico ao betão armado, remete para o uso de ancoragens com recurso a buchas ou varões de aço.

Podem-se dividir os sistemas de fixação em pré-instalações e pós-instalações, dos quais apenas irão ser abordados os sistemas de pós-instalação, devido ao âmbito do presente estudo. Interessam apenas as soluções de instalação de sistemas de fixação posteriores à construção do elemento de betão armado.

Segundo Eligehausen [1] os tipos correntes de fixação utilizados em pós-instalações podem ser colocados em buracos perfurados (drill installations), ou cravados directamente no betão recorrendo à energia de impacto ou de rotação (direct intalations) através de ferramentas apropriadas.

Através da utilização de perfuradoras são abertos orifícios onde posteriormente são colocadas as ancoragens mecânicas (fig.2), de expansão radial por aperto (a) ou expansão da

parte inferior da ancoragem (b), ou utilizados adesivos químicos/cimentícios para a adesão das ancoragens ao material de base (c). No caso das barras roscadas (c) (threaded rod) pode ser perfurado um orifício de menor diâmetro onde é forçada a entrada por rotação e aperto da barra.

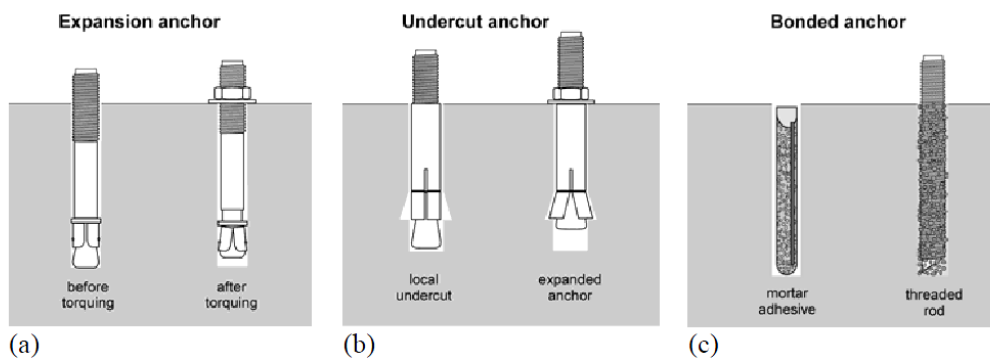


Figura 2 - Tipos de sistemas de fixação de pós-instalação (R. Eligehausen [1])

No que diz respeito à transferência de cargas de tracção estes sistemas de ancoragem podem ser subdivididos essencialmente por três mecanismos: a aderência superficial (a), encaixe (b) e atrito (c), representados na figura 3.

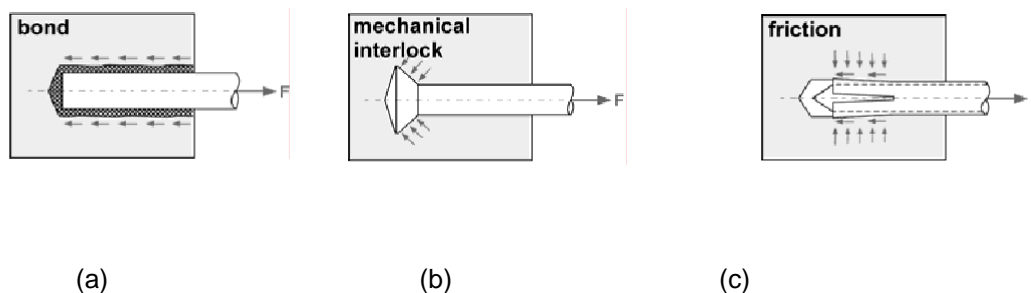


Figura 3 - Mecanismos de transferência de forças de tracção [1]

1.2.2 Metodologia convencional para o dimensionamento

A capacidade resistente do betão sujeito aos esforços introduzidos pelas ancoragens, encontra-se descrita na bibliografia pelo método CCD (Concrete Capacity Design) [3] Fuchs, Eligenhausen e Breen.

Usualmente é ancorada uma chapa de aço ao betão que se encontra ligada à estrutura metálica. Na utilização de buchas para a transmissão de esforços de corte e tracção, a sua profundidade de ancoragem (h_{ef}), distâncias entre ancoragens individuais (S) e distancia aos bordos da do betão (C) condicionam a capacidade resistente da ligação (figuras 3 e 4).

Para ancoragens comerciais é usualmente observado, em testes experimentais de tracção, o destacamento de um cone de betão no contorno das ancoragens, com um ângulo de aproximadamente 35° (fig.4).

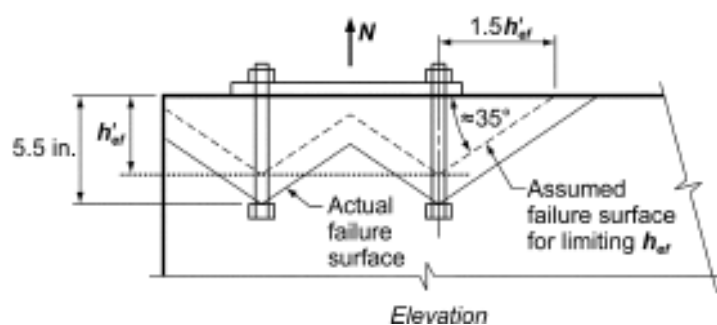


Figura 4 - Transmissão da força de tracção das ancoragens ao betão (ACI 318 [11] Anexo D)

Sabendo o posicionamento das ancoragens consegue-se determinar uma área de betão cuja resistência à tracção limita a capacidade máxima de uma ancoragem ou de um conjunto destas.

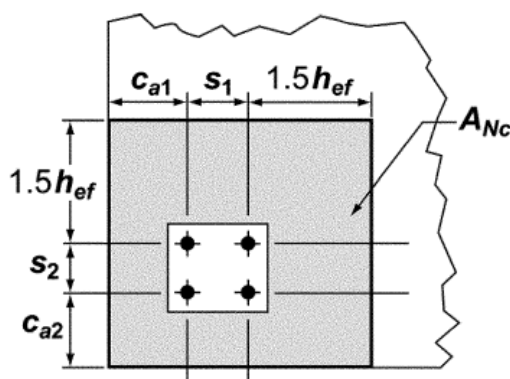


Figura 5 - Espaçamentos entre ancoragens e bordos livres do betão ([11] Anexo D)

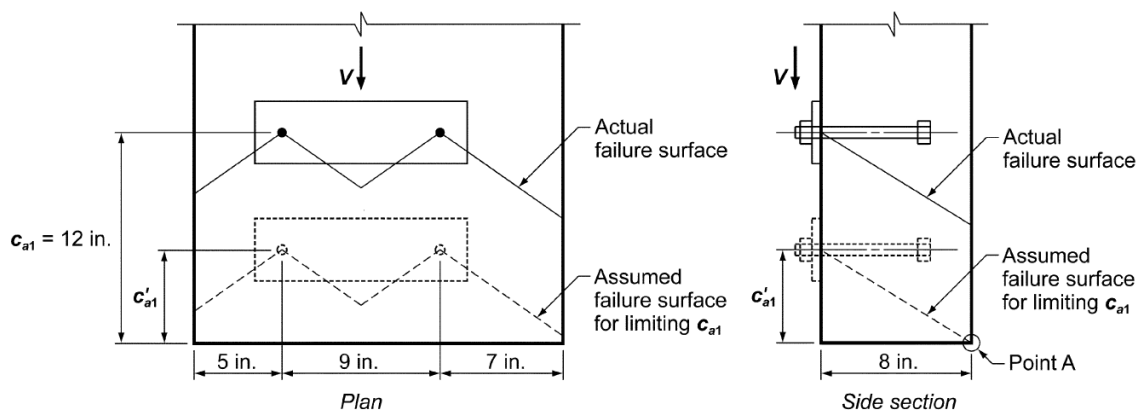


Figura 6 - Transmissão da força de corte ao betão ([11] Anexo D)

Para o dimensionamento das ancoragens no betão é necessário ter em conta os esforços a que poderão estar sujeitas. Podem ser dimensionadas para esforços de tracção, corte, a combinação de esforços de corte e tracção, e momentos flectores.

Os procedimentos normativos relativos ao dimensionamento de sistemas de fixação em betão armado, bem como as especificações para aprovação técnica destes sistemas, contemplam vários factores que influenciam a sua resistência ou eficácia [4].

- Orientação, magnitude e excentricidades das cargas a transferir.
- Sistema de fixação.
- Tipo, material e dimensões das ancoragens.
- Profundidade de ancoragem.
- Espaçamentos (entre ancoragens e em relação aos bordos da peça de betão).
- Propriedades do betão e o seu estado de fissuração.

Inerentes às características da fixação e do elemento de betão existem associados determinados modos de rotura identificados e caracterizados. Contudo os estudos incidem em casos de carga singulares de tracção axial e corte perpendicular ao eixo das ancoragens:

1.2.2.1 Rotura por tracção

Às ancoragens sujeitas a esforços de tracção deve ser feita a verificação da sua capacidade resistente máxima, que é o menor valor obtido para cada caso de rotura tipificado na figura 7, utilizando as respectivas formulações.

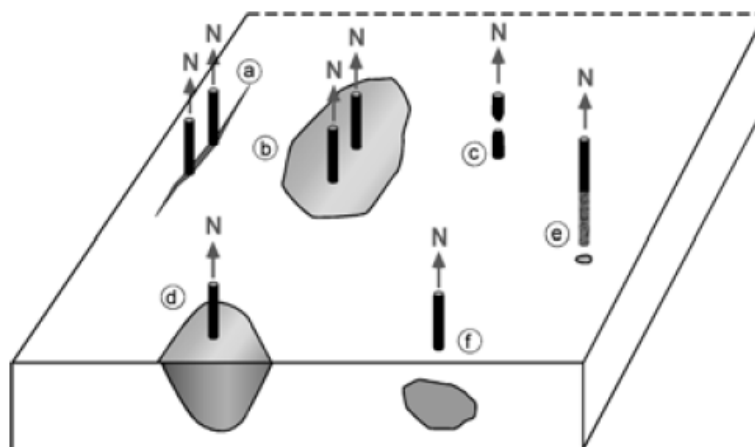


Figura 7 - Casos de rotura por tracção (adaptado de [1]); (a) – Fendilhação do betão (devido à proximidade aos bordos ou elementos de betão pouco espessos); (b) – Rotura por destacamento de cones de betão; (c) – Rotura do aço por tracção; (d) – Rotura por destacamento de cones de betão junto aos bordos; (e) - Falha de aderência da ancoragem (devido a curtas profundidades de embutimento); (f) – Destacamento do betão junto aos bordos.

1.2.2.2 Rotura por corte

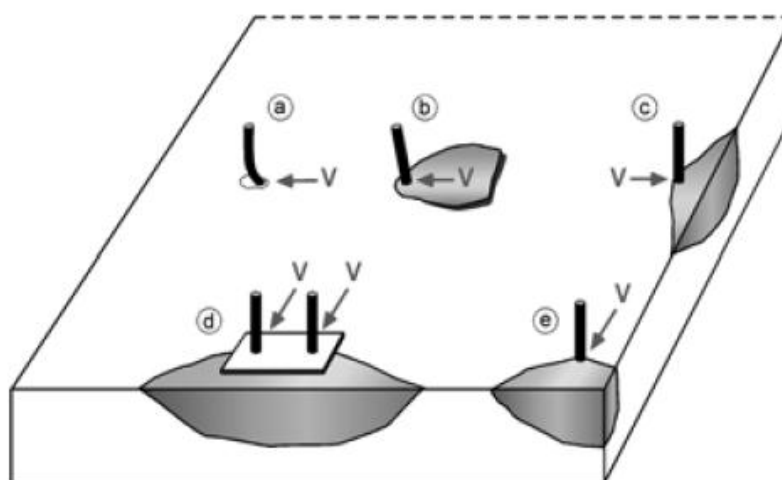


Figura 8 - Casos de rotura por corte (adaptado de [1]); (a) – Esmagamento e/ou destacamento local do betão seguido da rotura do aço (quando as ancoragens têm suficiente profundidade de embutimento e distância aos bordos); (b)– Destacamento do betão por efeito “alavanca” (pry-out failure); (c), (d) e (e) – Destacamento do betão devido à proximidade aos bordos.

A avaliação da capacidade resistente das ancoragens ao corte é feita de forma similar à tracção avaliando cada caso tipificado na figura 8, podem ser encontradas formulações tanto para a tracção como para o corte na norma americana ACI 318 [11].

1.2.2.3 Rotura por combinação de tracção e corte

Em caso de ocorrência de esforços combinados de tracção e corte o processo geralmente utilizado para o dimensionamento surge na forma de um gráfico de interacção entre esforços de corte e esforços axiais, ou a correspondente inequação, que delimita da interacção dos esforços. Graficamente é usual dispor-se nos eixos correspondentes a relação entre o esforço actuante e o esforço resistente (axial nas ordenadas e corte nas abcissas), e a interacção entre os dois tipos é limitada pela equação proposta [6]:

$$\left(\frac{N}{N_u}\right)^\alpha + \left(\frac{V}{V_u}\right)^\alpha \leq 1,0 \quad (1,2 \text{ na inequação tri-linear}) \quad (1.1)$$

N – Esforço de tracção de cálculo

N_u – Esforço de tracção último da ancoragem (ou grupo de ancoragens)

V – Esforço de corte de cálculo

V_u – Esforço de corte último da ancoragem (ou grupo de ancoragens)

A mais utilizada na prática é a equação tri-linear, formulada no método CCD [3], com $\alpha=1$, e implementada nas normas do ACI (American Concrete Institute) e serve de base a programas de cálculo automático de sistemas de fixação.

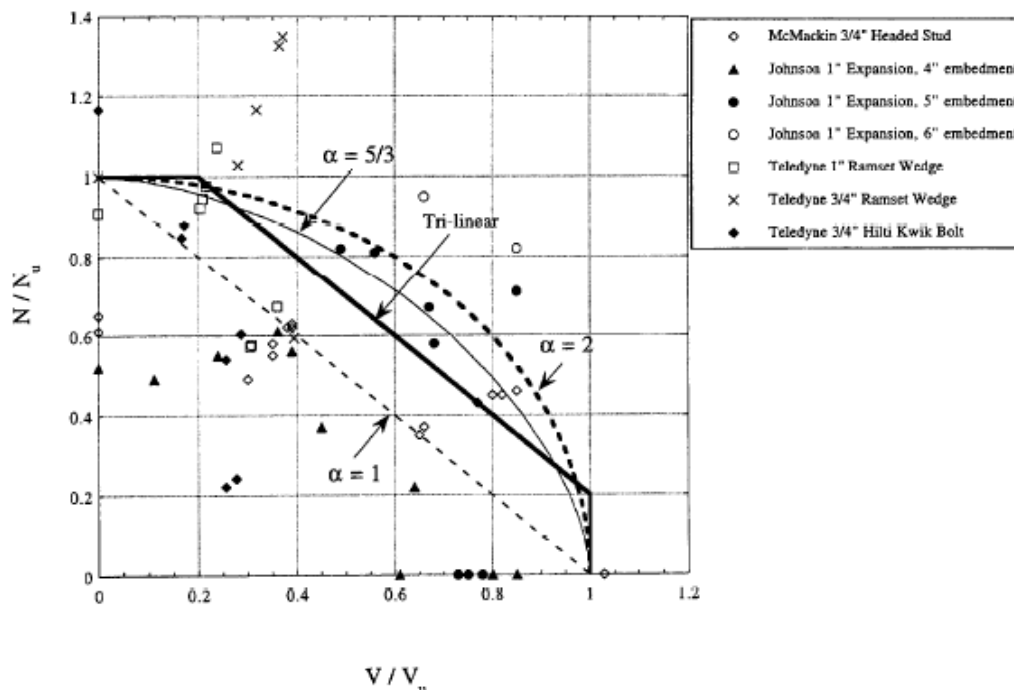


Figura 9 - Combinação tensão/corte comparação entre formulações teóricas e resultados experimentais (NISTIR 6096 [6])

1.2.2.4 Análise crítica

Com a observação do gráfico da combinação tracção/corte (fig. 9) pode estabelecer-se que existe uma certa “sobreposição” dos efeitos dos dois tipos de esforços, ou seja, numa ancoragem que tenha esforços de tracção e corte, com a aproximação à resistência última ao corte o esforço axial é extremamente limitado e vice-versa.

Relativamente ao esforço axial máximo depende apenas da resistência do aço, logo é um esforço do qual podemos retirar o máximo partido, contudo no esforço de corte, como o corte puro não pode ser atingido o problema torna-se mais complexo e em determinadas situações poderá ser bastante limitado.

Sabendo que num grupo de ancoragens é a mais esforçada que está sujeita a esta análise pode prever-se, para determinadas combinações de esforços, a necessidade de um elevado número destas.

1.3 Organização do documento

Este trabalho está organizado em 7 capítulos que seguem a ordem julgada adequada ao acompanhamento da formulação do problema, desde a sua fase inicial até à formulação de um método adequado de dimensionar o tipo de solução aqui proposta. Nesta ordem de ideias expõem-se, neste primeiro capítulo, a visão global das soluções existentes para o problema das fixações em betão armado, de modo a que se vão reconhecendo gradualmente ao longo deste documento, os pressupostos dos quais surgiu a necessidade deste estudo.

No capítulo 2, são definidos os objectivos tendo em consideração o problema formulado, assim como o caminho percorrido na obtenção da proposta analisada neste documento, é também estabelecido o âmbito e o campo de aplicação da solução apresentada.

No capítulo 3, são abordadas algumas concepções sobre a modelação dos materiais betão e aço que serão úteis na introdução de certos conceitos relativos às suas capacidades mecânicas, bem como fundamentar alguns dos valores e características atribuídas a estes no decorrer da análise destes materiais, é também apresentada uma revisão bibliográfica sobre modelos de escoras e tirantes, sendo este o principal método de análise utilizado para o dimensionamento estrutural.

No capítulo 4, é abordada a metodologia seguida nas análises numéricas e experimentais, onde está contida a informação relativa aos procedimentos utilizados.

No capítulo 5, estão apresentadas as análises numérica e experimental de uma solução que serve de base à validação dos pressupostos apresentados.

No capítulo 6, são apresentados e discutidos os resultados obtidos a nível experimental.

Para finalizar, no capítulo 7, são feitas as apreciações finais sobre os resultados obtidos, são focados os pontos relevantes sobre a solução proposta, e são apresentadas as conclusões gerais.

2. Objectivos

2.1 Formulação do problema

No âmbito da pós-instalação de sistemas de fixação em betão armado existem problemas de ordem pratica que tornam extenuante e que por vezes inviabilizam a colocação precisa dos elementos construtivos a fixar. O problema mais gravoso deve-se à elevada probabilidade das ancoragens interceptarem a armadura existente na estrutura (como exemplifica a figura 10) e a necessidade de reformular o seu posicionamento.



Figura 10 – Pormenor das armaduras existentes num pilar em betão armado (Dulles Corridor Metrorail Project por John R Cambron 2010)

Na transmissão de forças cuja magnitude implique um elevado número de ancoragens, o possível reposicionamento dos elementos a fixar, poderá tornar o processo de fixação incompatível com as tolerâncias de posicionamento desses elementos. Podendo ser exequível a fixação, terá de contar-se com a abertura de furos extra para evitar armaduras, o que aumenta a intrusão na peça de betão armado que em determinadas situações as consequências são imprevisíveis no que diz respeito ao comportamento local.

Uma das soluções mais complexas nas fixações é quando o elemento a fixar tem um funcionamento análogo a uma consola como retrata o exemplo apresentado na figura 1, o que

pressupõe geralmente uma interacção significativa entre esforços de tracção/compressão com esforços de corte.

Considerando os esforços de corte transversais às barras de aço ancoradas numa peça de betão é de fácil aceitação a premissa de que as áreas disponíveis para a sua transmissão são extremamente reduzidas o que implica deformações plásticas locais de grande magnitude (fig.11). Podendo ainda haver um destacamento local de betão na zona comprimida quando não há um confinamento adequado.

Face à diferença de rigidez dos dois materiais (betão e aço) o corte puro nas ancoragens praticamente não existe, evoluindo muito rapidamente para uma transmissão de esforços axiais e flexão (efeito ferrolho), assim temos esforços de corte a serem resistidos pelo desenvolvimento de um esforço axial nas ancoragens, que será adicional aos esforços normais já existentes.

Como é necessária uma grande deformação da ancoragem para que esta possa resistir a esforços de corte consideráveis, estes esforços poderão ter de estar a baixos níveis de utilização para verificarem as condições de serviço.

Para ancoragens profundas e com as devidas distâncias aos bordos da peça de betão a rotura, face a esforços de corte, está associada à dobragem dos varões por esmagamento localizado do betão e possível destacamento de lascas de betão conchiformes na superfície da peça (fig.11), e posteriormente a falha por tracção do aço da ancoragem. Pode dar-se o caso de ocorrer uma fissura no aço, devida às tensões extremamente elevadas na superfície associada às tensões de tracção, que por propagação leva a uma rotura frágil do aço.



Figura 11 - Deformação de ancoragens por corte e destacamento superficial de betão (CEB [2])

Como já foi referido no capítulo anterior, a interacção entre esforços resistentes axiais e de corte nas ancoragens não é uma simples soma de efeitos, mas é um fenómeno complexo e difícil de quantificar, principalmente quando é analisado o funcionamento de um grupo de ancoragens em que esta interacção poderá não ser equitativa entre elas.

2.2 Resolução hipotética para o problema em análise

As ligações mais comuns desta natureza, em que uma estrutura metálica é fixada a um bloco de betão armado, é a junção de pilares metálicos a sapatas por meio de ancoragem, contudo este é um exemplo que conta com uma grande vantagem na transmissão das forças de corte, que é a magnitude das forças de compressão, pois garantem forças friccionais entre a chapa de base e o betão de ordem superior ao esforço de cálculo nos casos correntes.

Como numa ligação que tenha um momento flector existe necessariamente um binário que contem uma força compressiva, esta pode ser utilizada para transferir além das forças normais também as tangenciais, caso haja um coeficiente de atrito elevado entre as interfaces ou uma indentação.

Experiencias como as realizadas na Dresden University of Technology, por H. Michler e M. Curbach, com recurso a conectores de corte na base dos pilares obtiveram resultados que demonstram uma grande eficiência na capacidade de transmissão de esforços de corte.

Este exemplo é extremamente eficiente para os casos em que os esforços de corte a transmitir são de elevada magnitude, pois como é evidenciado na figura 12 a força de corte V é transferida através duma área efectiva consideravelmente maior.

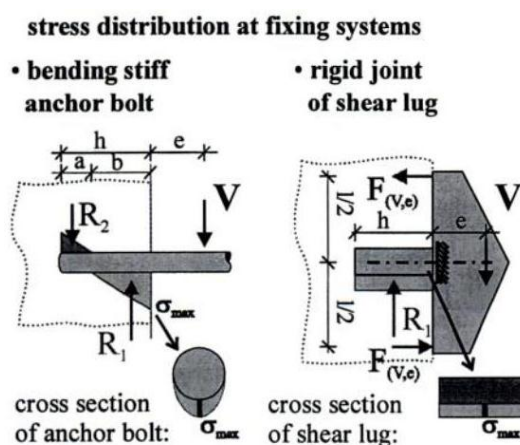


Figura 12 - Comparação da distribuição de tensões entre ancoragens e conectores de corte [4]

Presentemente as preocupações relativas à durabilidade das estruturas de betão armado têm levado a aumentar significativamente o recobrimento das armaduras. Existe assim a possibilidade de nas fixações por pós-instalação tirar partido desse recobrimento para a inserção de conectores em zonas de compressão, para a transmissão de esforços, reduzindo o número de ancoragens e reduzindo a deformabilidade destas soluções, minimizando os problemas identificados no subcapítulo 2.1.

2.3 Âmbito do estudo e campo de aplicação

O principal objectivo deste estudo é verificar a efectividade da introdução de conectores, utilizando o espaço conferido pelo recobrimento, em sistemas de fixação de pós-instalação em elementos resistentes de betão armado pré-existentes, especificamente nos casos onde são transmitidos preponderantes esforços de corte e momentos flectores.

Será analisada tanto em termos numéricos como experimentais, a capacidade resistente do betão na transmissão de forças com um grau de inclinação reduzido relativamente à sua superfície. Com a observação e análise dos resultados experimentais pretende-se definir quais as formulações mais adequadas e consistentes que possibilitam o dimensionamento prático e expedito do tipo de solução proposta.

A abordagem à capacidade resistente do betão armado será feita através de modelos de escoras e tirantes, de forma a poder ser retratado de forma fiável e simples o que ocorre no interior do corpo sólido da peça onde serão fixadas estas soluções, e seja possível a verificação da compatibilidade entre as forças introduzidas e a armadura existente.

Os resultados obtidos poderão não ser estatisticamente significativos para a implementação de uma formulação de base geral para o dimensionamento de ligações iguais ou de características semelhantes devido ao facto de termos uma base experimental reduzida no número de testes realizados, contudo é expectável que clarifique algumas das hipóteses defendidas e que viabilize estudos posteriores que complementem a discussão sobre o tema.

3. Revisão bibliográfica

3.1 Modelação do comportamento dos materiais

3.1.1 Betão

3.1.1.1 Limitações da modelação

Devido à heterogeneidade do betão o seu comportamento apresenta uma complexidade que inviabiliza a sua previsão de forma precisa, daí ser o material ao qual os códigos estruturais aplicam os maiores factores de segurança. Na sua matriz apresenta vazios e microfissuras mesmo antes de ser solicitado a quaisquer cargas externas, e estas características têm grande influência no módulo de elasticidade e capacidade resistente do betão. O seu comportamento não linear, em termos gerais, deve-se a microfissuras e vazios pré-existentes que por sua vez evoluem para fissuras com a imposição de tensões.

Inclusivamente na superfície, onde não actua a pressão hidrostática durante a cura, a retracção provoca fissuração plástica. Em conjunto com o facto de aflorar à superfície uma maior quantidade de água de exsudação, faz com que betão superficial seja menos resistente.

A modelação do betão é baseada em curvas típicas de tensão-extensão, que permitem avaliar de forma qualitativa a sua resposta às solicitações impostas a provetes normalizados, contudo a quantificação é feita através de um tratamento estatístico de valores com uma variação elevada. Como a incerteza é elevada relativamente ao comportamento do betão numa estrutura real, principalmente no que diz respeito a estados limite, a sua modelação para efeitos de cálculo será feita com larga margem de segurança. Isto inviabiliza qualquer tentativa de modelar, com uma aproximação aceitável, estados próximos da ruptura deste material.

É ainda necessário ter em consideração que esta modelação é feita para betão sem armaduras, e na transposição para o seu comportamento em estruturas reais de betão armado os efeitos das armaduras são sobrepostos.

De seguida serão apresentadas de forma breve as características mecânicas instantâneas típicas do material betão, em relação aos possíveis estados de tensão a que este poderá estar sujeito, das quais surgem as formulações que modelam o seu comportamento.

3.1.1.2 Compressão uniaxial

A curva característica da compressão uniaxial de um provete de betão apresenta uma fase “elástica linear” até aproximadamente 30% da resistência máxima, posteriormente as variações de deformação são progressivamente maiores e cada vez menos elásticas, até se atingir o pico máximo de resistência. É ainda representado um patamar descendente que representa uma fase em que o betão já esmagado entre as placas de carga suporta tensões cada vez menores com aumento exponencial das extensões longitudinais e transversais.

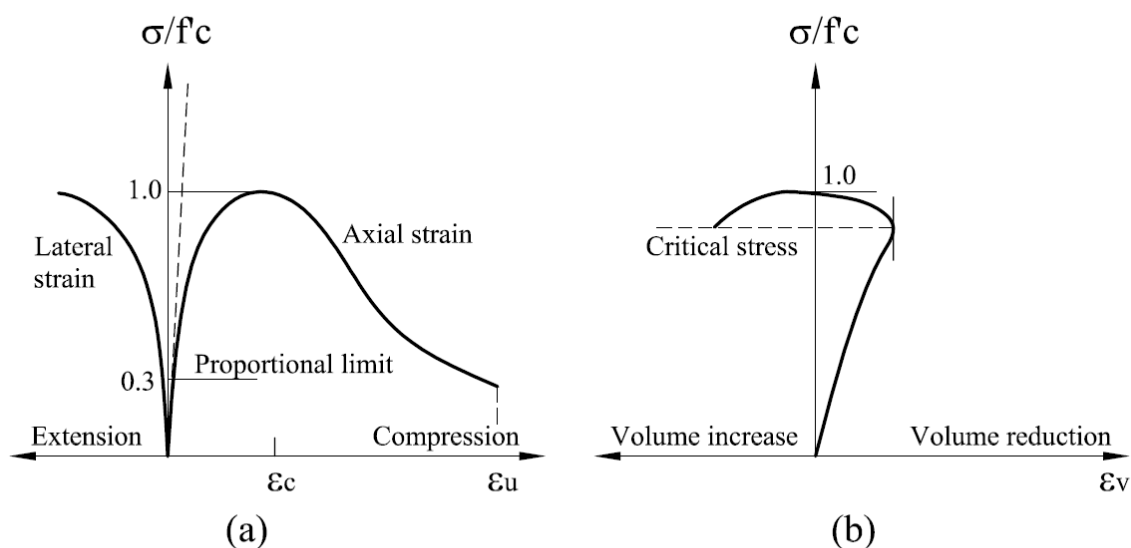


Figura 13 - Curvas típicas do ensaio de compressão uniaxial, (a) extensões longitudinal e transversal, (b) extensões volumétricas, adaptado de

Embora o betão não exiba um comportamento elástico, para caracterizar a sua deformabilidade “elástica” é definido um módulo de elasticidade E_{cm} para efeitos de cálculo nesse patamar onde o comportamento do betão é quase elástico e linear, que segundo o Eurocódigo 2 [9] pode ser definido pela inclinação da recta secante entre a origem ($\sigma_c=0$) e $0,4f_{cm}$.

3.1.1.3 Tracção uniaxial

Em tracção o comportamento do betão tem uma fase elástico linear bastante mais abrangente estando entre os 60% e os 80% da resistência limite, até que a evolução das fissuras deixa de se encontrar num regime estável, dá-se então o pico máximo de resistência, que acontece imediatamente antes da energia acumulada ser completamente dissipada numa rápida propagação de fissuras. Em tracção o betão apresenta um módulo de elasticidade maior e um menor “coeficiente de Poisson” que em compressão, e a sua resistência última pode em termos simplificados ser estimada como 10% da homóloga em compressão.

Actualmente é estudado ainda o ramo descendente após o pico máximo de tracção, obtido nos ensaios indirectos (fig. 14), para modelar a propagação de fissuras à luz da mecânica de fractura.

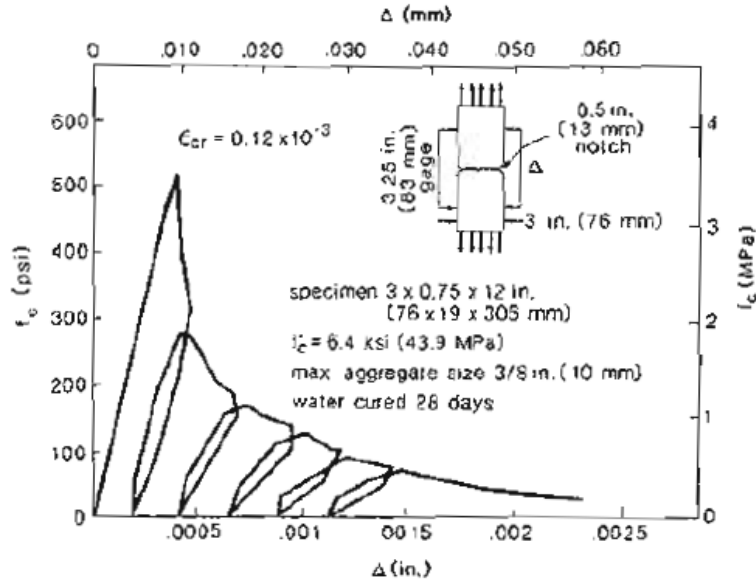


Figura 14 - Digrama de tensão/extensão para o betão em tracção uniaxial, adaptado de [18]

3.1.1.4 Estados de tensão biaxiais

Baseando-nos nos resultados obtidos experimentalmente, dos quais se destacam os ensaios biaxiais de Kupfer, podemos relacionar as resistências obtidas nos ensaios uniaxiais com a resistência do betão sujeito a um estado bidimensional de tensões.

Podemos observar que a interacção entre as tensões principais é significativa para a resistência do betão. O que acontece no interior do betão pode ser inferido através dos conhecimentos sobre a microestrutura do betão, pois se a

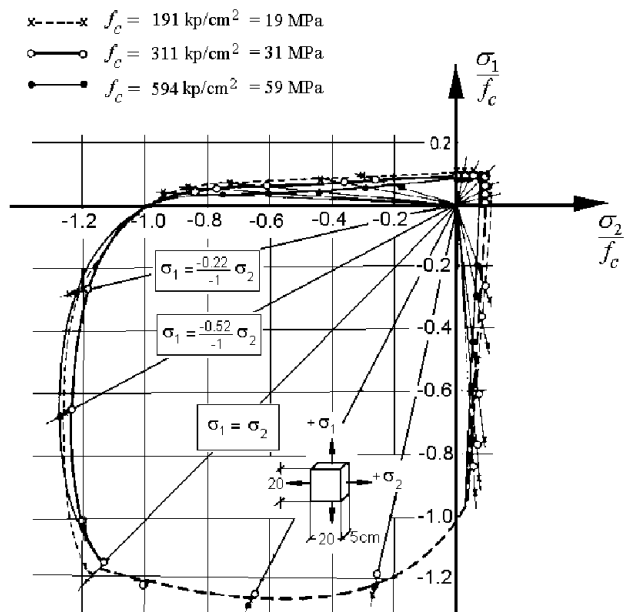


Figura 15- Resistência do betão em estados biaxiais de tensão (Kupfer et al, 1969)

sua resistência depende da fissuração, quando num eixo sujeitamos o betão à compressão e no outro à tracção, a sua resistência à compressão terá de ser reduzida face à uniaxial, pois temos uma tensão extra a favorecer a propagação das fissuras. Segundo o pressuposto anterior é fácil concluir que na existência de um estado de compressão-compressão aumenta a resistência pelo controlo da fissuração (confinamento), contudo no eixo de livre deformação vão aparecer planos perpendiculares de fissuração que dependem dos estados de tensão nos dois primeiros eixos.

Dos resultados obtidos por Kupfer temos um aumento progressivo de resistência por confinamento até uma das direcções principais atingir aproximadamente 50% da outra ($-\sigma_1 / -\sigma_2 = 0,52$ (fig.16)), onde se regista um aumento de resistência face à uniaxial de 25%. Com o aumento da relação entre as tensões principais já não há ganhos na resistência biaxial.

Quando interagem duas tensões de tracção os resultados são aproximadamente os mesmos para a tracção uniaxial, este facto explica-se devido ao facto de os planos de fissuração originados por cada tensão principal serem ortogonais.

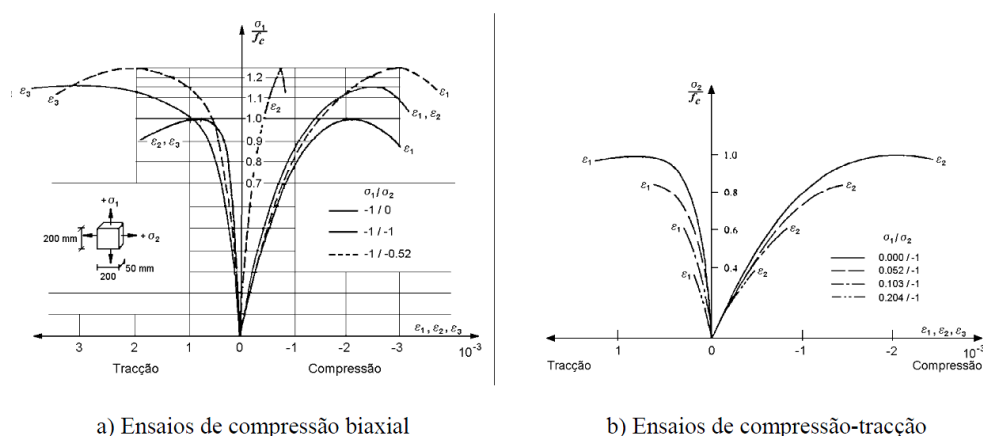


Figura 16 - Relações entre tensões relativas e extensões (Kupfer), adaptado de[23]

3.1.1.5 Estados de tensão triaxiais

Relativamente aos estados triaxiais de tensão os pressupostos são análogos aos referidos nos estados biaxiais, apenas contabiliza tensões noutra eixo, e é evidente que quanto mais confinado estiver um corpo sólido maior será a energia necessária para lhe provocar deformações, isto traduz-se num aumento significativo de resistência quando nos três eixos temos apenas compressão.

Se as tensões principais σ_1 , σ_2 e σ_3 actuantes num corpo forem iguais, ou seja, estando no eixo hidrostático de tensões a sua deformação depende da contracção volumétrica

desse mesmo corpo, onde teoricamente não poderia haver rotura. Contudo para a definição da resistência do betão em estados triaxiais de tensão apenas interessa localizar os pontos de rotura para combinações de tensões plausíveis.

Assim, experimentalmente, mantendo uma das tensões principal constante, e fazendo variar as restantes encontram-se os pontos pertencentes a uma superfície que contém todos os pontos de rotura do betão num estado triaxial de tensões (fig. 17).

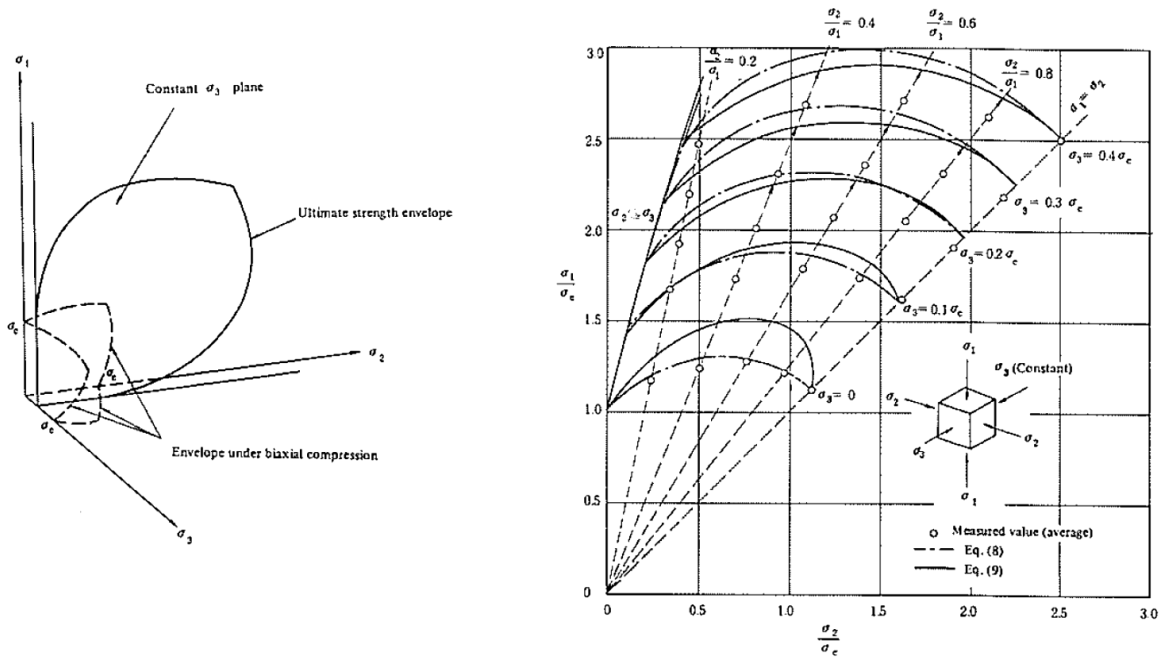


Figura 17 - Resistência máxima do betão em compressão triaxial a σ_3 constante [26]

Especialmente esta superfície (como no exemplo da figura 18) pode ser modelada matematicamente para incorporar em análises não lineares do betão em estados multiaxiais de tensão através do método de elementos finitos.

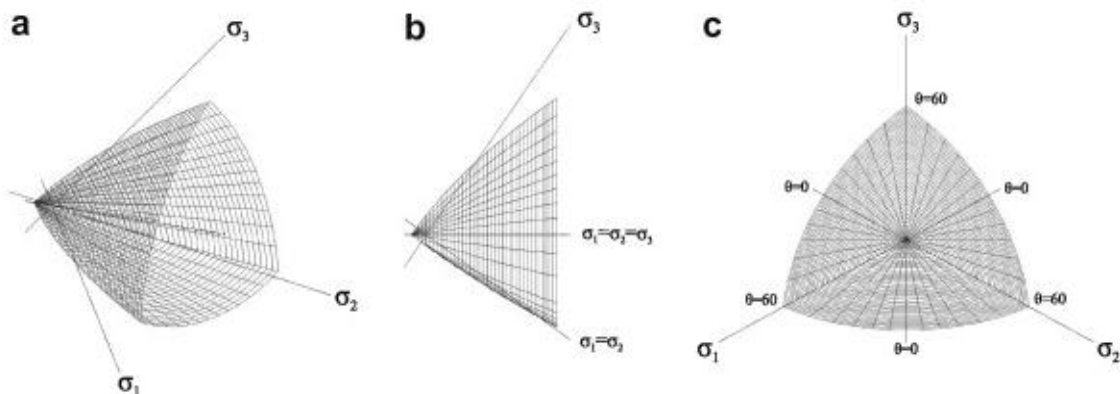


Figura 18 - Superfície de rotura do betão em estados multiaxiais de tensão (modelo de Menéndez-Williams)

A intercepção desta superfície com cada eixo dá como é evidente o valor da tensão de compressão e tracção uniaxiais assim como a intercepção dos planos com esta dá a envolvente dos estados biaxiais.

Um problema acrescido na caracterização da resistência do betão em estados triaxiais é o facto de variarem outras características como o módulo de elasticidade e o “coeficiente de Poisson” tornando a análise bastante complexa.

Como é visível na figura 19, nos resultados obtidos por Balmer, o módulo de elasticidade passou de 30 GPa em teste uniaxial para 41 GPa em compressão triaxial, além disso as extensões plásticas no eixo axial aumentam significativamente.

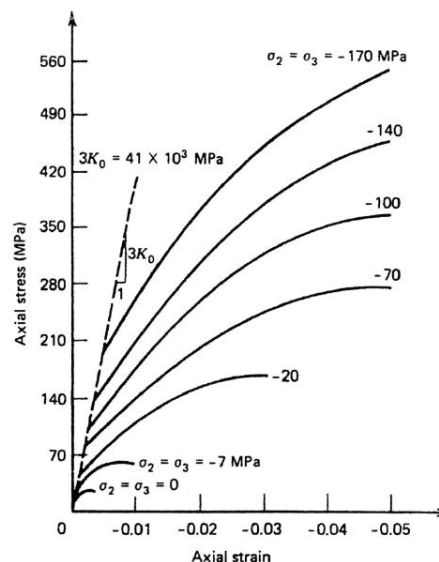


Figura 19 - Curvas tensão deformação para estados triaxiais de tensão (Balmer, 1949), adaptado de [25]

Além do acréscimo de resistência uma particularidade de igual ou superior relevância é o aumento de ductilidade. Para betão confinado por armaduras para o efeito, existem formulações referidas nas normas para contar com o acréscimo de resistência e capacidade de deformação do betão, na figura 20 encontra-se o modelo proposto por Mander que ilustra a diferença entre as relações tensão-extensão para o betão confinado e não confinado.

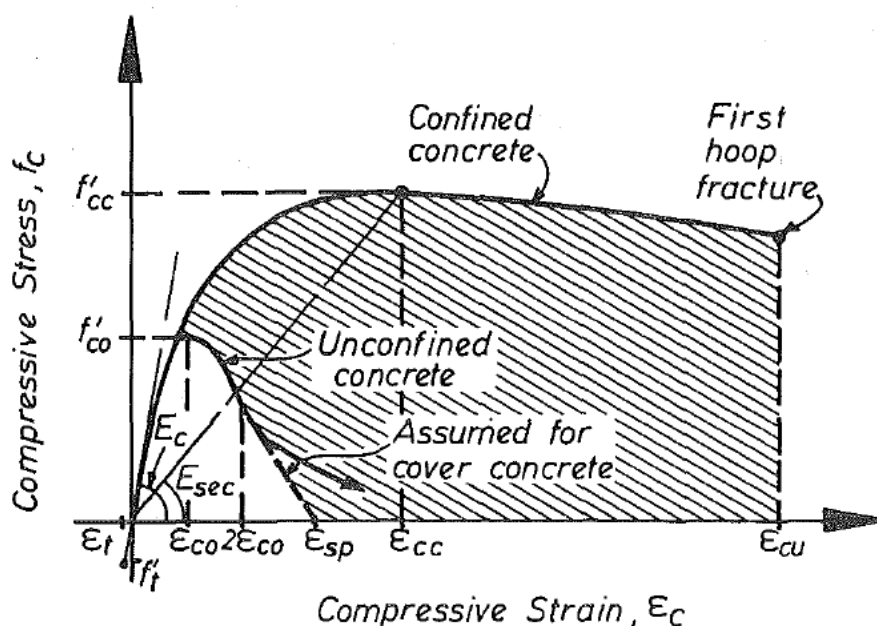


Figura 20 – Relação tensões-extensões proposto por Mander para betão confinado, adaptado de [23]

Se tivermos em consideração as normas que regulam as disposições construtivas de armaduras para betão armado, constatamos que existe uma preocupação no sentido de ser feita uma adequada cintagem da globalidade das soluções de betão armado. Assim existe quase sempre essa reserva de resistência conferida pela armadura.

Quando aparecem planos de fissuração o estado de tensão do betão altera-se, assim os modelos com base nos estados de tensão referidos em 3.1.1.2 ao 3.1.1.4 poderão distanciar-se consideravelmente do comportamento real. Em rigor como o aço é mais rígido que o betão este aplica-lhe tensões de confinamento mesmo que não haja fissuração.

3.1.2 Aço

Visto que o aço é um material bastante mais homogéneo do que o betão, o seu comportamento é muito mais simples de ser definido e poucos parâmetros chegam para definir um modelo constitutivo fiável, além disso nas estruturas de betão armado o seu funcionamento é, regra geral, em tracção uniaxial, neste trabalho interessa apenas referir essa característica do seu comportamento para carregamentos instantâneos e monotónicos. A modelação do comportamento dos aços é usualmente representada como a de um material elásto-plástico, perfeito ou com endurecimento linear, para os aços macios com um patamar de cedência evidenciado é também utilizado o diagrama trilinear (com fase elástica, fase de escoamento ou perfeitamente plástico seguida de uma terceira fase de endurecimento linear).

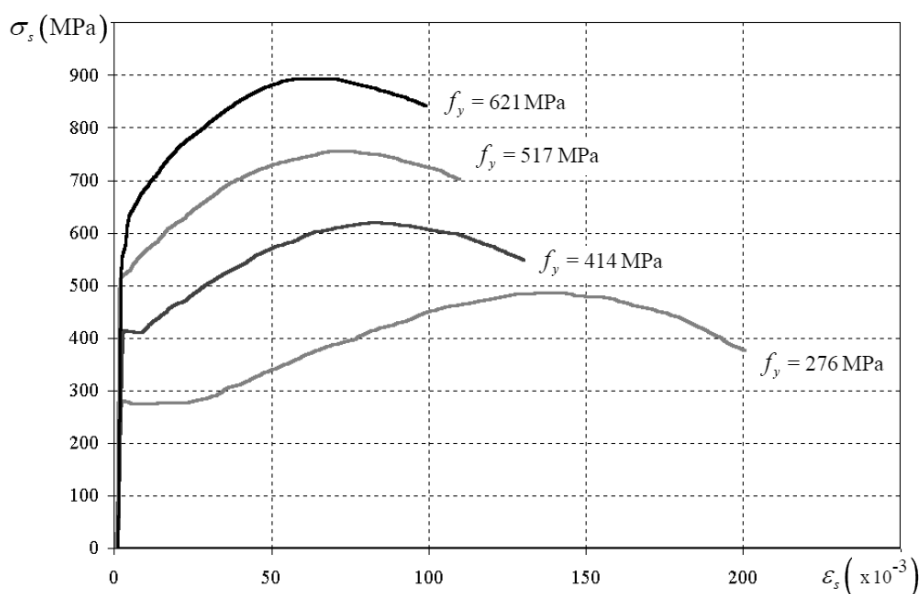


Figura 21 - Curvas típicas tensão-deformação do aço (ASCE/ACI 477, 1991)

3.2 Modelos de escoras e tirantes

3.2.1 Nota histórica

A ideia subjacente à formulação deste método é tão antiga quanto o próprio betão armado, e um exemplo claro é o modo como desde cedo se idealizou a resistência do elemento viga á flexão, sendo assegurada o equilíbrio por um binário obtido entre uma secção comprimida e a contraposta secção traccionada (uma escora e um tirante). Contudo apenas no início do século XX, estudos conduzidos por Ritter e Mörsch permitiram analisar o comportamento de vigas fissuradas à luz da famosa analogia de treliça, que introduz uma nova abordagem ao dimensionamento ao corte em vigas sujeitas à flexão. Através da evolução do método, Lampert e Thürlimann (1971) formulam ferramentas que possibilitam o dimensionamento a elementos de betão armado sujeitos à combinação de esforços de corte e torção através da analogia da treliça espacial.

Destacam-se também estudos importantes no âmbito das teorias de corte baseadas na compatibilidade de Mohr, como a teoria do campo de compressão (Compression Field Theory) desenvolvido por Collins e Mitchell em 1980 e posteriormente a teoria modificada do campo de compressão (Modified Compression Field Theory) por Vecchio e Collins em 1986. Estas teorias apesar de inovadoras continuam apenas a poder ser aplicadas onde existe uma distribuição linear de tensões e extensões.

Contudo foi com engenho que se desenvolveu a “analogia de treliça” de forma a ser capaz de retratar o comportamento das estruturas de betão armado na sua generalidade. Para este facto contribuíram as publicações de Schlaich e Weischede em 1982 e de Schäfer, Schlaich e Jennewein em 1987 que introduz o método de escoras e tirantes que se estabeleceu como uma das grandes ferramentas para o dimensionamento de betão estrutural, especialmente em zonas onde descontinuidades geométricas ou de carregamento se verificam.

Publicações tais como as de Schäfer, Schlaich (1988), Thürlimann et al. (1989), Marti e Rogowsky (1991), Collins et al. (1991), Mitchell e Cook (1988,1991), Mcgregor (1997) entre outras, serviram para expandir sistematicamente os modelos de escoras e tirantes a uma grande variedade de estruturas de betão armado.

Em todas as situações onde a teoria linear de peças (zonas B) não possa ser aplicada, como zonas de apoios, aplicação de cargas e variações geométricas, o recurso a modelos racionais de escoras e tirantes tem vindo a ser comprovado como o método mais adequado na avaliação de betão estrutural. Embora este método possa ser aplicado à totalidade da estrutura, é um método bastante mais trabalhoso que a simples aplicação de métodos standardizados fornecidos pelos códigos estruturais com base na teoria de peças lineares.

Assim apenas tem vindo a ser aplicado no dimensionamento destas zonas chamadas descontínuas (ou zonas D), onde os princípios de Bernoulli não podem ser aplicados.

Apesar de ser uma ferramenta potente para o dimensionamento destas zonas descontínuas, apenas com um conhecimento preciso do comportamento e propriedades dos materiais, pode servir o seu propósito. Como é referido por Martin [7], este método não é um processo estandardizado que se aplica segundo uma receita prescrita, mas deve ser utilizado segundo o julgamento criterioso de um engenheiro.

3.2.2 Procedimentos que governam a modelação e o dimensionamento

3.2.2.1 Identificação das zonas de descontinuidade

A primeira abordagem a efectuar neste método é identificar as zonas de descontinuidades D de modo a obter um modelo geométrico da região onde as tensões não variam linearmente. Neste modelo geométrico são representadas as condições fronteira, estas podem ser conseguidas pela localização das áreas de apoio, carregamento, e alterações geométricas.

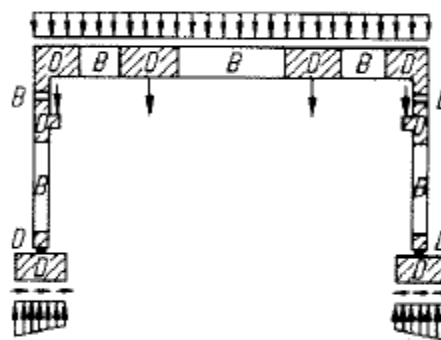


Figura 22 - Divisão das zonas B e D num pórtico (Schlaich et al. [8])

De acordo com o princípio de St. Venant (fig.23) as tensões concentradas aplicadas num corpo sólido (de secção constante) estabilizam a sua dispersão, ou seja, aproximam-se de uma distribuição linear, a uma distancia igual à da maior dimensão transversal desse corpo.

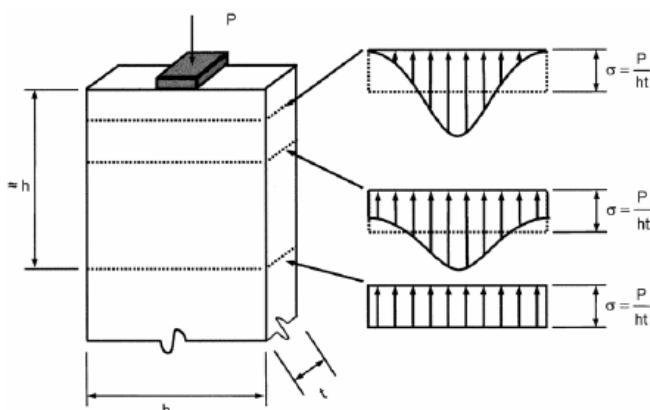


Figura 23 - Princípio de St. Venant [7]

E assim é subdividida uma estrutura em zonas contínuas (B) e zonas descontínuas (D), tal como é exemplificado na figura 22, em que nas zonas B a teoria linear de peças é preferível

e nas zonas D o método de escoras e tirantes se estabelece como uma ferramenta adequada para o seu dimensionamento.

3.2.2.2 Análise da distribuição de tensões e idealização de campos de compressão e tracção

A passagem para um modelo de escoras e tirantes rege-se pela avaliação de como as tensões se distribuem no interior do corpo sólido. Em situações correntes como é o caso de vigas dentadas, paredes e outros elementos usuais existem disponíveis, modelos simples de aplicação quase directa que não necessitam de uma análise cuidada de como se distribuem as tensões internas, fruto do trabalho desenvolvido por inúmeros investigadores.

Avaliar a distribuição de tensões numa região descontínua necessita primeiramente de uma análise global para determinar as condições fronteiras. Sendo difícil de passar directamente para um modelo inicial de escoras e tirantes pode utilizar-se uma análise elástica (fig.23,a e b)) através do método dos elementos finitos, para determinar com base nas tensões principais, onde e em que direcções posicionar as escoras e os tirantes.

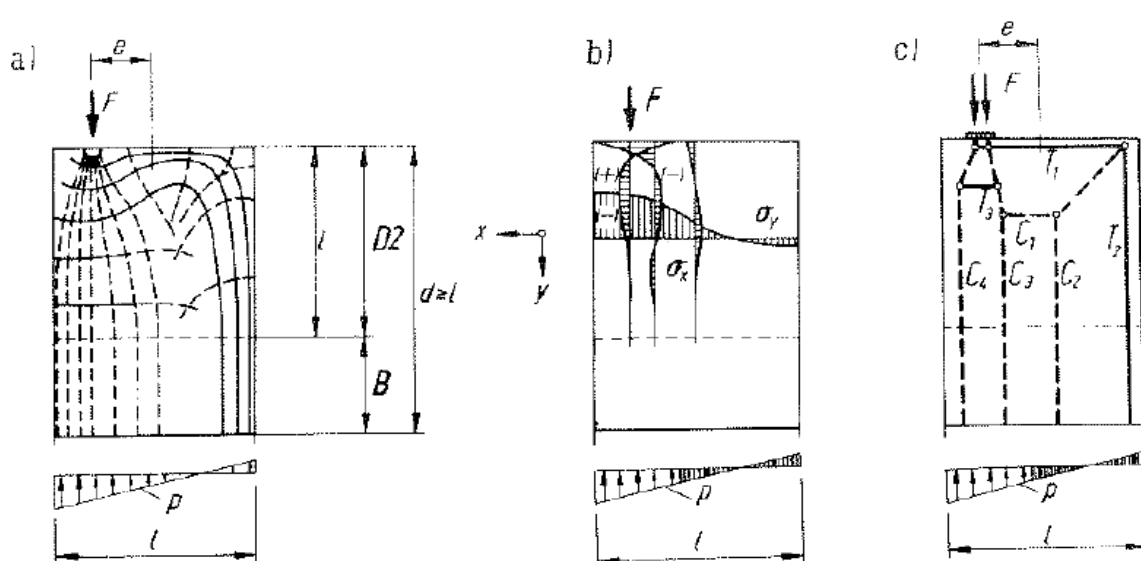


Figura 24 - (a) isostáticas de tensões elásticas, (b) tensões elásticas, (c) modelo de escoras e tirantes [8]

Um método para elaborar um modelo de escoras e tirantes sem recorrer a uma análise elástica é o proposto por Schlaich et al. [8], denominado método do caminho de forças (Load Path Method) (fig25), que consiste em elaborar um diagrama onde as forças de compressão impostas pelo carregamento encontram equilíbrio nos apoios/secções de tensões lineares.

Desenhando linhas que partem da zona de aplicação de carga com a direcção do carregamento, irão encontrar-se com as homólogas na zona dos apoios, descrevendo a trajectória o mais suave possível. Na divergência de linhas de compressão existe tracção numa trajectória perpendicular e na convergência destas existe compressão, de modo a que seja estabelecido o equilíbrio interno. O passo seguinte é concentrar as curvaturas das linhas em nós e convergir para estes, as escoras e tirantes de modo a encontrar o equilíbrio do modelo.

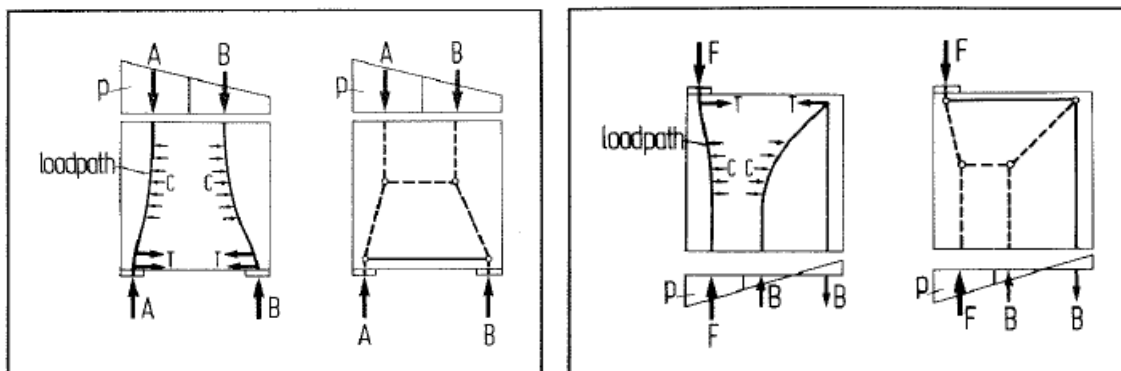


Figura 25 - Exemplos de caminho de forças e correspondentes modelos de escoras e tirantes [8]

As escoras e os tirantes surgem como a condensação dos campos de compressão e tracção respectivamente, em elementos lineares que reflectem um comportamento simplificado dessa região. A intercepção de forças concentradas equivalentes define o centro de um nó, onde é atingido o equilíbrio das forças internas.

Paralelamente ao método de escoras e tirantes, Muttoni, Schwartz e Thürlimann (1988) formularam o método dos campos de tensões (fig.26). Este método em conjunto com os modelos de escoras e tirantes permite a utilização dos teoremas energéticos para efectuar uma análise não linear que contemple tanto a não linearidade material do betão como os efeitos pós-fendilhação [22].

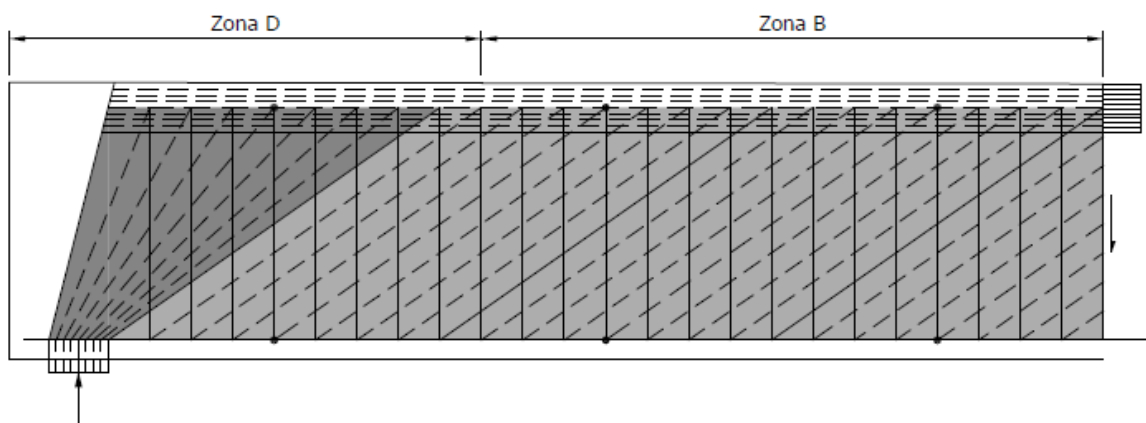


Figura 26 - Modelo de campos de tensões para uma viga [19]

O desenvolvimento de um modelo de escoras e tirantes é um processo com alguma flexibilidade, a posição dos tirantes pode ser ajustada de acordo com regras construtivas, e disponibilidade da peça. Como exemplos podem ser dados a preferência à horizontalidade e/ou verticalidade dos tirantes e a localizações nas fazes extremas afastadas destas uma distância igual à necessária para acomodar a solução de armaduras e recobrimento. Assim é um processo iterativo que necessita de pequenos ajustes com base em disposições construtivas até se chegar ao modelo final. Após a obtenção deste modelo será então possível a verificação do nível de tensões instaladas nos tirantes, escoras e nós.

3.2.2.3 Eficiência dos modelos

No campo da eficiência do modelo é necessário referir que o modelo que utilizar a menor energia de deformação é o aconselhável, pois garante que os materiais estão a ser utilizados racionalmente. Sendo que os tirantes são os elementos mais deformáveis, o modelo que utilizar a menor quantidade de tirantes é o mais eficiente [8].

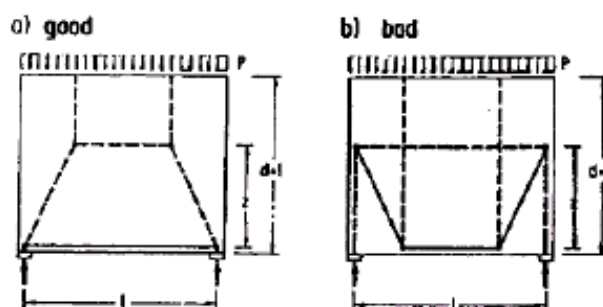


Figura 27 - Eficiência dos modelos (Schlaich et al. [8])

$$\sum F_i l_i \varepsilon_i = \text{mínimo} \quad (3.1)$$

A fórmula (3.1) reflecte o que foi dito sobre a eficiência dos modelos, contudo é necessário ter em conta que uma peça de betão armado necessita de armaduras complementares para conferir a ductilidade necessária às escoras de betão, controlar a fendilhação e aumentar a rigidez para controlo de deformações. Estas armaduras são quase sempre consideradas como adicionais, mas podem ser contabilizadas nos modelos de cálculo, é também esta uma forma de tornar os modelos eficientes.

3.2.3 Dimensionamento

3.2.3.1 Tirantes

Os tirantes resistem apenas a tensões uniaxiais de tracção, estes são constituídos pelas armaduras da peça e são os responsáveis por resistir às forças de tracção, o seu dimensionamento é feito pela aplicação do coeficiente de segurança respectivo, à sua resistência característica de tracção.

$$A_s = \frac{T}{f_{syk}/\gamma_s} \quad (3.2)$$

As amarrações dos tirantes nos nós podem ser complexas, devendo ser garantidas através do seu comprimento de amarração, disposto de acordo com o modelo utilizado, e devem estar convenientemente detalhadas nas pormenorizações.

3.2.3.2 Escoras

Ao contrário dos tirantes as escoras formadas essencialmente por betão e apesar de nos modelos se considerarem elementos unidimensionais, e a sua resistência depende de vários factores que têm de ser considerados, como estados de tensão multiaxiais, e os distúrbios introduzidos pelo estado de fissuração e o efeito de confinamento das armaduras.

As escoras são essencialmente uma simplificação dos campos de tensões de compressão. Estes, segundo Schlaich [8], para cobrir todos os casos possíveis em zonas D e B, são precisas apenas três configurações (a) em leque ,b) em garrafa e c) em prisma).

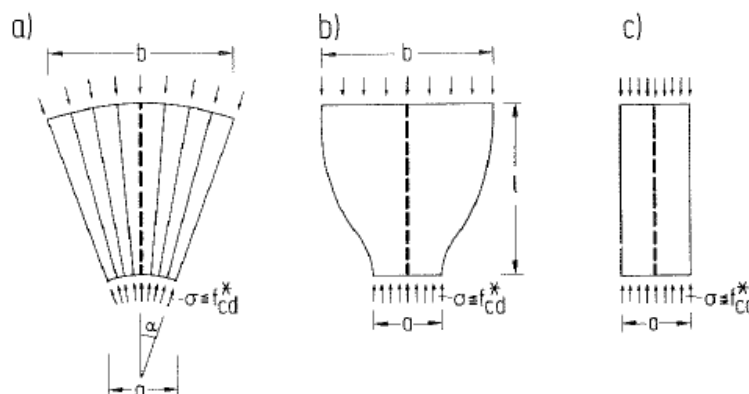


Figura 28 - Configurações para os campos de tensão de compressão [8]

Qualquer uma destas configurações para escoras pode ser utilizada, no entanto a dispersão ou o afunilamento dos campos de tenção em leque e em garrafa produzem tracções ou compressões na direcção ortogonal, estas forças tem de ser contabilizadas, podendo ser obtidas pelo refinamento do modelo dessa escora.

Segundo o Eurocodigo 2 [9] o dimensionamento das escoras (EC2 6.5.2) encontra-se bastante simplificado, aplicando apenas coeficientes de segurança para dois estados de tensão:

- a) Compressão simples ou com tensões transversais de confinamento.

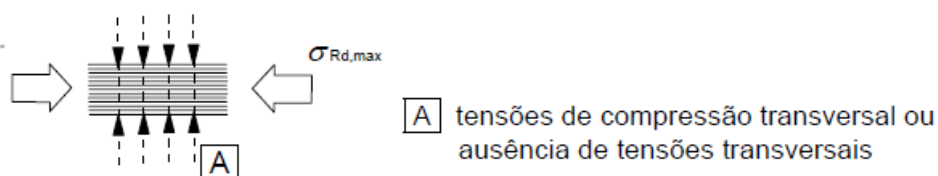


Figura 29 - Escora comprimida/confinada

$$\sigma_{Rd,m\acute{a}x} = f_{cd} \quad (3.3)$$

Válido em compressão com ou sem tensões transversais de confinamento, no entanto, pode admitir-se que $\sigma_{Rd,m\acute{a}x} > f_{cd}$ no caso de compressões de confinamento, e pode utilizar-se a expressão 6.63 (EC2)

- b) Compressão com tensões transversais de tracção.

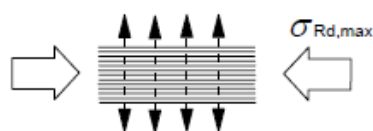


Figura 30 - Escora comprimida /traccionada transversalmente

Escoras comprimidas em situação fendilhada:

$$\sigma_{Rd,m\acute{a}x} = 0,6 \cdot v \cdot f_{cd} ; v = 1 - \frac{f_{ck}}{250} \quad (3.4)$$

A introdução do factor v dá-se para ter em conta a redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal.

Contudo existem recomendações, implementadas em outros códigos, fornecidas por diversos autores, que acrescentam um nível de profundidade bastante maior relativamente ao estado de tensões multiaxiais. Pode inclusive ser calculada a extensão de tracção perpendicular ao eixo da escora, com base na extensão dos tirantes que a atravessam e o ângulo que a escora define com estes. Assim define-se uma tensão máxima de compressão que garante a integridade da escora e conseqüentemente a sua capacidade máxima.

Em anexo apresentam-se quadros comparativos entre algumas das formulações mais relevantes para o dimensionamento das escoras.

3.2.3.3 Nós em estado biaxial de tensões

Num modelo de escoras e tirantes, os nós são uma representação do local para onde convergem os elementos (escoras e tirantes), é onde se dá o equilíbrio de forças. É o volume hipotético de betão que garante a convergência e o equilíbrio de esforços, e a sua resistência depende dos estados de tensão multiaxiais, do confinamento, do estado de fendilhação, e da sua hidrostaticidade.

Segundo Schlaich et al. [8], os nós podem ser categorizados, segundo o tipo de elementos que nele convergem, como nós CCC (fig.31), onde convergem apenas campos de tensão de compressão (escoras), nós CCT (fig.32), para nós onde é ancorado um tirante, nós CTT (fig.33), onde são ancorados dois ou mais tirantes. Eventualmente existirá um quarto tipo onde apenas tirantes confluem num nó, denominados de nós TTT (fig.34), que apesar de ser referido por vários autores não é reconhecido na maior parte dos códigos de dimensionamento.

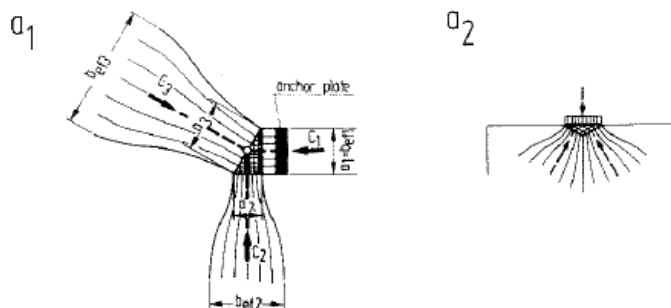


Figura 31 - Nós CCC (a) (Schlaich et al. [8])

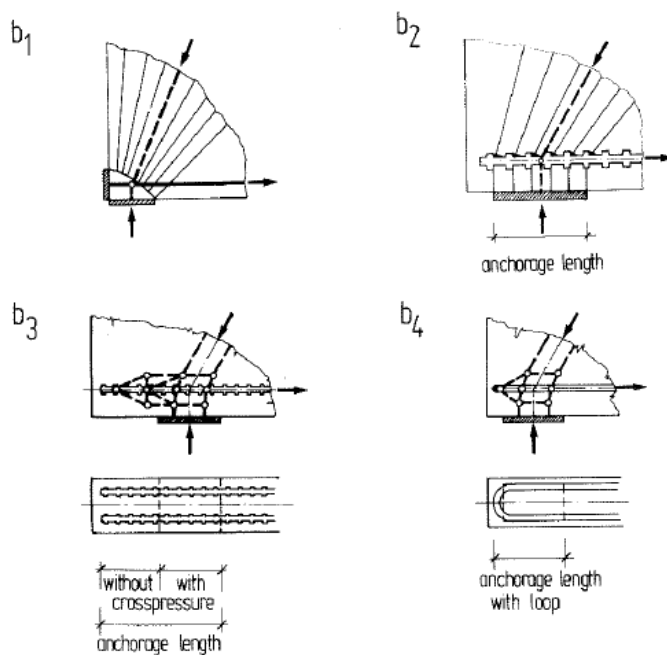


Figura 32 - Nós CCT [8]

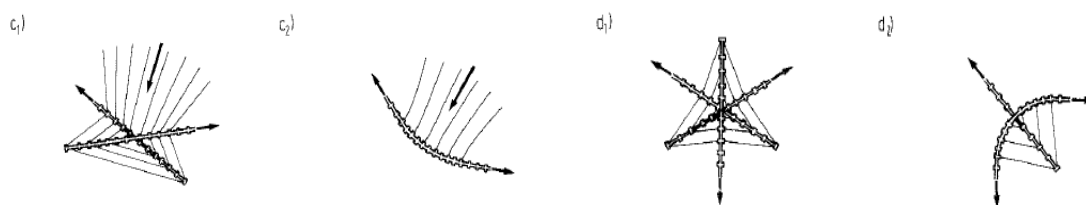


Figura 34 - Nós CTT [8]

Figura 33 - Nós TTT (d) (Schlaich et al. [8])

A geometria de um nó é definida pelas condições de apoio, detalhes de ancoragens dos tirantes e geometria das escoras que nele convergem. Em teoria podem ser “hidrostáticos”, caso as forças que actuam em cada face do nó lhe sejam perpendiculares (fig. 35, i), no entanto na maioria dos casos, definir estes nós leva a situações bastante penalizadoras, sendo preferível recorrer a nós “não-hidrostáticos” (Fig.35, ii). Esta última situação, analisada do ponto de vista do equilíbrio, prevê que nas faces dos nós não perpendiculares à direcção da escora respectiva, seja necessário contabilizar o esforço tangencial relativo a esse desvio de tensões. Contudo é necessário ter em conta que o nó é uma idealização da realidade, na verdade o nó não está isolado mas inserido num volume de betão, e a convergência dos campos de tensões nesse nó não são tão simples como os que são idealizados para a construção do modelo.

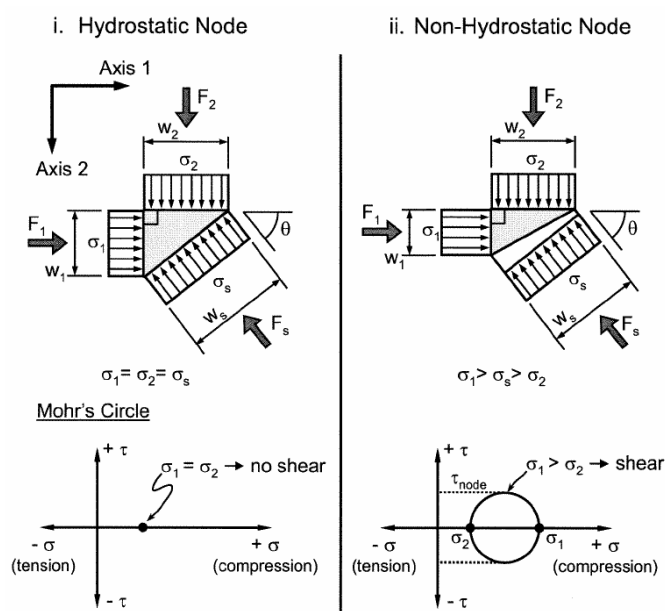


Figura 35 - i. Nó “hidrostático”, ii. Nó “não-hidrostático” (Brown et al. (2006), adaptado de [7])

O problema da “não hidrostaticidade” pode ser contornado, segundo Schlaich [8], limitando a razão entre as tensões σ_1 , σ_2 e σ_3 a um mínimo de 0,5, ou prever uma armadura de confinamento adequada para o nó.

O dimensionamento dos nós com base no Eurocodigo2 [9] pode ser feito segundo o artigo 6.5.4, e segundo as três configurações básicas dos nós restringe as tensões máximas aos seguintes valores:

a) Nó Comprimido sem tirantes

$$\sigma_{Rd,m\acute{a}x} = K_1 \cdot v' \cdot f_{cd} \quad ; \quad v' = 1 - \frac{f_{ck}}{250} \quad (3.5)$$

$$F_{cd1} = F_{cd1l} + F_{cd1r} \quad (3.6)$$

Recomendação: $K_1=1$

Formalmente deve admitir-se:

$$\frac{F_{cd1}}{a_1} = \frac{F_{cd2}}{a_2} = \frac{F_{cd3}}{a_3} = \sigma_0 \quad (3.7)$$

$$\sigma_{cd1} = \sigma_{cd2} = \sigma_{cd3} = \sigma_{cd0} \quad (3.8)$$

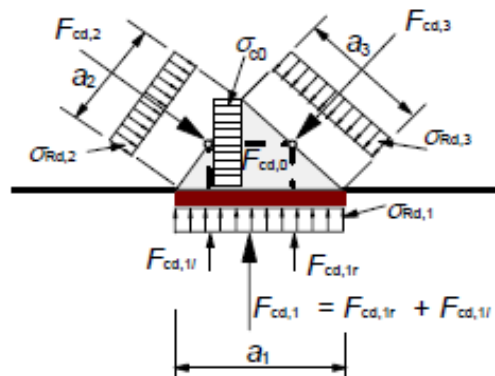


Figura 36 - Nó comprimido sem tirantes (EC2 [9])

b) Nó comprimido e traccionado

$$\sigma_{Rd,m\acute{a}x} = K_2 \cdot v' \cdot f_{cd} \quad (3.9)$$

Recomendação: $K_2=0,85$

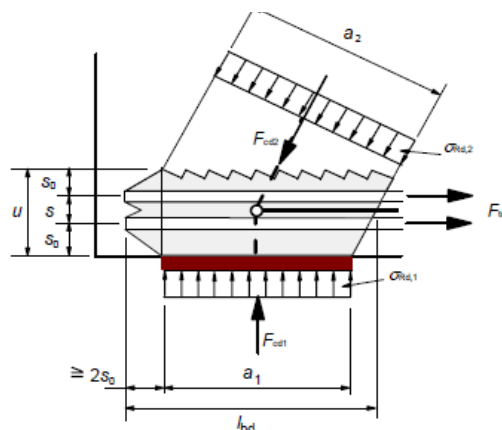


Figura 37 - Nó comprimido e traccionado com armaduras numa só direcção (EC2 [9])

c) Compressão e Tracção (tirantes amarrados em mais que uma direcção)

$$\sigma_{Rd,m\acute{a}x} = K_3 \cdot v' \cdot f_{cd} \quad (3.10)$$

Recomendação: $K_3=0,75$

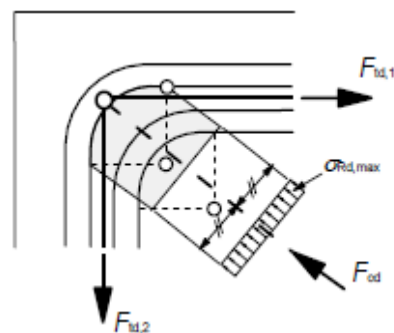


Figura 38 - Nó comprimido e traccionado com armaduras em duas direcções (EC2 [9])

d) Permite ainda que a tensão de compressão de cálculo nos nós seja aumentada 10% caso se verifique:

- Compressão triaxial
- Todos os ângulos entre escoras e tirantes forem superiores ou iguais a 55%
- Tensões uniformes e nós cintados
- Armaduras dispostas em várias camadas
- Nó confinado de forma fiável por atrito ou disposição do apoio

3.2.3.4 Nós em estado de compressão triaxial de tensões

Quando existe conhecimento das tensões envolvidas existem formulações como as que se encontram em [12] subcapítulo 3.5 e em [9] (3.1.9) para betão cintado, sendo apresentadas as expressões dadas nesta ultima referencia:

$$f_{ck,c} = f_{ck} \left(1,000 + 5,0 \frac{\sigma_2}{f_{ck}} \right), \sigma_2 \leq 0,05f_{ck} \quad (3.11)$$

$$f_{ck,c} = f_{ck} \left(1,125 + 2,5 \frac{\sigma_2}{f_{ck}} \right), \sigma_2 \geq 0,05f_{ck} \quad (3.12)$$

Sendo $\sigma_2 = \sigma_3$, com a restrição deste valor dada em [9] (6.5.4(6)):

$$\sigma_{Rd,máx} = f_{ck,c} = K_4 \cdot u' \cdot f_{cd} \quad , \text{ recomendação: } K_4 = 3 \quad (3.13)$$

A resistência máxima das ligações por compressão pode ainda ser determinada com base na cláusula (6.7 EC2[9]) ou análise com base experimental (EN 1990).

$$FR_{du} = f_{cd} * \sqrt{\frac{Ac_1}{Ac_0}} * Ac_0 \leq 3,0 * f_{cd} * Ac_0 \quad (3.14)$$

Expressão 6.63 (EC2[9])

Em que:

- Ac_0 é a área carregada
- Ac_1 é a maior área de distribuição de cálculo homotética de Ac_0

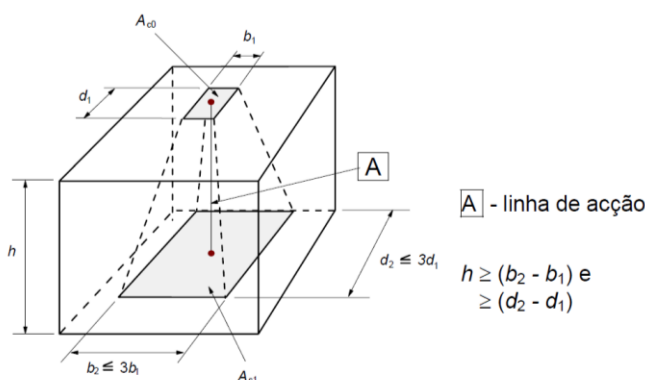


Figura 39 - Distribuição de cálculo para áreas sujeitas a forças concentradas (EC2 [9])

Sobre este último tipo de nó, em compressão triaxial, é pertinente para o presente estudo referir alguns resultados e conclusões obtidas por Shau-Huai Cai e Chang-Min Wei publicados em [16], onde se testou a capacidade última de séries de blocos de betão não armado sob diferentes níveis de confinamento. Na figura 40 estão apresentados os tipos de espécimes testados e a nomenclatura usada para os classificar utiliza duas letras que indicam a forma e o tipo de carregamento, em que:

P = Prisma de lados paralelos

T = Prisma de topo afilado

S = Carregamento em banda

C = Carregamento central concêntrico

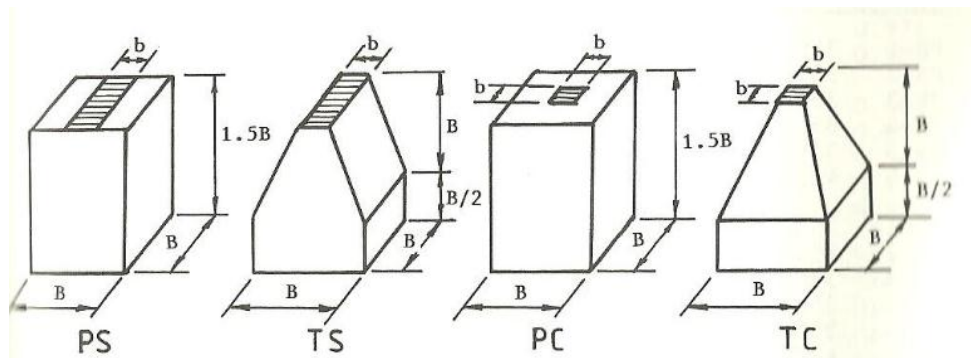


Figura 40 - Tipos de espécimes testados (Shau-Huai Cai [16])

Spec. No.	B	b	f_{cu}	f_{cr}	f_b	f_b/f_c	f_{cr}/f_b	λ
PS-1	350	115	18.9	15.6	22.8	1.81	0.68	0.671
PS-2	350	100	18.1	11.2	22.0	1.83	0.51	0.716
PS-3	350	90	18.9	12.4	29.2	2.32	0.42	0.743
PS-4	350	50	18.9	16.8	36.2	2.88	0.46	0.857
PS-5	350	25	18.6	26.9	49.3	3.99	0.55	0.929
PS-6	400	25	18.1	29.4	53.8	4.47	0.55	0.938
PS-1a	350	115	16.2	13.6	23.4	2.17	0.58	0.671
PS-2a	350	100	14.9	9.8	22.2	2.24	0.44	0.716
PS-3a	350	90	13.6	11.2	22.4	2.48	0.50	0.743
PS-4a	350	50	13.6	11.2	26.9	2.97	0.42	0.857
PS-5a	350	25	13.6	13.4	52.6	5.82	0.25	0.929
PS-6a	400	25	13.6	11.8	47.0	5.20	0.25	0.938
PS-7a	400	25	21.2	35.3	64.7	4.59	0.55	0.938
PS-8a	400	35	19.5	19.6	44.0	3.39	0.45	0.913
PS-9a	400	18	20.5	16.4	22.4	1.64	0.73	0.955
TS-1	350	115	18.9	13.5	19.3	1.54	0.70	0.671
TS-2	350	100	18.1	22.4	22.4	1.86	1.00	0.716
TS-3	350	90	18.9	14.9	22.3	1.77	0.67	0.743
TS-4	350	50	18.9	23.5	30.2	2.40	0.78	0.857
TS-5	350	30	18.1	33.6	33.6	2.79	1.00	0.916
TS-6	400	31	18.1	35.6	35.6	2.96	1.00	0.923
TS-1a	350	115	16.2	23.1	23.1	2.14	1.00	0.671
TS-2a	350	100	16.2	25.5	25.5	2.37	1.00	0.716
TS-3a	350	90	16.2	21.8	23.9	2.22	0.91	0.743
TS-4a	350	50	16.2	24.8	33.0	3.06	0.75	0.857
TS-5a	350	30	16.2	33.6	40.6	3.77	0.83	0.916
TS-6a	400	32	16.2	19.1	34.6	3.21	0.55	0.920
TS-7a	400	27	22.3	40.8	53.1	3.58	0.77	0.933

Tabela 1 - Resultados obtidos para os espécimes carregados em banda [16]

Spec. No.	B	b	f_{cu}	f_{cr}	f_b	f_b/f_c	f_{cr}/f_b	λ
PC-1	350	270	16.6	17.4	22.7	2.04	0.77	0.405
PC-2	350	115	21.2	31.2	46.7	3.29	0.67	0.892
PC-3	350	80	16.6	59.1	64.4	5.82	0.92	0.948
PC-4	350	60	21.2	113.9	113.9	8.02	1.00	0.971
PC-5	350	50	21.2	141.2	141.2	9.94	1.00	0.980
PC-1a	350	270	22.3	16.2	22.4	1.50	0.67	0.405
PC-2a	350	115	21.7	40.8	48.8	3.36	0.82	0.892
PC-3a	350	80	20.5	67.3	73.4	5.39	0.92	0.948
PC-4a	350	60	20.5	81.7	98.1	7.14	0.83	0.971
PC-5a	350	50	20.5	141.2	141.2	10.28	1.00	0.980
TC-1	350	270	16.6	12.2	19.2	1.73	0.64	0.405
TC-2	350	115	18.6	16.0	34.7	2.79	0.46	0.892
TC-3	350	80	16.6	19.7	34.3	3.09	0.57	0.948
TC-4	350	60	22.3	43.3	43.3	2.90	1.00	0.971
TC-5	350	50	22.3	36.4	36.4	2.44	1.00	0.980
TC-1a	350	270	22.3	20.2	22.4	1.50	0.90	0.405
TC-2a	350	115	22.3	32.2	36.8	2.46	0.88	0.892
TC-3a	350	80	20.5	38.8	38.8	2.82	1.00	0.948
TC-4a	350	60	22.3	49.7	49.7	3.32	1.00	0.971
TC-5a	350	50	20.5	41.3	41.3	3.01	1.00	0.980

Tabela 2 - Resultados obtidos para os espécimes carregados concentricamente (continuação) [16]

B, b – Dimensões de acordo com a figura 29 em mm

f_{cu} – Tensão de rotura de cubos de 150mm em MPa

f_{cr} – Tensão de contacto na abertura da primeira fissura em MPa

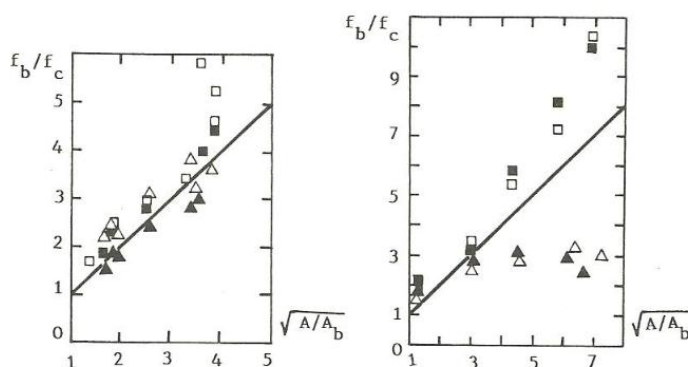
f_b – Tensão de contacto de rotura em MPa

f_c – Resistência à compressão do betão = $0,67f_{cu}$

λ – Gradiente de tensão longitudinal normalizada = $1 - A_b/A$

Nos espécimes que não estão numerados com o sub-índice (a), foi utilizada uma chapa de carregamento de baixa fricção.

Dos valores obtidos serviram para verificação da proporção $\sqrt{A_{c1}/A_{c0}}$, na relação entre a tensão de contacto e a tensão uniaxial em cubos de 15x15cm, para os diferentes níveis de confinamento testados.



- Prisma carregado com placa de baixa fricção
- Prisma carregado sem placa de baixa fricção
- △ Afilado carregado sem placa de baixa fricção
- ▲ Afilado carregado com placa de baixa fricção

Figura 41 - Relação entre a razão de tenções de contacto e razão entre áreas de distribuição, à esquerda, gráfico relativo ao carregamento em banda, e à direita, gráfico relativo ao carregamento centrado concêntrico [16]

Através da análise destes gráficos fica claro porque há a preocupação em restringir a um máximo de 3 a relação entre a tensão localizada em zonas confinadas e a tensão uniaxial, como é feito na equação 6.63 do Eurocodigo 2. Pode dizer-se que para $\sqrt{A_{c1}/A_{c0}} > 3$, não existe acréscimo de resistência nos espécimes onde existe um confinamento parcial (espécimes afilados).

3.2.3.5 Armadura mínima para o controlo da fissuração

Os modelos de escoras e tirantes são uma forma de simplificar o comportamento complexo do betão armado em zonas onde existe uma forte confluência/divergência de campos de tensão. Apesar dos modelos garantirem o equilíbrio global, os tirantes definidos nos modelos de escoras e tirantes têm apenas essa característica, a de garantir o equilíbrio do modelo. Para que seja reduzida/distribuída a fissuração nos elementos de betão armado em serviço, estes terão de ser dotados de uma armadura para o efeito, esta armadura garante também que as escoras possuam uma maior ductilidade na rotura.

Apesar desta armadura ser prevista em todos os códigos de dimensionamento, é necessário situar a sua aplicabilidade, a armadura mínima para o controlo de fissuração devidas à flexão poderá não prover adequadamente as zonas de descontinuidade tratadas

pelos modelos de escoras e tirantes. Para este caso são requeridas armaduras que controlem tanto a fissuração de flexão como a fissuração diagonal verificada nas escoras.

As formulações das quais resultam as provisões estabelecidas nos códigos são bastante empíricas, atribuem uma malha de armadura nas superfícies externas do elemento. O que proporciona não só uma diminuição do efeito visual do aparecimento de fissuras com maior dimensão pela distribuição em varias microfissuras, como em termos de resistência, comprova-se experimentalmente que com esta diminuição do espaçamento entre fissuras a resistência á compressão aumenta.

Embora não seja descrita nenhuma formulação para o cálculo da armadura de fissuração em modelos de escoras e tirantes, na secção 9 (Disposições construtivas relativas a elementos e regras particulares) existem para os casos correntes, regras que ajudam na obtenção da quantidade e espaçamentos de armaduras de fissuração, sob a forma de armaduras mínimas e espaçamentos máximos. Para o estudo em causa podem citar-se as que são relativas a paredes e vigas parede:

- Paredes (Eurocódigo 2 – 9.6)

- Armaduras verticais

$$A_{s,\min} < A_s < A_{s,\max}, \text{ sendo } A_{s,\min} = 0,002A_c \text{ e } A_{s,\max} = 0,04A_c$$

$A_{s,\min}$ deve ser distribuída equitativamente pelas duas faces da parede e o espaçamento entre varões não pode ser maior que 3 vezes a espessura da mesma ou 400mm.

- Armaduras horizontais

$A_{s,\min}$ deve ser 25% da armadura vertical de cálculo ou $0,001A_c$, distribuída equitativamente pelas duas faces da parede e com espaçamento entre varões menor que 3 vezes a espessura da mesma ou 400mm.

- Armaduras transversais

Se $A_s > 0,02A_c$ devem ser dispostas armaduras transversais sob a forma de estribos ou ganchos de acordo com os requisitos para pilares (EC2 – 9.5.3).

- Vigas parede (Eurocódigo 2 – 9.7)

Neste caso as provisões são uma rede ortogonal, por face, com uma área mínima igual a $A_{s,dbmin}=0,01A_c$, com um mínimo de $150 \text{ mm}^2/\text{m}$ em cada face. O espaçamento mínimo para estas armaduras é de 2 vezes a espessura da parede ou 300 mm.

A formulação mais consensual e abrangente encontrada na bibliografia, aplicada especificamente a modelos de escoras e tirantes, é o modelo apresentado no código estrutural ACI 318 – 08 [11], que contabiliza o efeito do ângulo das escoras.

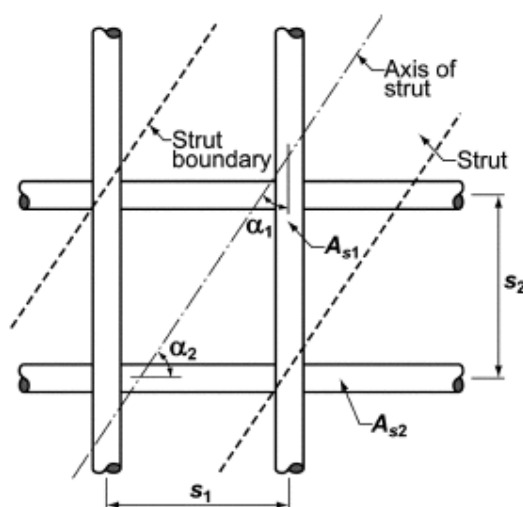


Figura 42 - Armaduras de reforço das escoras [11] ACI 318 - 08

$$\sum \frac{A_{si}}{b_s s_i} * \text{sen} \alpha_i = 0,003 \quad (3.15)$$

A aplicação desta armadura mínima para o controlo da fissuração permite ainda que se acrescente a contribuição de resistência das escoras por aumento do seu confinamento. É preciso ter em conta que os valores mais penalizadores aplicados à resistência das escoras resultam de não terem em consideração que não existe uma armadura capaz de limitar a abertura de fissuras, desprezando assim a capacidade do betão continuar a transmitir esforços entre fissuras.

4. Metodologia

4.1 Definições gerais do caso prático de estudo

Para a verificação experimental foram utilizadas consolas de aço S355, e foi utilizado um sistema de ancoragem no betão em que apenas duas barras de aço resistem às forças de tracção. Na parte relativa à compressão uma superfície dentada foi criada por soldadura de 3 barras Ø20, passíveis de ser inseridas na espessura de recobrimento das armaduras de uma peça de betão armado, que criam a aderência necessária à transferência da força inclinada que equilibra o sistema de forças (ver figura 46).

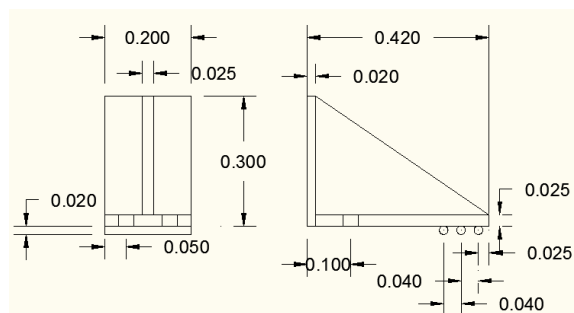


Figura 43 - Dimensões das consolas

de uma peça de betão armado, que criam a aderência necessária à transferência da força inclinada que equilibra o sistema de forças (ver figura 46).



Figura 44 - Consolas metálicas (perspectiva à esquerda, pormenor das barras soldadas à direita)

As peças da figura 44 estiveram em serviço em condições semelhantes àquelas em que foram ensaiadas no decorrer desta dissertação, contudo a níveis de carga menos elevados dado haver apenas um conhecimento aproximado da capacidade resistente última da ligação. Foram portanto estas peças pré-existentes que condicionaram a abordagem experimental.

Dado que nos cálculos iniciais se previa a aplicação de cargas elevadas para levar à rotura a ligação, definiu-se que seria construído um bloco de ancoragem em betão armado onde duas ligações simétricas seriam ancoradas, constituindo um sistema fechado e equilibrado para o qual não seria necessária uma estrutura de reacção.

Como não seria tão abrangente restringir-se a análise a um estado plano de tensões, impondo a mesma largura das consolas ao bloco de betão armado, decidiu-se incluir os efeitos favoráveis do confinamento triaxial, já referido no capítulo 3, pelas seguintes razões:

- A simulação mais realista da aplicação destes elementos é a de termos uma estrutura de ancoragem com maiores dimensões que a peça metálica.
- A transposição dos resultados experimentais, e a inferência do comportamento em estado plano de tensões a partir do estado triaxial é mais simples que na situação inversa.

Partiu-se de um modelo de escoras e tirantes simplificado, para prever uma carga para a qual a rotura se localizasse na zona da interface betão-aço. Assim foram optimizadas as dimensões do bloco de ancoragem em betão armado, e procedeu-se à elaboração do modelo numérico de apoio. Para finalização, a ligação foi construída e testada de modo a observar experimentalmente o comportamento da ligação e validar ou refutar a aplicabilidade dos resultados numéricos e conceitos teóricos utilizados.

Apenas por questões de transporte do bloco de betão armado, foram seguidos alguns procedimentos com vista a reduzir as suas dimensões e peso:

- Foi soldada uma chapa de topo na armadura longitudinal de tracção T1 (fig.45) para transferência da força para o betão, em vez de aumentar a peça para ter o comprimento de amarração necessário. Apenas se deixou a distância necessária à uniformização das tensões no eixo longitudinal.
- Foi aligeirada a peça por via do ajustamento geométrico do bloco de ancoragem ao modelo simplificado de escoras e tirantes.

4.2 Análise numérica

4.2.1 Modelos de escoras e tirantes

O método de escoras e tirantes foi utilizado para o dimensionamento do bloco de ancoragem em betão armado como um recurso numérico que viabiliza uma melhor compreensão do seu funcionamento, o cálculo expedito das forças envolvidas e a disposição das armaduras necessárias.

Existe um grande número de variáveis interdependentes que transformam este problema numa tarefa apenas exequível com a imposição de simplificações coerentes e com um grau de precisão aceitável.

O ponto de partida para uma análise do estado limite último seria encontrar a resposta de contacto entre a consola metálica e o bloco de betão, contudo o problema não é simples, devido aos seguintes factores:

- A deformabilidade do betão depende do seu estado triaxial de tensões.
- A deformabilidade da consola metálica depende indirectamente da deformabilidade do betão.
- A área de contacto entre os dois elementos (bloco de betão e consola metálica) depende fortemente da rotação relativa entre eles, rotação dada quase exclusivamente pela deformação do tirante T2 (fig.45).

Encontrar uma solução sem recorrer a uma análise não linear dos materiais, principalmente do betão, é como facilmente se pode constatar uma subvalorização da capacidade resistente da ligação, visto que em zonas localizadas nas imediações do contacto entre betão e aço rapidamente se atingem os limites “elásticos”. Uma análise rigorosa deste tipo tornar-se-ia bastante complexa devido ser necessário o conhecimento da deformabilidade plástica do betão num estado de tensão triaxial que também ele é difícil de ser quantificado.

Pela complexidade do problema, assume-se que o betão em estado triaxial de tensões tem a capacidade de se deformar em regime plástico, e ainda assim ter a capacidade de transferir a força inclinada da escora E1 (fig.45). E que a formulação para zonas confinadas pode ser aplicada a estes casos.

Para isso foi criado um modelo inicial (fig. 45) para a previsão das forças envolvidas, a racionalização das dimensões do bloco e as quantidades de armaduras requeridas com base na previsão de ruptura para a ligação.

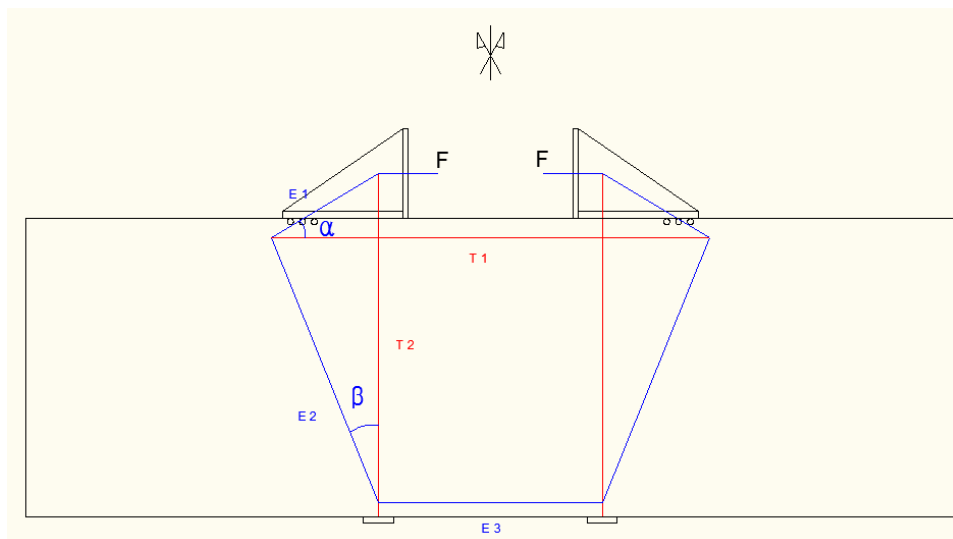


Figura 45 - Modelo inicial de escoras e tirantes

Para a construção do modelo a abordagem utilizada foi a de assegurar o equilíbrio interno do sistema constituído pelas consolas, o bloco de betão e as barras T2 correspondentes às ancoragens (fig.45).

Partindo do esquema de aplicação de forças e idealizando o processo de deformação relativa pode chegar-se ao diagrama de corpo livre que está representado na figura 46.

As barras por deformação irão exercer uma força de corte F_{CT2} favorável à resistência global da ligação, caso que é desfavorável para a quantificação da resistência da própria ligação dentada, pois globalmente estarão a ser somados os dois efeitos. Contudo considera-se que este efeito tenha um contributo pouco importante na transmissão da força para o betão.

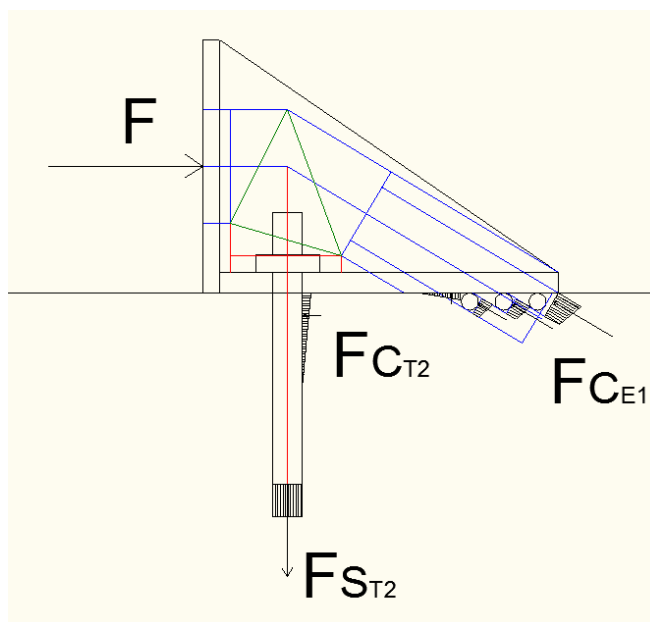


Figura 46 - Esquema simplificado das forças envolvidas na ligação

4.2.2 Método de elementos finitos

Actualmente existem ferramentas analíticas interessantes a nível académico que permitem contabilizar vários efeitos que são conhecidos nas interações betão/aço como a fissuração, o confinamento e o contacto entre os materiais, contudo encontram-se ainda numa fase de desenvolvimento apenas aplicável a situações relativamente simples.

Apesar de existirem recursos para modelar fenómenos complexos importantes neste caso, existem incompatibilidades incontornáveis. O complexo modelo geométrico tridimensional e a simultaneidade desses fenómenos impossibilita a correcta aplicação desses recursos.

A interação da consola metálica com o betão é um problema complexo no âmbito da aplicação de simulações numéricas, requer a aplicação de elementos de interface que simulem o desprendimento dos nós dos elementos finitos quando a consola metálica se afasta do betão e que deslizem após serem atingidas as tensões, de adesão química inicialmente, e friccional à posteriori.

Com recurso ao software LUSAS, uma ferramenta de análise numérica baseada no método dos elementos finitos, foram elaborados modelos da estrutura a ensaiar. Devido à geometria complexa do problema e da difícil simulação das condições fronteira foram testadas diversas modelações que gradualmente foram aperfeiçoadas.

A complexa geometria tridimensional, a existência de materiais diversos com modelos de comportamento distintos e complexos e algumas limitações do programa de análise numérica não permitiram utilizar as ferramentas de análise não linear.

Foram efectuadas tentativas de modelar a superfície de contacto entre betão-aço através de superfícies de deslize e com elementos de interface, mas devido a incompatibilidades de diversa ordem não se obtiveram resultados coerentes.

Também foi tentada uma abordagem não linear aos materiais introduzindo um patamar de cedência no aço, contudo a existência de aços com diferentes resistências conectados entre si, fazem com que os critérios de paragem cessem precocemente a análise. Também no betão foi tentada uma análise existente no programa utilizado, que permite analisar os fenómenos da fissuração e confinamento, contudo o modelo exigido com recurso a elementos hexagonais exigia um trabalho computacional impraticável, apesar de se terem conseguido obter resultados até ao aparecimento das primeiras fissuras localizadas na ligação betão-aço, os resultados não são relevantes.

Foram feitas algumas simplificações para que a análise elástica não fosse totalmente irrealista e também para eliminar algumas incompatibilidades surgidas. Sem que houvessem alterações significativas do modelo:

- Foram alteradas as formas dos dentes para que pudesse ser conectado o betão ao aço apenas em zonas esperadas de compressão, em vez da forma arredondada das barras foi dada uma forma triangular.
- Foi suprimido o efeito da interacção das barras T2 (ver fig. 46) com o betão.

As análises efectuadas com este método apenas podem servir como uma referência face a determinados comportamentos, e para auxílio na construção do modelo de escoras e tirantes.

Por questões de compatibilidade entre malhas adjacentes na discretização dos volumes, teve de ser construída uma malha irregular com elementos volúmicos tetraédricos com interpolação linear, ou seja, de 4 nós, contudo para que a solução do problema fosse “fiável”, uma maior subdivisão dos volumes teve de ser efectuada aumentando o trabalho computacional.

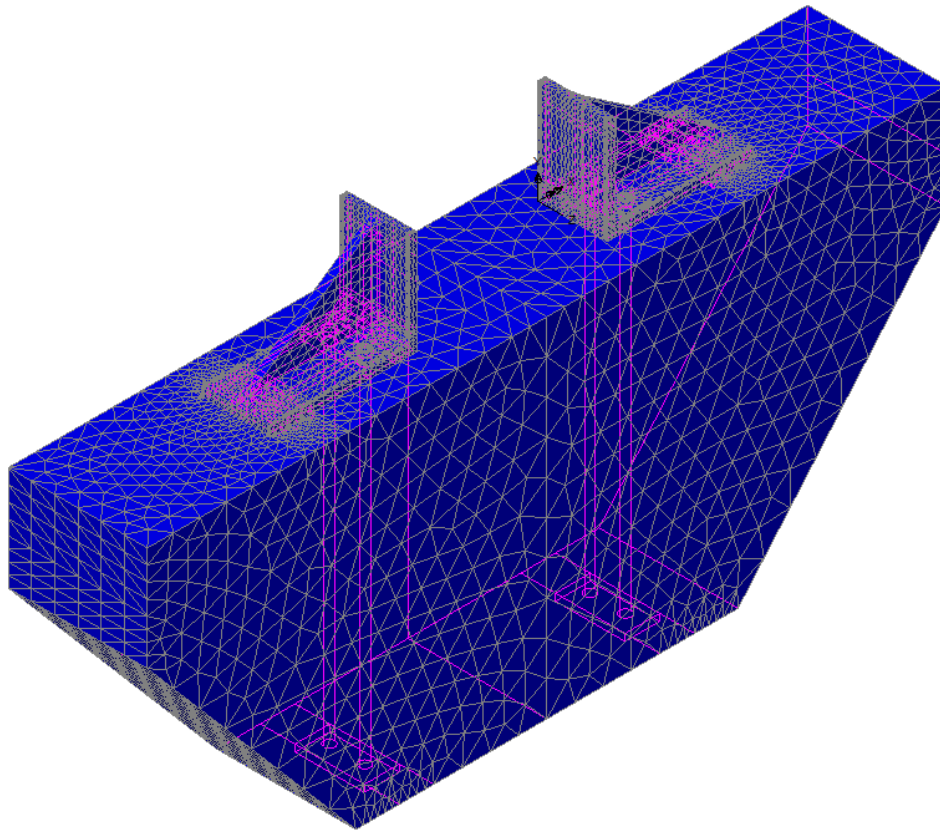


Figura 47 - Modelo numérico (discretização)

4.3 Ensaio experimental

4.3.1 Procedimentos relativos ao ensaio

Para o ensaio experimental de uma ligação única era exigida uma estrutura de reacção extremamente imponente dada a previsão inicial das forças envolvidas. Por isso optou-se por testar simultaneamente duas ligações simétricas que resultariam na estrutura de reacção uma da outra. Caso não existam desvios significativos à simetria estes podem ser suprimidos/acomodados, tornando as interdependências entre as duas ligações um problema secundário.

Após a realização do primeiro ensaio à ligação, a conjugação entre observações, dados e rotura obtidos levou à confirmação que com algumas alterações, que se encontram detalhadas e justificadas neste capítulo e no capítulo 6, poder-se-iam eliminar certos desvios e obter uma melhor simulação experimental.

Foram realizados dois ensaios, no primeiro as consolas metálicas foram inseridas directamente no betão fresco e o sistema de carregamento não estava dotado de centradores de carga nas consolas (fig. 55), e o segundo ensaio a ligação ao nível dos dentes da consola foi reparada com uma argamassa de tipo “grout”, foram soldadas umas pequenas chapas para garantir maior confinamento do betão (fig. 54), e foram colocados centradores de carga nas consolas.

4.3.2 Armação do bloco de betão armado

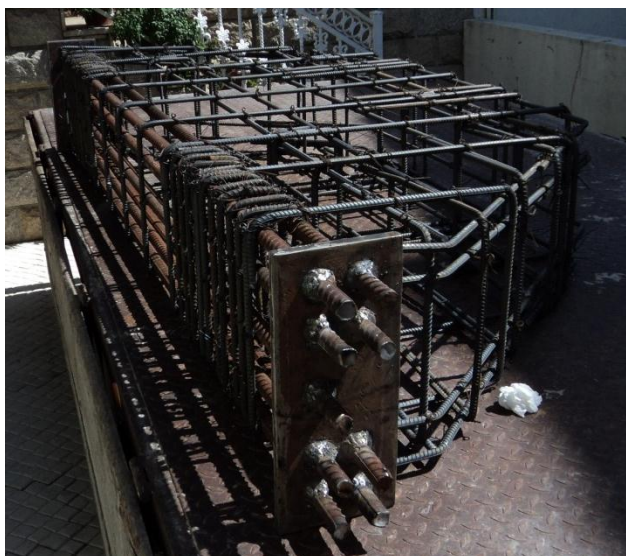


Figura 48 - Armadura do bloco de betão

As armaduras do tirante T1 foram ligadas aos estribos da escora E4 (fig.56) e confinamento do nó N1, a fim de poder ser soldada a chapa de ancoragem do tirante T1. Após a soldadura das chapas foram colocadas as restantes armaduras do bloco de betão armado.

4.3.3 Colocação dos extensómetros

Como havia limitações por parte do sistema de recolha de dados na quantidade de entradas, apenas 9 extensómetros foram colocados segundo a disposição seguinte, que pode ser também visualizada na figura 76:

- 3 no tirante principal T1
- 2 no tirante T2
- 2 no tirante T3 (tirante para absorver o desvio das tensões na escora 3)
- 2 no armadura de amarração das forças de desvio causada pela placa de amarração do tirante T1(*)

(*) A explicação desta colocação remete-se para o ponto 5.2.2.3



Figura 49 - Pormenores da colocação dos extensómetros no betão

Foram seguidos os procedimentos usuais na aplicação de extensómetros com a particularidade da protecção final, estes foram isolados para ficarem menos susceptíveis de serem danificados pelo betão. Inclusive no tirante T1 foram colocados na face inferior, para que não ficassem directamente expostos à betonagem nem à abertura de fissuras durante o ensaio de carga.

Nas várias fases, seguintes à colocação dos extensómetros, foram testados no local com recurso a uma ponte portátil (fig.50) para eventuais reparações nestes antes da betonagem e posteriormente para detectar alguma danificação nos fios que pudessem ser reparadas.



Figura 50 - Ponte de Wheatstone portátil (Laboratório de RM da UBI)

4.3.4 Cofragem do bloco



Figura 51 - Cofragem do bloco de betão

Foram utilizados painéis de cofragem, na qual se colocou a armadura com espaçadores para garantir o recobrimento, e seguidamente foram cuidadosamente posicionados os tubos de PVC de modo a que os tirantes T2 pudessem ser colocados após a cura do bloco, evitando assim os trabalhos posteriores de perfuração desses orifícios.

4.3.5 Betonagem

A betonagem e a cura do bloco foram realizadas na central de betão devido a não haver possibilidades de ser betonado no local de ensaio. Aquando da betonagem foram tomadas as devidas cautelas na colocação e vibração, para que não afectassem os extensómetros. Contudo foi assegurada uma boa vibração do betão, de seguida procedeu-se à colocação das consolas metálicas sobre o betão fresco e recorrendo a um martelo, por percussão foram feitas vibrar de modo a que o betão ficasse o mais aderente possível nas zonas dos encaixes. Foram ajustadas e fixadas nas suas posições finais e seguiu-se o processo de cura.



Figura 52 – Vista da peça após a betonagem e colocação das consolas

Durante a betonagem foram retirados 9 provetes para posterior caracterização mecânica, contudo por não haver disponível um vibrador adequado foi utilizado o mesmo que para a peça.

4.3.6 Caracterização do betão

Dos 9 provetes retirados do betão utilizado na peça, fizeram-se ensaios de compressão uniaxial, aos 7,14 e 28 dias de acordo com a NP EN 206-1, cujos resultados se apresentam na tabela 3.

- Para o cálculo da resistência característica da cláusula 8.2.1.3 (NP EN 206-1) aplica-se o critério 2 para produção inicial (3n) do quadro 14.

$$f_{cm} \geq f_{ck} + 4 \quad (4.1)$$

- Para a transposição da resistência em cubos para cilindros foi feita uma interpolação dos valores do quadro 3.1 do Eurocódigo 2 [9].

Cubo	Idade (dias)	Pu (kN)	fcu (MPa)	fcm (MPa)	fck,cub (MPa)	fck, cil (MPa)
1	7	842	37	39	35	
2		878	39			
3		887	39			
4	14	932	41	41	36	
5		906	40			
6		938	42			
7	28	1015	45	48	44	34
8		1103	49			
9		1146	51			

Tabela 3 - Caracterização do betão

4.3.7 Ensaios em laboratório

4.3.7.1 Primeiro ensaio

Após a cura da peça esta foi transportada para o laboratório de estruturas da Universidade da Beira Interior onde foi montado o esquema de ensaio (fig.53) que permitiu carregar a peça segundo o modelo de cálculo. No qual foi utilizado um macaco hidráulico com uma capacidade de 200 toneladas e uma célula de carga adequada.

Admitindo que se manteria uma distribuição linear de tensões entre a aplicação da carga e as consolas metálicas durante todo o ensaio, o eixo geométrico do macaco hidráulico e da célula de carga foi colocado ao centro das chapas das consolas.

A célula de carga e os extensómetros foram ligados a um sistema de aquisição de dados TML TDS-602, que permitiu ler e armazenar os valores medidos a cada segundo no decorrer do ensaio.

Após a ligação da bomba de óleo ao macaco hidráulico, foi possível iniciar o carregamento por patamares de 0,1MN e em cada um dos quais eram registadas com o maior rigor possível o aparecimento ou propagação de fissuras no bloco de betão armado.

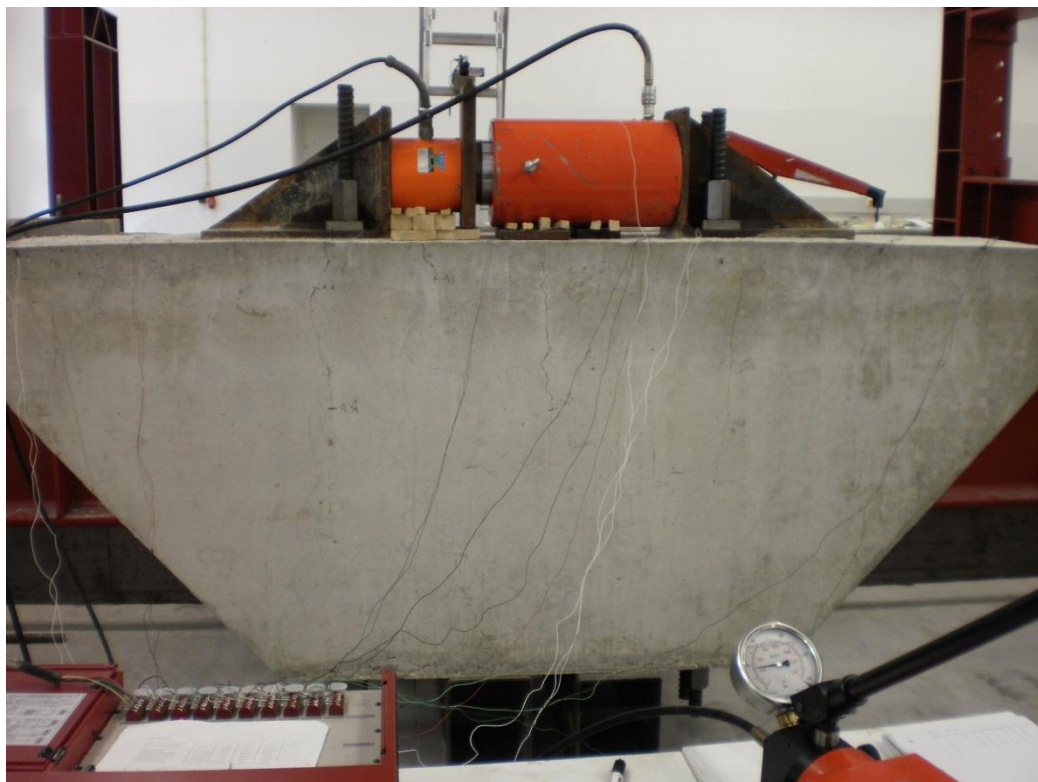


Figura 53 - Montagem do ensaio experimental

4.3.7.2 Segundo ensaio

Tendo em vista a correcção de alguns pormenores que interferiram na realização do primeiro ensaio, que fizeram com que divergisse do que inicialmente era suposto, foi feito um segundo ensaio na mesma peça betão com algumas alterações que corrigiram os problemas detectados.

No segundo ensaio foram soldadas chapas de aço de dimensões 0,2 por 0,05 metros com 1 centímetro de espessura para garantir um maior confinamento do betão, impedindo assim o destacamento do betão superficial nessa zona (fig.54). A reparação da interface entre betão-aço foi feita através da utilização de grout industrializado de retracção compensada segundo os procedimentos recomendados pelo fabricante. O pormenor retratado na figura 54 mostra a ligação reparada com as alterações descritas atrás.

De modo a centrar a carga na consola, diminuindo assim as incertezas relativas à localização da resultante da força aplicada foram também colocadas chapas de dimensões 0,2x0,05x0,01 entre os dispositivos de introdução de carga e as chapas da consola como se encontra ilustrado na figura 55.



Figura 54 - Pormenor da reparação com grout e da chapa de confinamento



Figura 55 - Pormenor do centrador de carga

Duas das reparações aqui descritas visam uma melhor simulação do real face à realidade, a aplicação de carga, central na consola, como também os modelos numéricos elaborados o estipulam, e a aplicação de grout, visto que numa situação real numa peça de betão armado já existente teriam de ser feitas as aberturas e feita a selagem com grout. Contudo a solução de soldar uma chapa que conferisse um confinamento adicional da zona crítica de rotura, já foi uma melhoria da solução analisada no primeiro ensaio.

5. Análise numérica

5.1 Método de escoras e tirantes

5.1.1 Definição geométrica do bloco

Foi definido o modelo de escoras e tirantes inicial como primeiro passo do processo iterativo, com algumas suposições aproximadas, como o posicionamento das armaduras longitudinais e o ponto por onde passa a força concentrada equivalente às tensões de contacto entre a consola metálica e o bloco de betão.

A “escora” E1 é uma idealização simplificada da transmissão de tensões entre os elementos (peça metálica e betão), a resistência desta escora é extremamente elevada visto estar num regime de tensões triaxiais.

Admitindo que a escora E1 é formada pela indentação criada pelas barras soldadas, e que por plastificação do betão, as tensões obtidas na face correspondente do nó possam ser tomadas como uniformes (ver figura 66), admitimos que as suas dimensões em corte longitudinal possam ser tomadas como a representada na configuração geométrica da figura 56.

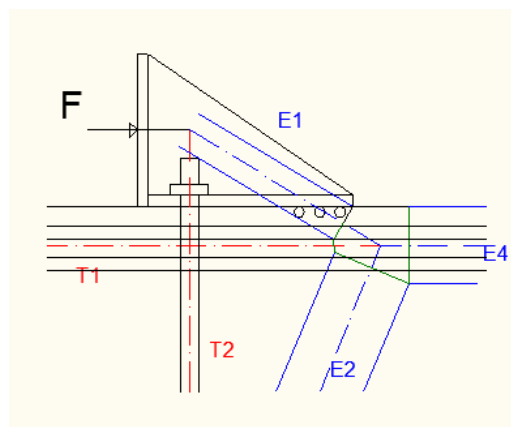


Figura 56 - Análise da ligação sob o ponto de vista do método de escoras e tirantes

Visto que o tirante T2 tem um alongamento substancial, o que implica que para traz dos dentes a chapa de base irá descolar do betão. Sendo o betão menos deformável que o aço (à excepção do caso de sobredimensionamento do aço), o ponto de rotação da peça metálica sobre o bloco de betão, em estado limite último, não se encontrará numa localização onde possamos utilizar mais que os dentes para formar a escora de betão E1.

Como o objectivo da presente dissertação é a análise da efectividade da indentação e da capacidade do betão resistir e transmitir os esforços que aí lhe são solicitados, a rotura terá de ser garantida nas imediações da ligação, isto é, para o caso do modelo de escoras e tirantes na escora E1 ou no nó. Como o nó tem uma face não confinada estará aí localizada a zona preferencial de rotura.

Com base em resultados experimentais a resistência do betão em zonas de cargas concentradas, onde não existe uma massa de betão não carregado em todo o contorno, a tensão máxima obtida f_u é aproximadamente 3 vezes a tensão uniaxial f_{cd} .

Podemos então definir uma força para a escora E1 que garante a rotura da ligação dentada:

$$F_{E1} = f_u * A_c = f_{ck} * 3 * 0,2 * 0,073 = 34000 * 3 * 0,0146 = 1489kN$$

Para o dimensionamento do bloco de ancoragem necessitamos de encontrar uma força F que garanta a rotura do nó.

Por questões de equilíbrio global, tomando como aproximação ângulo da escora E1 é de aproximadamente 30°, então a força F para o dimensionamento do bloco de ancoragem terá de ser superior a $1489 * \cos 30^\circ = 1290kN$, assim os cálculos posteriores utilizaram como referencia o valor de 1400kN.

Com este valor, através de modelos de escoras e tirantes intermédios obteve-se a geometria final da peça de betão e do modelo final de escoras e tirantes, num processo iterativo onde entraram os seguintes parâmetros:

- A altura da peça por questões de optimização do gasto de armadura longitudinal versus volume de betão foi definida como 1 metro.
- Optimização da largura da peça, através da contribuição para o confinamento dos nós críticos, que ficou definida com 0,4 metros.
- Como a quantidade de armadura do tirante T1 é elevada teve de ser colocada em 2 camadas com varões de diâmetro Ø25.
- Posição do eixo da escora de betão E4
- Recobrimento: 3cm
- Armadura de controlo de fissuração e tirantes transversais com Ø12

Finalmente, como já foi referido no ponto 3.2.1 deste documento, a geometria final teve ainda um encurtamento longitudinal e foram suprimidas parcelas de betão não relevantes para resistência do bloco.

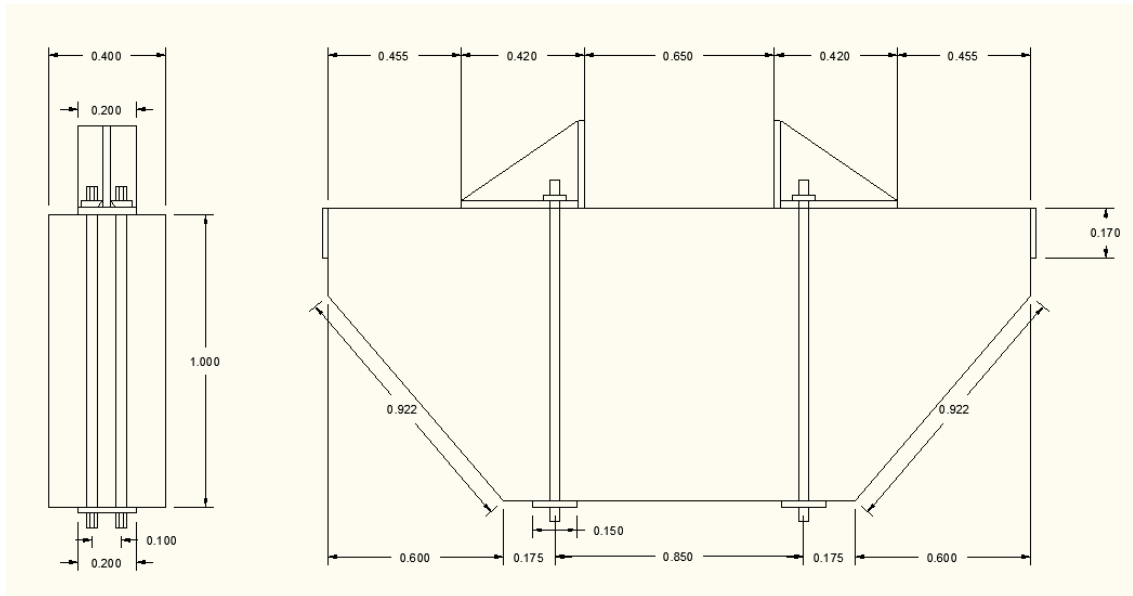


Figura 57 - Definição da geometria final do bloco e posição das peças metálicas e ancoragens

5.1.2 Verificação do modelo de escoras e tirantes final

5.1.2.1 Modelo final e cálculo das forças envolvidas

O modelo final de escoras e tirantes (fig.57) regeu-se pela:

- Definição das armaduras do tirante T1 e cálculo da resultante de esforços.
- Definição da resultante de esforços da escora E3 admitindo a plastificação do betão.
- Direcção da escora E1.

Equilíbrio de esforços no modelo:

$$F_{E1} = \frac{1400}{\cos 31,02^\circ} \approx 1634kN$$

$$F_{E3} = 1400 \times \frac{0,235}{0,890} = 370kN$$

$$F_{T2} = 1634 \times \sin 31,02^\circ \approx 842kN$$

$$F_{E2} = \frac{842}{\sin 66,29^\circ} \approx 920kN$$

$$F_{T1} = 1400 + 370 = 1770kN$$

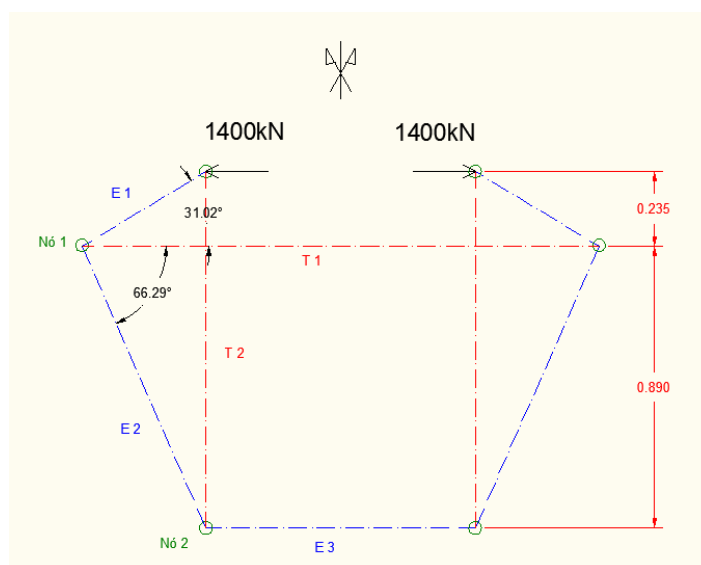


Figura 58- Modelo final de escoras e tirantes

Para uma melhor compreensão visual dos modelos apresentados decidiu-se por utilizar uma convenção de cores que identificam os elementos constituintes da metodologia de escoras e tirantes, assim temos:

Para a compressão (escoras) – Azul

Para zonas de confluência de tensões (nós) – Verde

Pra tração/armaduras (tirantes) – Vermelho

5.1.2.2 Cálculo/verificação das armaduras dos tirantes principais

- Armadura do tirante T1

Como é necessária uma grande quantidade de armadura para este tirante foi utilizado o valor de cedência característico para o cálculo da armadura justificado pelos seguintes factores.

- O ensaio será realizado sobre condições controladas.

- A carga de dimensionamento é um valor acima do limite de resistência.
- A cedência deste tirante não é gravosa, devido à reserva de resistência relativa ao endurecimento.

$$A_s = \frac{F_{T1}}{f_{syk}} \frac{1770}{400000} = 44,2 \times 10^{-4} m^2, \text{ solução adoptada - } 9\emptyset 25$$

$$A_{s,eff} = 9 \times 0,0125^2 \times \pi = 44,2 \times 10^{-4} m^2$$

Verificou-se a conformidade com a admissão inicial de armaduras que levou ao cálculo do posicionamento deste tirante.

- Armadura do tirante T2

$$A_s = \frac{F_{T2}}{f_{syk}} \frac{902}{950000} = 9,49 \times 10^{-4} m^2, \text{ solução adoptada - } 2\emptyset 32$$

$$A_{s,eff} = 2 \times 0,016^2 \times \pi = 16,08 \times 10^{-4} m^2$$

- Comprimento de amarração do tirante T1:

EC2 8.4.2

Tensão de rotura de aderência

$$f_{bd} = 2,25 * \eta_1 * \eta_2 * f_{ct,d} \quad (5.1)$$

Fracas condições de aderência: $\eta_1 = 0,7$

$\emptyset < 32\text{mm} : \eta_2 = 1,0$

$$f_{bd} = 2,25 * 0,7 * 1 * \frac{2,0}{1,5} = 2,1\text{MPa}$$

Comprimento de amarração de referência:

$$l_{b,rqd} = \frac{\varphi}{4} * \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} \quad (5.2)$$

$$\sigma_{sd} = \frac{F_{T1}}{A_{S_{T1}}} = 400 \text{ MPa}$$

$$l_{b,reqd} = \frac{0,025}{4} * \frac{400}{2,1} = 1,19 \text{ m}$$

Comprimento de amarração de cálculo

$$l_{bd} = \alpha_1 * \alpha_2 * \alpha_3 * \alpha_4 * \alpha_5 * l_{b,req} \geq l_{b,min} \quad (5.3)$$

Determinação dos coeficientes α (amarração recta traccionada) quadro 8.2

Forma dos varões: $\alpha_1=1$

$$\text{Recobrimento das armaduras: } \alpha_2 = 1 - 0,15 * \frac{c-\phi}{\phi} = 1 - 0,15 * \frac{0,03-0,025}{0,025} = 0,97$$

$$\text{Cintagem das armaduras não soldadas: } \alpha_3 = 1 - K * \lambda, (K = 0) \rightarrow \alpha_3 = 1$$

$$\text{Cintagem das armaduras soldadas: } \alpha_4=0,7$$

$$\text{Cintagem por compressão transversal: } \alpha_5=1,0 \text{ (desprezando a compressão transversal)}$$

$$\alpha_2 * \alpha_3 * \alpha_5 \geq 0,7$$

$$l_{b,min} = \max\{0,3 * l_{b,req}; 10 * \phi; 100\text{mm}\} = 0,3 * 1,19 = 0,36 \text{ m} \quad (5.4)$$

$$l_{bd} = 1 * 0,97 * 1 * 0,7 * 1 * 1,19 = 0,81 \text{ m} \geq 0,36 \text{ m}$$

Dado que não existe a distância requerida para uma boa amarração do tirante T1 (ver figura 57), esta teve de ser conferida externamente, ou seja, este tirante foi soldado a uma chapa de ancoragem, como já foi referido no ponto 3.1 deste documento.

5.1.2.3 Verificação das escoras comprimidas

Para esta verificação foi necessário recorrer a uma simplificação dos campos de tensões, como existem campos de tensão descontínuos em todas as direcções foi elaborado um modelo tridimensional (fig.59) para obtermos a área disponível e visualizar o estado de tensão para cada escora.

Como a aplicação de carga externa à peça de betão armado, é feita através de compressão localizada todas as escoras são do tipo “garrafa”, contudo é necessário referir que este efeito tem de ser adaptado ao problema tridimensional.

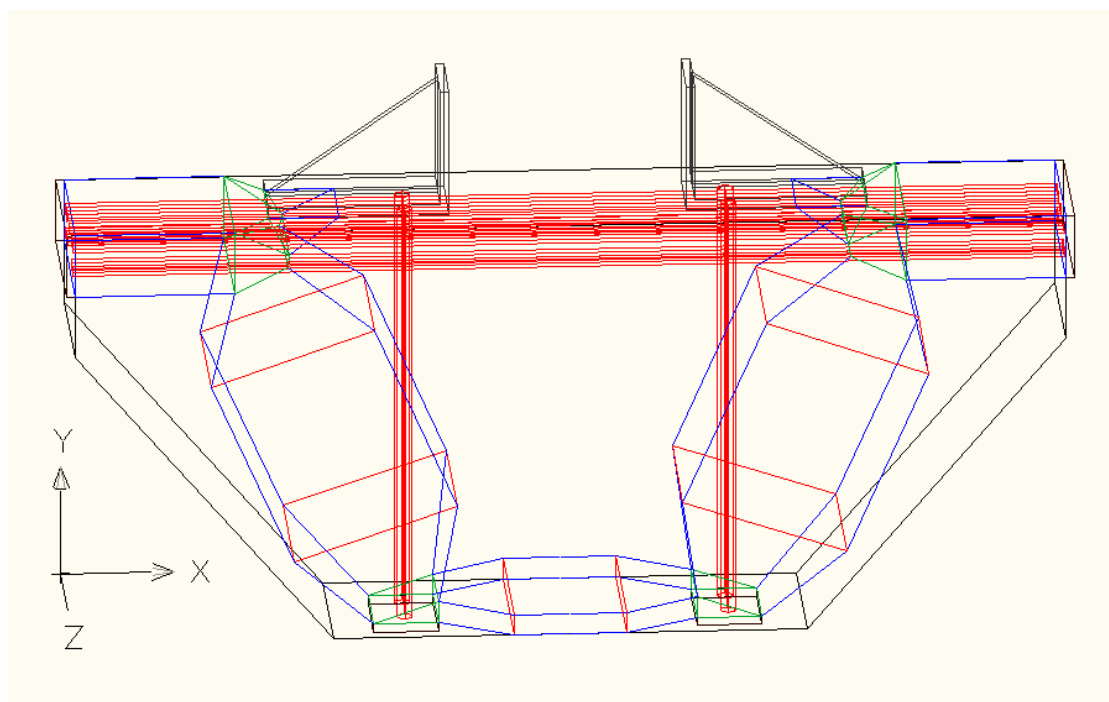


Figura 59 - Modelo de escoras e tirantes tridimensional simplificado

- Escora E1

Esta escora não necessita de verificações segundo esta perspectiva, pois é uma idealização da transferência de uma força da consola metálica para o betão, e a parte da escora referente ao betão pode ser considerada como a uma extensão do nó1 que se encontra numa situação de confinamento mais favorável que este.

- Escora E2

A escora E2 tem tracções nos dois sentidos perpendiculares ao seu eixo como é ilustrado na figura 59, a tensão admissível no betão foi considerada de acordo com a expressão (3.4).

- Escora E3

A escora E3 encontra-se na mesma situação que a E2 e foi avaliada da mesma forma.

- Escora E4

Esta escora embora não apareça representada no modelo final de escoras e tirantes (fig. 58) é formada devido à amarração do tirante T1 tendo por isso a mesma força que esta mas no sentido oposto. A escora E4, para efeitos experimentais, dado o seu nível de confinamento, pode admitir a tensão característica do betão em compressão uniaxial ($f_{ck}=34\text{MPa}$).

A resistência máxima é obtida através da aplicação dos coeficientes de redução de resistência do betão relativos ao modelo ao valor característico f_{ck} .

Dimensionamento das escoras							
Escora	Tirantes ligados	Nós ligados	Fu [kN] cálculo	$\sigma_{Rd, \text{máx}}$ [MPa]	Ac,req [m ²]	Ac disponível [m ²]	Verificação
E1	T1	Consola - N1	1634	-	-	-	-
E2	T1	N1 - N2	920	18,0	0,051	0,160	OK
E3	-	N2 - N2'	370	18,0	0,020	0,020	OK
E4	-		1770	34,0	0,052	0,068	OK

Tabela 4 - Verificação das tensões nas escoras comprimidas

5.1.2.4 Verificação das tensões nos nós

Como a avaliação do nó 1 é o objectivo principal deste estudo, requer um estudo mais aprofundado e a sua modelação e análise será feita num ponto 4.1.3. Assim, apenas aqui será feita a análise para o nó 2.

Na figura 60 encontram-se os dois planos que definem as condições geométricas e as forças que convergem para o nó considerado, com estes elementos pode ser verificado se a magnitude destas forças está dentro da capacidade máxima de resistência do betão.

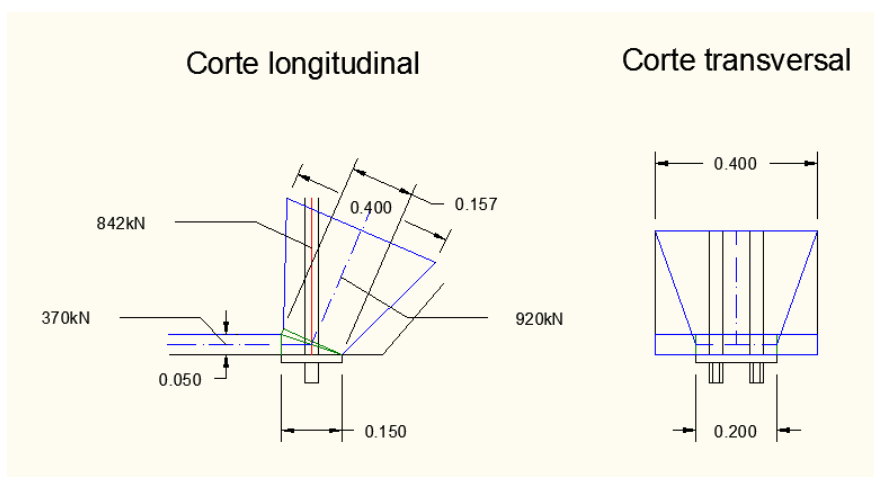


Figura 60 - Pormenorização do nó 2

Como o nó está numa zona confinada, pode utilizar-se a expressão (3.14) para o cálculo das tensões na face correspondente à amarração do tirante T2 e na face perpendicular ao eixo da escora E2. No que diz respeito à face perpendicular ao eixo da escora E3 apenas se teve em conta um acréscimo de resistência de 10% (de acordo com [9], cláusula 6.5.4 (5)), visto que se aproxima dum comportamento bidimensional, ou seja, o espalhamento das tensões apenas foi considerado na direcção transversal da peça.

- Tensão na face perpendicular ao eixo da escora E2:

$$F_{Rdu} = 34000 * \sqrt{\frac{0,4 * 0,4}{0,2 * 0,157}} * 0,2 * 0,157 \leq 3,0 * 34000 * 0,2 * 0,157$$

$$F_{Rdu} = 2410kN \leq 3203kN$$

$$F_{Rdu} = 2410kN > F_{E2} = 920kN \text{ OK!}$$

- Tensão na face onde é amarrado o tirante T2:

$$F_{Rdu} = 34000 * \sqrt{\frac{0,4 * 0,4}{0,2 * 0,150}} * 0,2 * 0,150 \leq 3,0 * 34000 * 0,2 * 0,150$$

$$F_{Rdu} = 2355kN \leq 3060kN$$

$$F_{Rdu} = 2355kN > F_{T2} = 842kN \text{ OK!}$$

- Tensão na face perpendicular ao eixo da escora E3:

$$F_{Rdu} = 34000 * 1,1 * 0,05 * 0,2 = 374kN > F_{T2} = 370kN \text{ OK!}$$

5.1.2.5 Armadura para controlo de fissuração

EC2 (9.7)

$$A_{s, \text{requerida}} = 0,1 * 40 = 4 \text{ cm}^2 \text{ por face}$$

Solução adoptada:

- Armadura horizontal

Ø12 || 0,15 , com área efectiva igual a 7,54cm²/m

- Armadura vertical

Ø12 || 0,20 , com área efectiva igual a 5,65cm²/m

O que dá uma área efectiva por face de 13,19 cm²/m maior que o requerido!

Verificação pela fórmula do ACI:

$$\left(\frac{7,54}{40*15} + \frac{5,65}{40*20} \right) * \text{sen}66,29 = 0,0179 > 0,003 \text{ Verifica!}$$

5.1.2.6 Cálculo das armaduras de cintagem das escoras

Esta armadura serve para resistir às forças de tracção criadas pela dispersão das tensões de compressão, da aplicação de forças concentradas para o interior da peça.

Embora toda a peça seja uma região de descontinuidade pode considerar-se com segurança, restringida a dispersão de tensões aos limites das escoras consideradas no modelo (ver figura 59). Como a maior dimensão das escoras no modelo é de 40 cm a localização dos tirantes poderia ser situada a essa distância da aplicação de carga, mas como distâncias menores aumentam a quantidade de armadura de cintagem da escora, proporcionam também um encurtamento desta distância de espalhamento de tensões.

Como o ângulo de espalhamento máximo pode ser considerado de aproximadamente 45°, caso haja um confinamento adequado, podemos considerar o posicionamento do tirante a 20cm, para que todas as escoras possam ser abrangidas pelo modelo da figura 61, isto deve-se apenas a questões de simplificação.

A força exercida no tirante T devido a uma força F (fig. 61) pode ser calculada com base na seguinte expressão:

$$T = \frac{F}{4} * \frac{0,4 - 0,2}{0,2}$$

Assim podemos calcular as forças exercidas nesses tirantes, e as respectivas armaduras. Caso haja na zona traccionada uma área de betão onde, pela sua resistência à tracção, possa ser garantida a transferência desta força, deve desprezar-se esta armadura e respeitar-se apenas as armaduras mínimas para o controlo da fissuração.

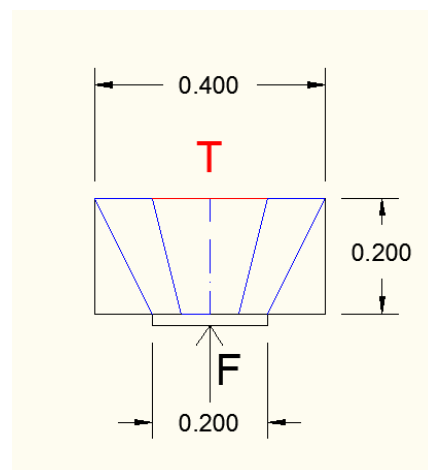


Figura 61 - Modelo de cálculo para os tirantes

- Escora E2

$$F_{E2} = \frac{920}{4} * \frac{0,4 - 0,2}{0,2} = 230kN$$

A área de betão necessária para resistir com segurança a esta força é de:

$$A_{c,t} = \frac{T}{\frac{f_{ctm}}{\gamma_c}} = \frac{T}{\frac{2900}{1,5}} = \frac{T_{E2}}{1900} = \frac{230}{1900} = 0,121m^2$$

Como esta escora tem 40cm (no modelo) pode, simplificadaamente dizer-se que necessita de 30 cm lineares para a transferência desta força, o que indica que não necessita desta armadura.

- Escora E3

$$F_{E3} = \frac{370}{4} * \frac{0,4 - 0,2}{0,2} = 93kN \rightarrow \geq 3\emptyset 12, \quad (F_{S,\emptyset 12} = 0,006^2 * \pi * 400000 = 45kN)$$

$$A_{c,t} = \frac{T_{E3}}{1900} = \frac{93}{1900} = 0,049m^2$$

Dado que a escora tem 0,05cm, e necessitaria de 0,98m para o betão conseguir resistir-lhe com segurança, verifica-se que é necessária.

- Escora E4

$$F_{E4} = \frac{1770}{4} * \frac{0,4 - 0,2}{0,2} = 443kN \rightarrow \geq 10\emptyset 12$$

$$A_{c,t} = \frac{T_{E4}}{1900} = \frac{443}{1900} = 0,233m^2$$

Esta armadura é necessária visto que o ultrapassa largamente a capacidade do betão, sendo a solução adoptada em estribos de 2 ramos circundantes às armaduras principais com um afastamento de 5cm, para que o nó 1 fosse correctamente confinada, esta armadura prolongou-se na sua direcção.

5.1.2.7 Pormenorização das armaduras

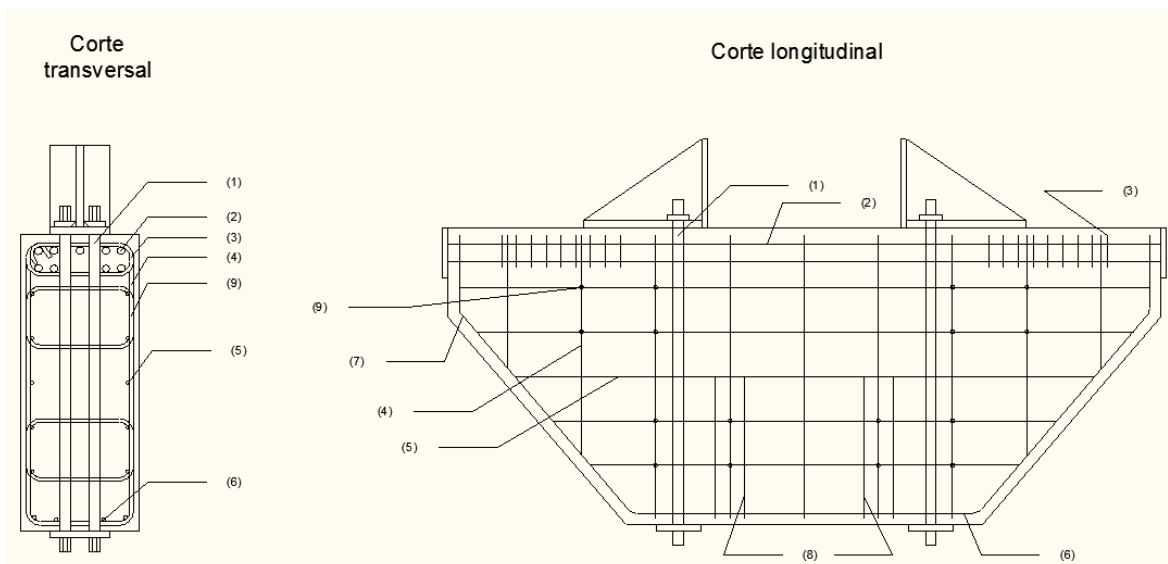


Figura 62 - Pormenorização das armaduras

- (1) (2+2)Ø32 , tirantes T2 (barras de aço de pré-esforço)
- (2) 9Ø25 , tirante T1
- (3) 2RestØ12//0,05 , tirante T4
- (4) 2RestØ12//0,20
- (5) 2RestØ12//0,15
- (6) 4Ø12, armadura construtiva
- (7) 6RestØ12 , tirante T5 e armadura construtiva
- (8) (2+2)Ø12 , tirante T3
- (9) (4+4) 2Rest Ø12

5.1.3 Previsão da carga de ruptura do nó 1

Este nó apresenta características que o deixa fora do âmbito de aplicação dos casos apresentados em 3.2.3.3 (nós em estado biaxial de tensões) e 3.2.3.4 (nós em estado de compressão triaxial de tensões). Visto que o estado de tensões no nó é triaxial, mas as tensões σ_1 não têm uma distribuição uniforme ao longo da sua linha de acção, dentro ou fora do nó.

Com base nas direcções principais, obtidas numa análise elástica, podemos deduzir o esquema apresentado na figura 63. Que ilustra de forma simplificada e adaptada ao modelo de escoras e tirantes utilizado, a convergência dos três campos de compressão no plano do modelo.

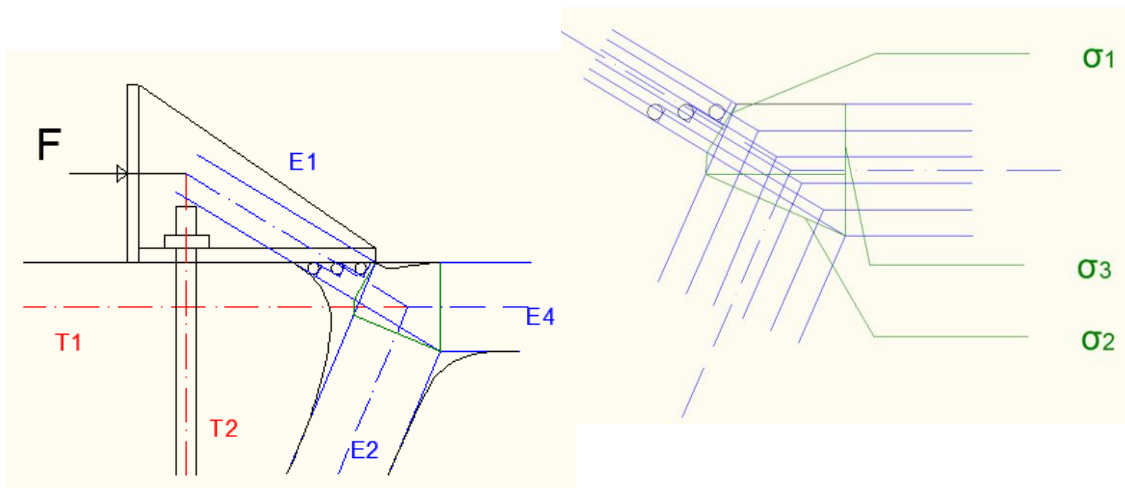


Figura 64 - Esquema ilustrativo do desvio de tensões principais de compressão na proximidade do nó 1 e modelo gerado

Figura 63 - Convergência dos campos de compressão no modelo do nó 1

Previendo a plastificação do betão podemos contar com a contribuição favorável do espalhamento de tensões, mas até ao nó, neste modelo, a escora E1 não contabilizará esse efeito (ver figura 65), por questões de coerência com a formulação, que irão ser explicados mais à frente neste ponto.

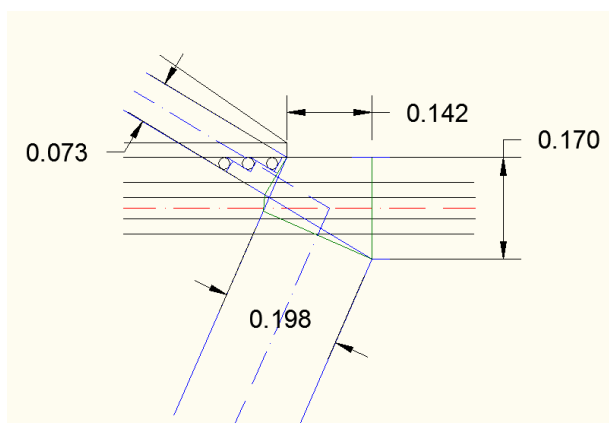


Figura 65 – Definição geométrica (em metros) do nó N1 (corte longitudinal)

Como verificamos nas figuras 63 e 64 existe uma face do nó que não tem confinamento no plano longitudinal. Por análise da esquematização feita na figura 64, e considerando que as tensões na direcção de σ_3 , numa zona periférica a essa face não confinada apenas têm

convergência no plano transversal, podemos utilizar apenas um acréscimo de 10% em relação a σ_3 , devido ao confinamento bidimensional.

Isto implica que a tensão máxima numa secção de 20cm transversais (largura da consola) da escora E4 possa ser:

$$\sigma_{eq,m\acute{a}x} = f_{ck} * 1.1 = 37.4MPa$$

Resultando assim numa força máxima na escora E4 com a mesma intensidade da força de amarração do tirante T1 igual a:

$$\sigma_{3,m\acute{a}x} = \frac{37.4}{2} = 18.7MPa \rightarrow F_3 = F_{T1} = 18700 * 0.4 * 0.17 = 1272kN$$

No plano de corte da peça a escora pode abrir em leque num ângulo igual ao da escora por questões de equilíbrio, e na direcção lateral essa escora abre 45° (ângulo de espalhamento das tensões no betão).

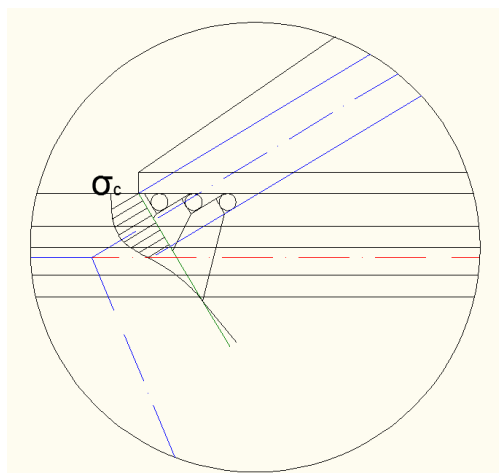


Figura 66 - Tensões de compressão após plastificação

Esta é uma simplificação na qual se encontra implícito o equilíbrio, na realidade as tensões espalham-se em todas as direcções os 45° contudo é necessário obter uma área onde as tensões sejam aproximadamente constantes e que no seu centro de gravidade passe a resultante destas. Como já foi referido apenas o betão à frente dos encaixes será mobilizado a partir de um certo nível de tensão devido à deformação do tirante T2, este facto apenas seria contrariado com

uma deformação excessiva da consola metálica. Pois se esta permanecer com um nível de deformação no regime elástico atrás dos encaixes descola por rotação.

Se na face do nó à qual é perpendicular se quiser encontrar uma tensão equivalente, essa escora não pode ter divergência no seu campo de tensões. Para que a ideia fique clara pode ser feito o seguinte raciocínio:

Se a escora E1 for subdividida em 3 escoras formadas pelos “encaixes” (fig. 65), verificamos que a escora mais avançada está mais perto do nó, tendo assim um menor

espalhamento de tensões. Se contabilizarmos o efeito do espalhamento a face correspondente no nó terá uma área em que o seu centro de gravidade não coincide com a resultante considerada.

Podemos então considerar a área de tensões na face do nó correspondente de $(0,2 \times 0,073 \text{ m}^2)$, e a sua tensão máxima pode ser avaliada segundo a equação (3.13), aplicando a tensão característica do betão pois o objectivo é prever a carga de rotura. E com essa tensão calcular uma força máxima para a escora E1

$$\sigma_{3,m\acute{a}x} = 3 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) * f_{ck} = 88 \text{MPa} \rightarrow F_{E1} = 88000 * 0,2 * 0,073 = 1285 \text{kN}$$

A face do nó correspondente às tensões σ_2 , como está a uma distância capaz de a largura da peça estar toda ela a contribuir podemos fazer apenas o acréscimo de 10% de resistência devido ao confinamento bidimensional.

$$\sigma_{3,m\acute{a}x} = 37,4 \text{MPa} \rightarrow F_{E2} = 0,198 * 0,4 * 37400 = 2962 \text{kN}$$

Assim podemos concluir que a força máxima no modelo de escoras e tirantes é a correspondente à amarração do tirante T1 com uma força máxima de 1272kN, e através do modelo de escoras e tirantes utilizado podemos calcular a força F para a rotura do nó:

- $F_{T1} = F + F_{E3}$

$$\rightarrow F = \frac{F_{T1}}{1 + \frac{0,235}{0,89}} = 1006 \text{kN}$$

- $F_{E3} = F * \frac{0,235}{0,89}$

5.2 Método dos elementos finitos

5.2.1 Considerações sobre os modelos utilizados

Dado não ter sido viável a utilização de modelos que contabilizassem os efeitos não lineares dos materiais, as análises efectuadas através do método de elementos finitos, foram executadas com recurso à teoria da elasticidade sem critérios de paragem. Foi imposta a força calculada através do método de escoras e tirantes e verificadas as tensões obtidas. Através do conhecimento do comportamento dos materiais foram feitas alterações que contribuiriam para, sob o ponto de vista desta análise, obter uma melhoria significativa do modelo face ao real.

A lei de Hooke foi adoptada como a lei constitutiva dos materiais, atribuindo um módulo de elasticidade de 30GPa para o betão e de 205GPa para o aço.

Foram utilizados dois modelos com finalidades distintas, que apresentam resultados complementares, e à falta de uma análise mais apropriada (não linear), a discussão dos seus resultados permite, com base no que já foi dito sobre os materiais, verificar se o que foi

- Modelo 1 (ver figura 69)

O bloco de betão é um sólido compacto e o efeito das armaduras não foi contabilizado, tem em consideração a análise das tensões elásticas da peça de betão armado e simular com maior fiabilidade (comparativamente ao modelo 2) a sua deformação para a análise da peça metálica

- Modelo 2 (ver figura 70)

No segundo modelo foi inserida uma “fenda” central na peça perpendicular às tensões de tracção a armadura do tirante principal, deixando apenas conectada uma secção de $0,05 \times 0,4 \text{ cm}^2$ para as tensões de compressão. E inseriu-se as armaduras do tirante principal T1 amarradas nos extremos longitudinais opostos da peça de betão, sendo feita a transferência desta força pela chapa de amarração.

Esta simulação não é de todo realista, devido ao facto deste tirante ser externo ao betão e não transferir força de tracção a este nos segmentos entre fissuras, como na realidade se verifica. Contudo consegue-se uma melhor reprodução da realidade, com a excepção de algumas particularidades que serão descritas na apreciação dos resultados.

5.2.2 Resultados e apreciações complementares

5.2.2.1 Consola metálica

Como a análise do aço é bastante mais simples que a do betão foi possível analisar a consola do ponto de vista das tensões equivalentes ou efectivas, que utiliza a o critério de cedência de von Mises.

Uma análise não linear material que contabiliza-se a plastificação do aço ira certamente contribuir para uma melhor avaliação deste elemento, e da sua resposta na zona de contacto com o betão, contudo resolveu-se manter o mesmo nível de sofisticação que para os restantes elementos.

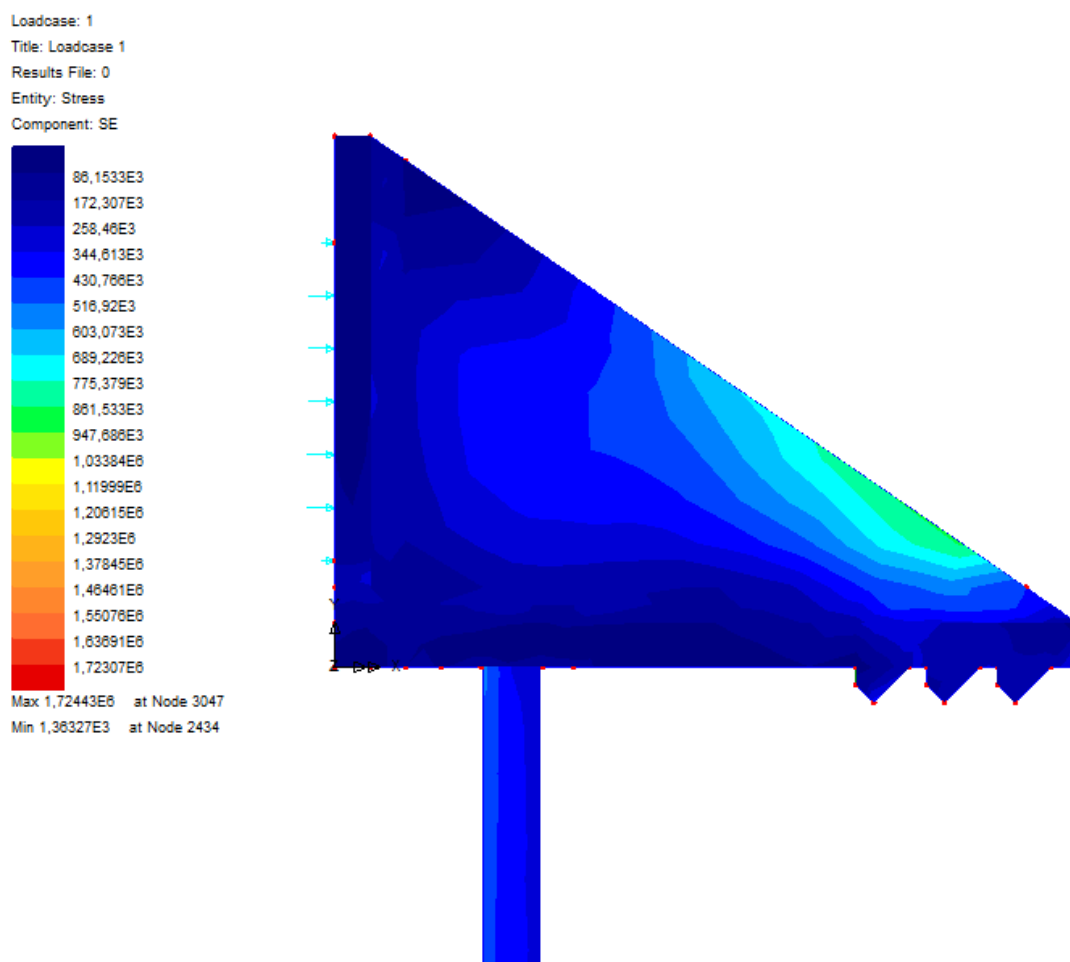


Figura 67 - Tensões equivalentes (SE [kPa]) na consola metálica

Como se trata de uma análise elástica existem tensões localizadas extremamente elevadas que não serão atingidas devido distribuição de tensões por cedência do material. As tensões mais elevadas a registar são as da alma, resultados acima desses são devidos à tensão de contacto entre barras de ancoragem e consola. Valores tão elevados são justificados por existir uma flexão significativa das barras nessa zona.

Como grande parte da alma da consola se encontra com tensões muito acima dos 355MPa (fig. 67) podemos afirmar que os 1400 kN estão para além da capacidade resistente da mesma, mesmo que o efeito do endurecimento permita que se atinja este carregamento as deformações serão extremamente elevadas.

Podemos também observar a tensão nas barras do tirante T2 na ordem dos 400MPa que corresponde a uma força nesse tirante de aproximadamente 650kN, bastante abaixo dos 842kN previsto no modelo de escoras e tirantes. Esse facto pode ser explicado pela má simulação do contacto entre consola e betão, que assegura um binário de forças de tracção e compressão que não deveria existir entre betão e aço.

Esta análise permitiu também que o fosse estabelecido um valor máximo de carregamento para o dimensionamento do bloco de ancoragem, pois se as incertezas relativas à resistência da ligação betão-aço não poderiam estabelecer esse valor com um grau de precisão aceitável, a resistência da consola será o factor de limitação da carga para a qual a peça de betão armado foi dimensionada.

Contudo a análise da consola, no âmbito deste estudo, serve essencialmente para algumas verificações essenciais de pressupostos que foram admitidos no modelo de escoras e tirantes, que são:

- A estimativa do ângulo da escora E1.

Das direcções das tensões de compressão principais na consola (fig. 68) pode dizer-se que o seu ângulo se situa entre aproximadamente 30° e 35° face à horizontal, contudo como existe um nível considerável de tracção na interface este valor tem associado um erro considerável.

- A sua deformação relativa face ao betão.

Podemos estabelecer que a admissão inicial da deformação relativamente à base da consola é comprovada pela deformada deste modelo (fig. 68). A rotação da peça metálica face ao betão não permite solicitar o betão atrás da posição dos “encaixes”, essa admissão na elaboração do modelo de escoras e tirantes é mais uma vez sustentada.

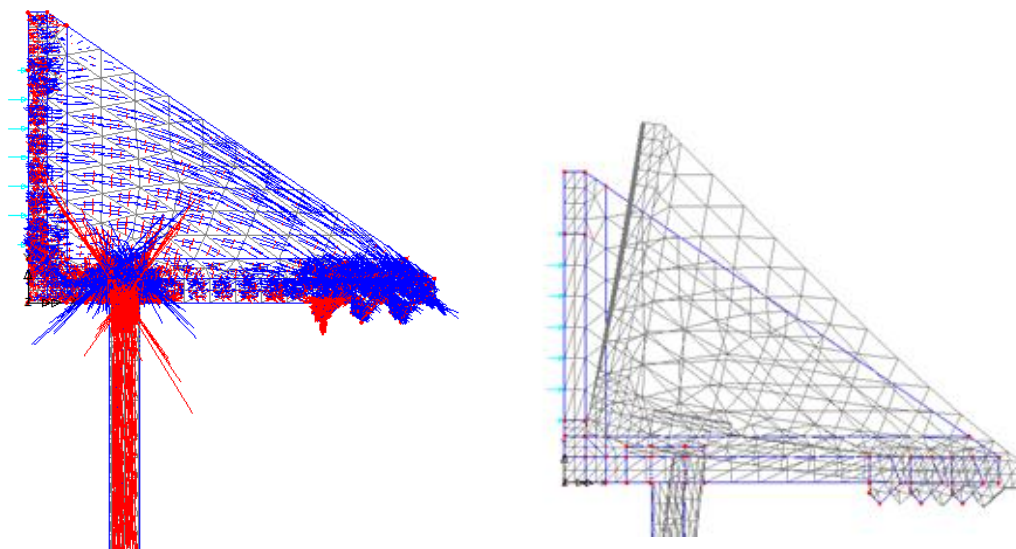


Figura 68 - Direcções e magnitude relativa das tensões principais na consola (à esquerda) e a respectiva deformada (à direita)

5.2.2.2 Modelo 1

Da análise das tensões elásticas apenas convém analisar os resultados relativos à direcção e intensidade das tensões principais, visto que o comportamento do betão rapidamente diverge da solução elástica. Com uma carga relativamente baixa a fissuração faz com que haja uma redistribuição de tensões, além disso existem fenómenos localizados, onde elasticamente as tensões são extremamente irrealistas.

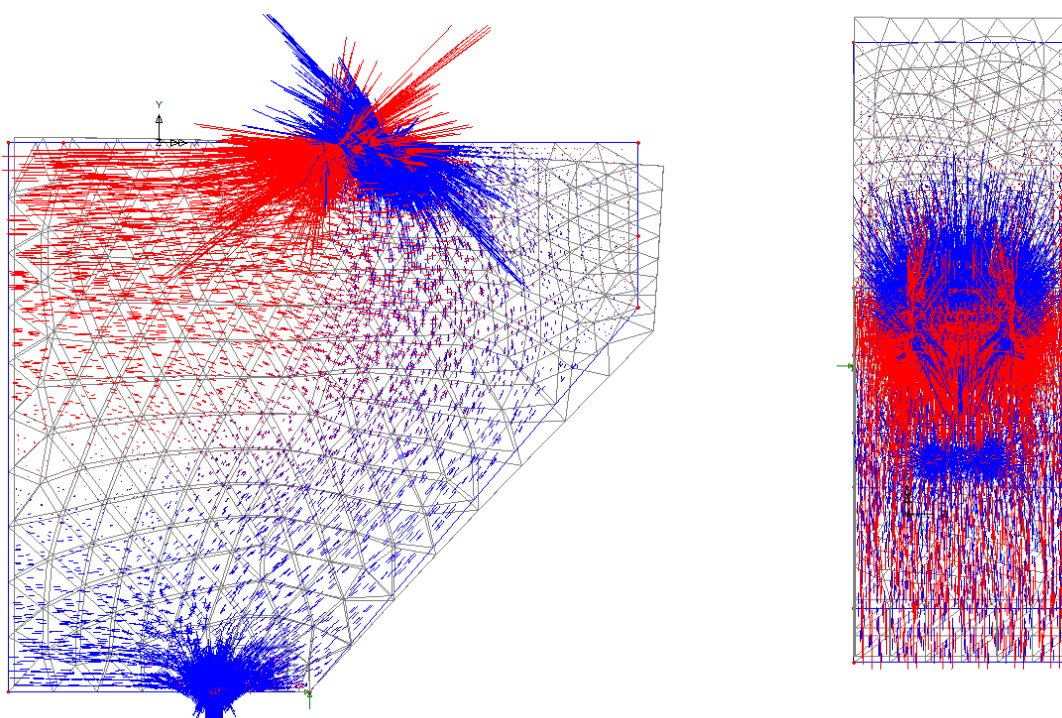


Figura 69 - Direcção das tensões principais no modelo 1, vista longitudinal (à esquerda), vista de topo (à direita)

Na figura 69 temos uma representação de como divergem/convergem as tensões num regime elástico que se apresenta como uma descrição realista do comportamento do bloco de betão armado até as armaduras do tirante principal T1 serem solicitadas após a fissuração central da peça. Após essa primeira fase da peça não fissurada o segundo modelo elaborado representa com maior fiabilidade o comportamento do betão.

5.2.2.3 Modelo 2

Neste novo modelo foi feita uma análise com a simulação de uma fissura central, e a armadura do tirante T1 foi adicionada por sobreposição, sendo a sua resistência à deformação transferida para o betão através das placas externas onde é amarrado.

Este modelo representa com maior realismo como se distribuem as tensões no betão após ocorrer a fissura central, inclusive forneceu informações relevantes para a construção do modelo de escoras e tirantes utilizado.

Comparativamente ao primeiro modelo pode observar-se na figura 70 que perto da ligação consola-betão três campos de compressão (a azul) convergem para encontrar o equilíbrio, enquanto que no primeiro modelo (fig. 69) o campo de compressão é progressivamente “desviado” pelas tensões principais de tracção do betão.

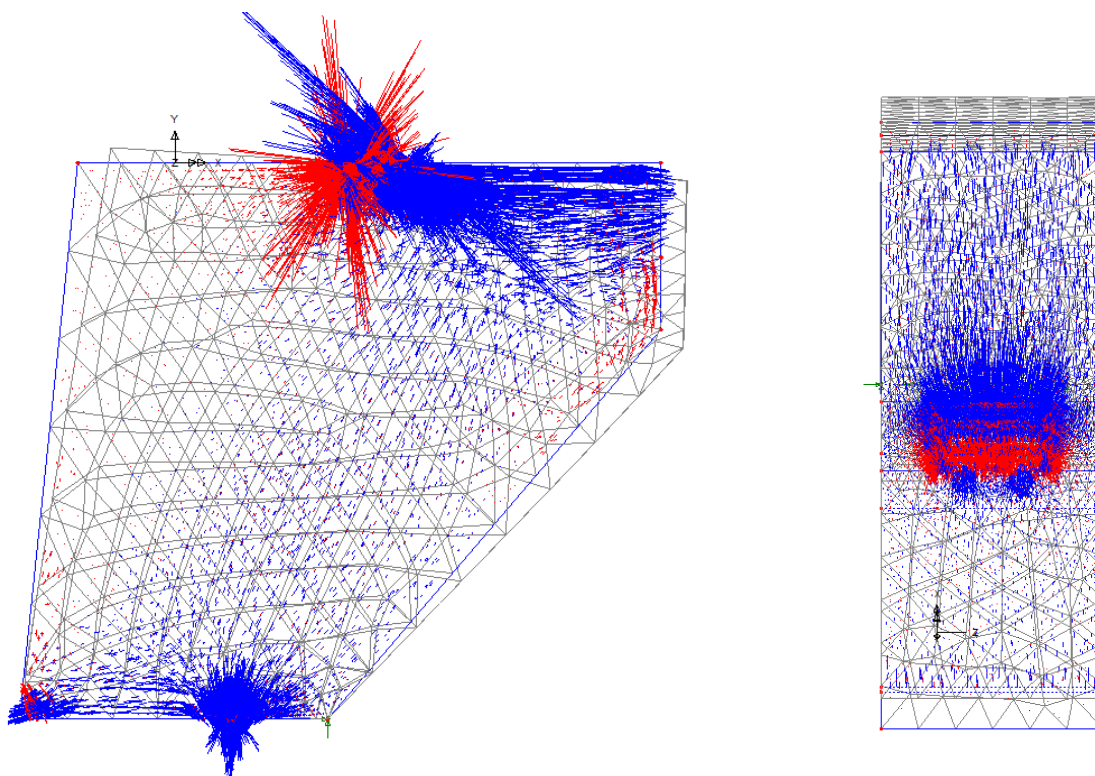


Figura 70 - Direcção das tensões principais no modelo 2, vista longitudinal (à esquerda), vista de topo (à direita)

Como a tensão das armaduras é aplicada externamente, simula de forma simplista, o caso de haver rotura de aderência das armaduras do tirante T1. Na realidade a rotura de aderência não se dá devido à activação progressiva da placa onde estão ancoradas, a tensão destas armaduras não será transferida externamente na sua totalidade. Mas se acontecesse o modelo de escoras e tirantes teria de ser refinado para contabilizar o efeito da aplicação da carga junto ao bordo da peça (ver figura 25). Neste modelo verifica-se pelo aparecimento de tensões de tracção perpendiculares à aplicação da carga (fig. 70).

6. Análise Experimental

6.1 Abertura e evolução da fissuração

6.1.1 Primeiro ensaio

A observação das primeiras fissuras foi feita no patamar de carga correspondente a 0,3 MN. Uma fissura central sobressai relativamente às outras localizada sensivelmente na parte central da peça num plano perpendicular à aplicação de carga como era previsível, o seu efeito é simultaneamente observado nas medições das extensões do tirante T1.



Figura 71 - Fissuração da peça de betão armado (1º ensaio)

Como existe um preferencial plano de ocorrência de fissuras prematuras na localização do tirante T2, devido às aberturas, e este estar também localizado em zona de betão traccionado, nos patamares 0,3MN e 0,4MN aparecem e são dirigidas por esse mesmo plano.

Ainda no patamar de carga de 0,4 MN são observadas as primeiras fissuras devidas à compressão do betão à frente dos dentes da consola e tracção atrás.

Nos carregamentos seguintes registou-se uma evolução das fissuras até que nos patamares de carga de 0,8 e 0,9 aparecem com maior evidência as fissuras devidas ao betão comprimido pela consola metálica, o padrão de fissuração demonstra ainda a capacidade de distribuição de tensões do betão, observando-se ângulos que



variam entre os 30° e os 45° (fig.72).

Figura 72 - Fissuração da peça de betão na face de ancoragem (1º ensaio)

Algo que já tinha sido demonstrado nos modelos numéricos e que foi também visualizado refere-se à deformabilidade dos materiais que é bastante importante na análise destas ligações, enquanto que a deformação das barras começou a ser visível relativamente cedo com a descolagem da consola relativamente ao bloco, na parte comprimida as deformações verticais não foram perceptíveis até ao fim do ensaio. Contudo as deformações horizontais davam indícios visuais, como o destacamento de pequenas lascas superficiais de betão na frente da consola no patamar de carga 0,9MN.

6.1.2 Segundo ensaio

No segundo ensaio experimental, registou-se o crescimento das fissuras relativas ao primeiro ensaio e o aparecimento de novas fissuras na escora E3 com uma direcção diferente das fissuras existentes, com maior grau de simetria, o que indica que o funcionamento global neste segundo ensaio foi mais coerente com o modelo de cálculo.

6.2 Rotura da ligação

6.2.1 Primeiro ensaio

Por fim o ensaio terminou com uma rotura explosiva devido ao destacamento de uma lasca de betão em frente à consola (fig.73), e toda a resistência à componente horizontal da força passou para as barras e uma componente devida ao atrito na interface de rotura.

Esta rotura para um betão da classe C30/37 não é usual, contudo é necessário ter em mente que a força aplicada no betão faz um ângulo de aproximadamente 30° e é equilibrada em betão confinado parcialmente esmagado, e esse confinamento é menos efectivo na direcção da superfície onde ocorreu a rotura. Dado que há um aumento significativo das extensões no núcleo confinado de betão, a sua expansão vai ser maior na direcção onde a



Figura 73 - Rotura da ligação por destacamento parcial da zona não confinada junto à base da peça

energia de deformação é menor, ou seja, na direcção da superfície.

6.2.2 Segundo ensaio

Apesar de não ter ocorrido rotura efectiva, as consolas entraram em cedência e atingiu-se uma elevada deformação plástica e o ensaio deu-se por terminado antes da base do macaco hidráulico entrar em contacto directo com a consola como demonstra a figura 74 (b).



(a)



(b)

Figura 74 – (a) Deformação da consola metálica, (b) Pormenor ilustrativo da proximidade da base do macaco hidráulico com a consola metálica



Figura 75 - Rotura secundária da ligação

Como o tirante T2 (barras de ancoragem) está num domínio elástico quando se dá a descarga recupera, o que obriga a consola a assentar no betão na parte traseira, enquanto que na parte dianteira levanta pois já tinha ganho deformações plásticas não recuperáveis. Este facto permite explicar esta rotura, se analisarmos a forma real dos “encaixes”

(ver figura 44).

6.3 Medições

6.3.1 Esquema de medições

Os dados obtidos por meio de extensometria eléctrica forneceram dados coerentes, o que indica que tenham funcionado de modo correcto sendo os dados correlacionáveis com as grandezas que pretendíamos encontrar nesta experiência.

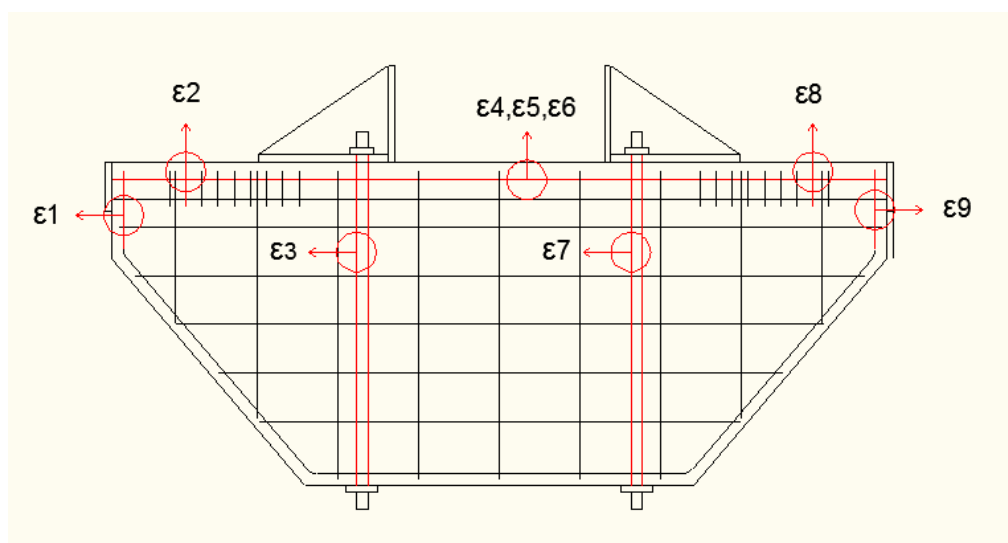


Figura 76 - Localização dos extensómetros

6.3.2 Primeiro ensaio

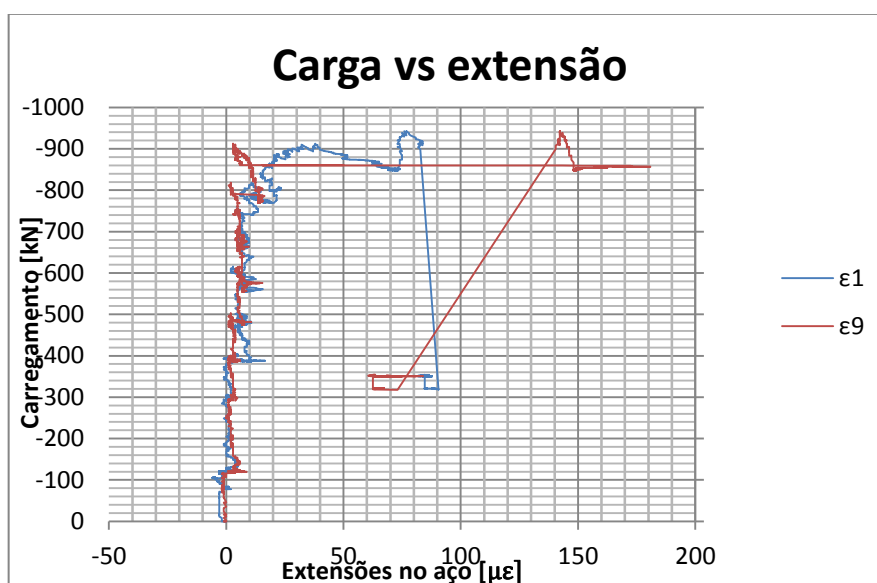


Figura 77 - Ensaio 1, gráfico carga-extensão (ϵ_1, ϵ_9)

Para o tirante que prevê a activação da placa de ancoragem do tirante T1 denota-se que quase até ao final do carregamento não foi activado, assim podemos quase afirmar que a armadura do tirante T1 foi quase exclusivamente ancorada no betão. Embora quase no final do ensaio tenha indícios de ter sido activado, pois nas imediações da carga 0,9MN sofreu uma extensão considerável.

A activação das armaduras relativas a estes extensómetros de forma mais pronunciada indica que a amarração do tirante principal da peça de betão é feita pela chapa de ancoragem desse mesmo tirante. Dando-se o caso de isto acontecer podemos inferir que os nove varões constituintes do tirante principal estarão a ser solicitados de forma quase equitativa, com as diferenças apenas dadas por haver varões em 2 camadas que contribuem para o equilíbrio do modelo com uma ligeira diferença.

Caso não seja verificada podemos prever que os varões mais próximos da zona de betão confinado poderão estar sujeitos a extensões maiores, se não houver rotura de aderência nessa zona confinada. Num caso extremo, os varões nessa zona iriam ter níveis de deformação plástica muito mais pronunciados.

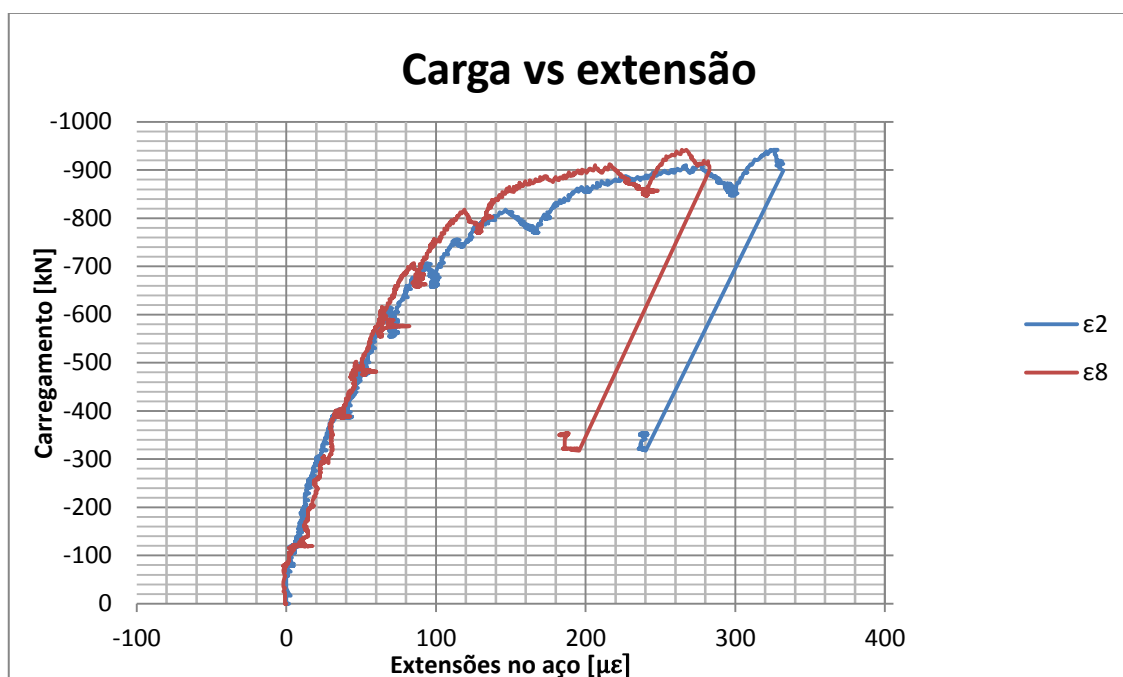


Figura 78 - Ensaio 1, gráfico carga-extensão (ε2,ε8)

No tirante das forças transversais à escora E4 temos um aumento do seu alongamento primeiramente num regime de quase linearidade, até que a partir dos 0,5MN a 0,6MN as variações de extensões são gradualmente maiores, o facto deve-se à instabilidade da microfissuração paralela ao eixo da escora E4.

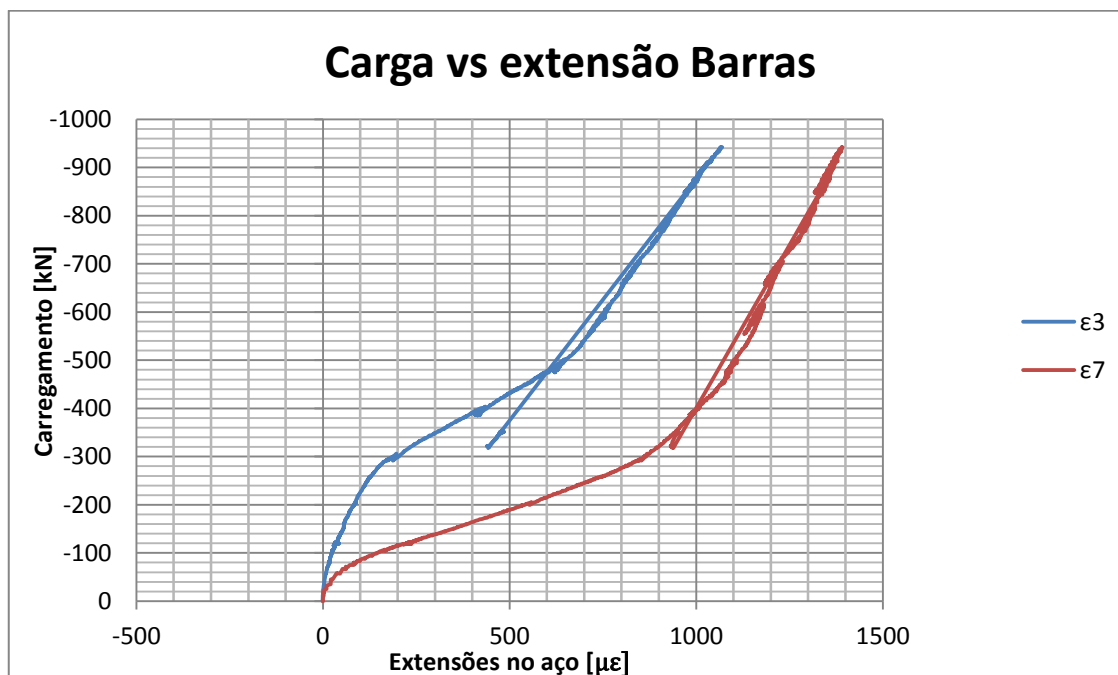


Figura 79 - Ensaio 1, gráfico carga-extensão (ϵ_3, ϵ_7)

Para as barras de ancoragem (T2) das consolas as extensões decorreram de forma anormal face ao que era esperado, pois estava previsto que estivessem sujeitas ao mesmo esforço, e isso não foi verificado. Esta assimetria evidencia-se logo desde início com a barra do lado correspondente ao macaco hidráulico a sofrer extensões que se distanciam das ocorridas na barra do lado da célula de carga (ver figura 53). Este fenómeno dá-se até um pouco antes dos 0,3MN (coincidente com a abertura das fissuras centrais) e de seguida há uma gradual aproximação que indicia uma tendência para os seus valores convergirem. Contudo não se chegaram a igualar devido à rotura da ligação.

Outra característica destes resultados, e esta sim, já esperada, foi a não linearidade das extensões durante o carregamento. Com o aumento da força F a mobilização de betão nos encaixes seja cada vez maior fazendo aumentar o ângulo da escora E1, quanto maior for esse ângulo mais solicita o tirante T2. A passagem para um troço linear com menores variações de extensão por unidade de carga está associada à plastificação do betão e da consola metálica.

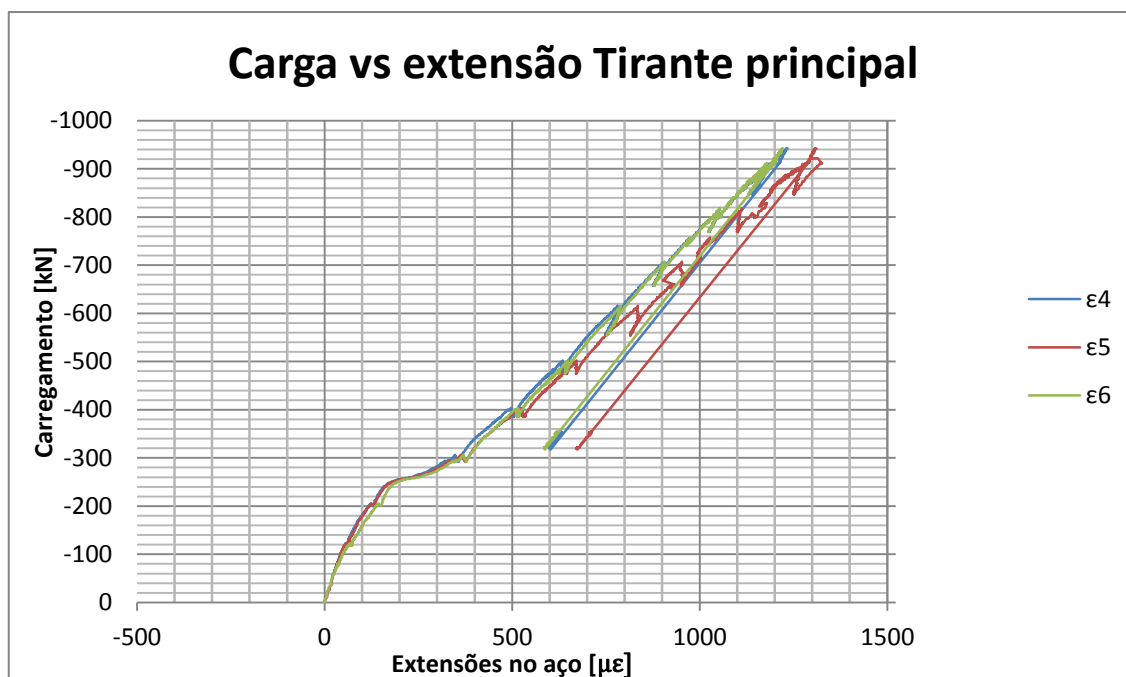


Figura 80 - Ensaio 1, gráfico carga-extensão ($\epsilon_4, \epsilon_5, \epsilon_6$)

A concordância dos resultados das extensões no tirante T1 com o padrão de fissuração é neste gráfico principalmente notória, até aos 0,25MN de carga aplicada o betão funciona à tracção e o alongamento do tirante acompanha a deformação do betão, depois existe uma variação acentuada de extensões relativas à abertura das fissuras e transferência dessa força para o aço. Após essa fase as extensões no aço aumentam de forma quase linear até ao fim do ensaio.

Dos três varões monitorizados um destaca-se com maiores extensões nesta fase linear, e o facto deve-se a ser o varão central, que passa no centro do nó 1 onde a amarração é mais efectiva.

Dados relativos à resistência de pico da ligação									
Posição	1	2	3	4	5	6	7	8	9
F (kN)	942,4								
ϵ ($\mu\epsilon$)	76,9	325,5	1069,9	1233,9	1311,4	1222,6	1392,7	267,3	142,3
σ (Mpa)	16,1	68,4	224,7	259,1	275,4	256,7	292,5	56,1	29,9

Tabela 5 - Dados relativos à resistência de pico (ensaio1)

Se considerarmos a consola indeformável e que o tirante T não actua na resistência ao corte podemos inferir o ângulo da escora E a partir do equilíbrio de forças, sendo este o ângulo do vector resultante da força F (componente horizontal) e da força do tirante T (componente vertical). Assumidas as simplificações podemos elaborar um gráfico da variação dos ângulos das escoras através da equação seguinte:

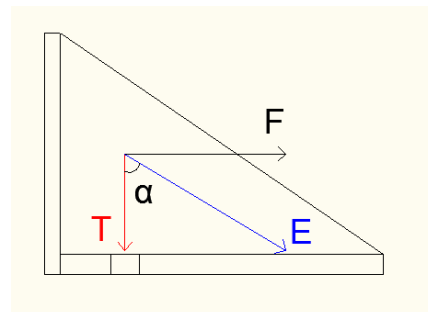


Figura 81 - Esquema ilustrativo da determinação do ângulo da escora

$$\alpha = \tan^{-1} \frac{T}{F}$$

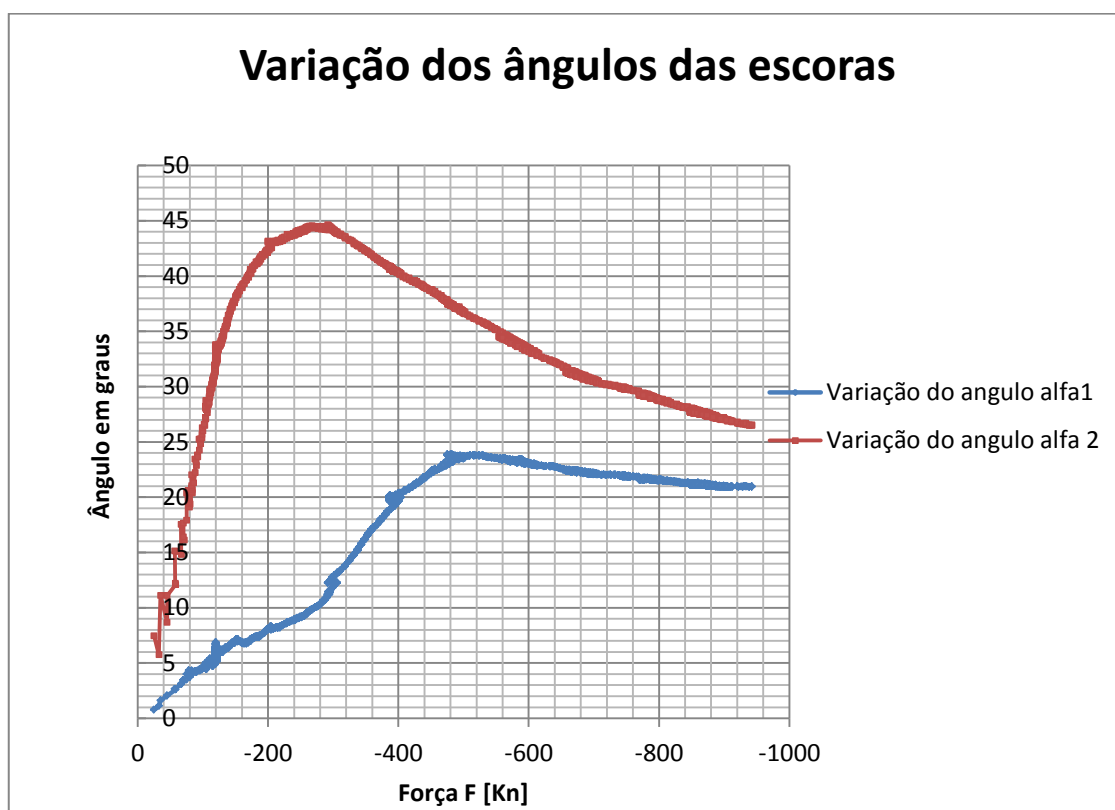


Figura 82 - Estimativa do ângulo da escora E1 (ensaio 1)

Inicialmente ainda existe alguma aderência da chapa ao betão e o ajustamento das imperfeições menos relevantes, após a fissuração do betão na zona comprimida, o valor desse ângulo deveria estabilizar indicando a direcção da escora E1.

Considerando que as tensões entre chapa e betão aumentam com a aplicação de carga e que a cada incremento de carga uma maior área de contacto estará a ser solicitada, o ângulo destas escoras deveria aumentar progressivamente. Contudo verifica-se para os dois casos um decréscimo do valor deste ângulo, que só pode ser conseguido através de uma redução substancial da excentricidade de aplicação da força F (gerada pelo macaco hidráulico), esta redução tem maior expressão na consola onde se verificou a rotura.

6.3.3 Segundo ensaio

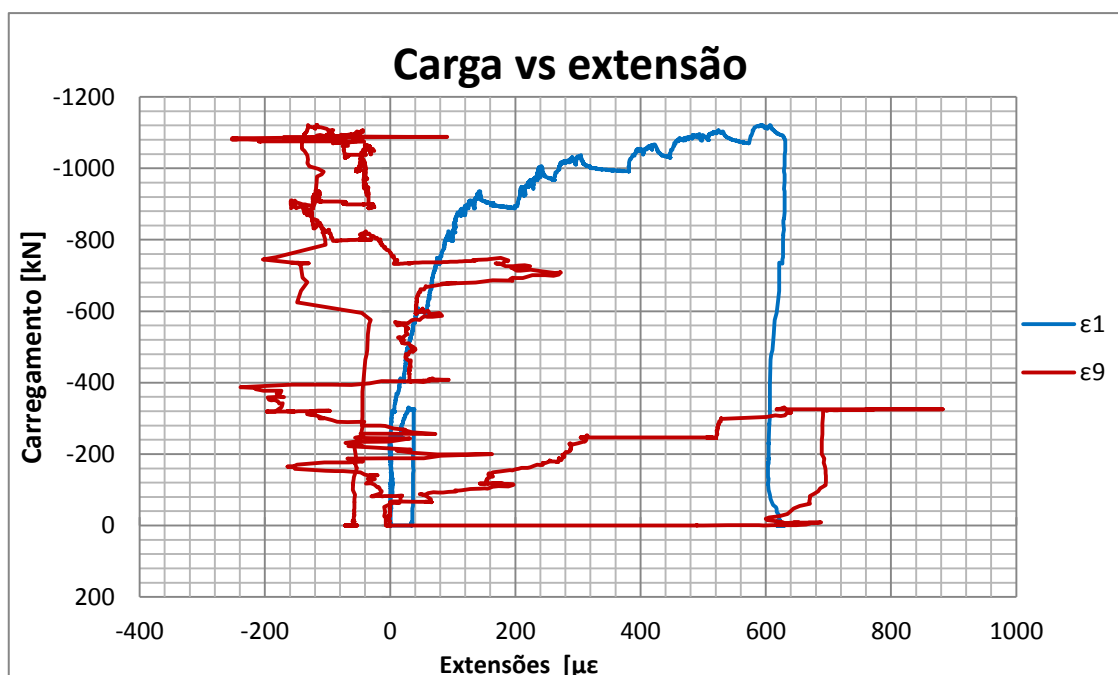


Figura 83 - Ensaio 2, gráfico carga-extensão (ϵ_1, ϵ_9)

Os extensómetros 1 e 9 registaram valores que indicam o seu mau funcionamento, o que poderá ser devido a compressão lateral, influência de agregados próximos, ou danificação parcial dos fios que estão inseridos no betão.

O facto de o extensómetro 1 ter registado valores coerentes com o primeiro ensaio, iniciando o patamar de maiores deformações exactamente onde terminou no ensaio anterior, pode ser indicativo que terá funcionado correctamente, contudo a não recuperação na

descarga não é assim tão coerente. Embora também não tenha sido registada visualmente nenhuma fissura afirmar que a activação mais pronunciada da chapa de ancoragem do tirante T1 não pode ser feita com base nestes dados (fig83).

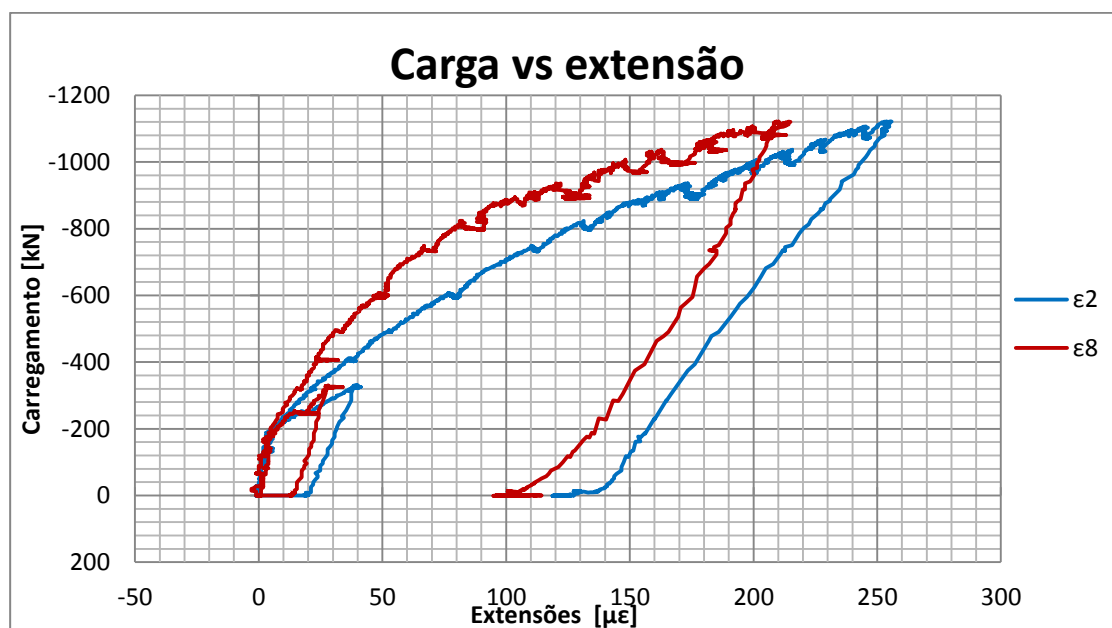


Figura 84 - Ensaio 2, gráfico carga-extensão (ϵ_2, ϵ_8)

Devido à fissuração já instalada pelo primeiro carregamento as extensões foram crescendo de forma mais gradual, deixando de existir um trecho mais rígido e quase linear ao início e com um patamar de cedência tão acentuado como no primeiro ensaio. Relativamente ao ensaio anterior pode destacar-se um menor esforço das armaduras que foram instrumentadas, o que não significa que a força de fendilhação transversal seja necessariamente menor. Isto pode ser explicado pelo facto de que, com a plastificação do betão outros varões deste tirante possam ser accionados reduzindo o esforço deste que foi efectivamente medido em particular (fig84).

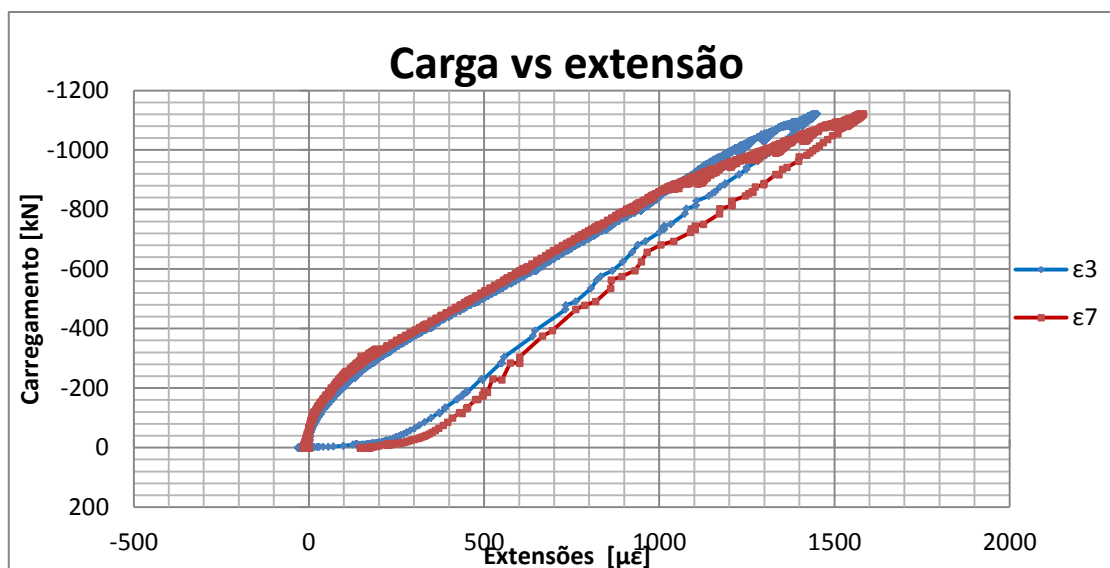


Figura 85 - Ensaio 2, gráfico carga-extensão (ε3,ε7)

Com a imposição da simetria do carregamento através da utilização dos centradores de carga, resolveram-se as grandes disparidades, obtidas no primeiro ensaio, entre as forças nas barras do tirante T2. Observa-se um trecho não linear até à fissuração do grout, e posteriormente as extensões variam quase linearmente com a aplicação de carga dado que as fissuras do bloco de betão já foram impostas pelo carregamento anterior: Ultrapassada a carga máxima a que a peça já esteve sujeita, começam de novo a ser registadas variações de extensões não lineares, inclusive os tirantes T2 simétricos (3 e 7) começam a ter variações mais significativas entre si (fig. 85).

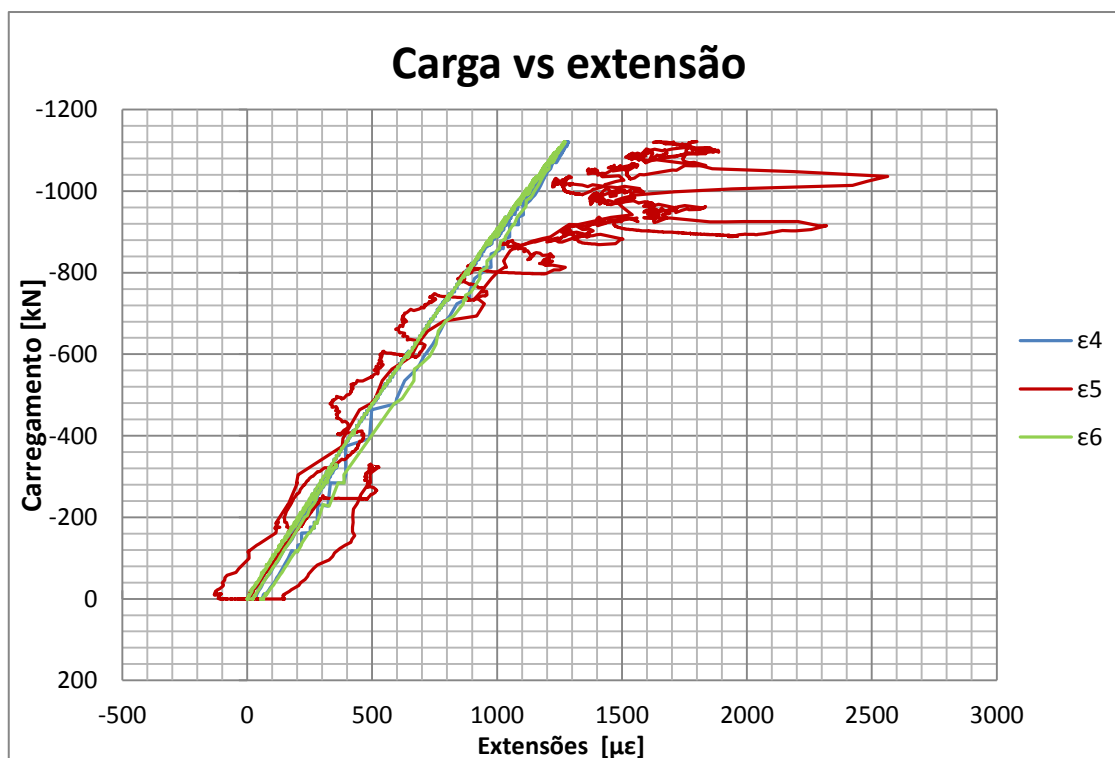


Figura 86 - Ensaio 2, gráfico carga-extensão ($\epsilon_4, \epsilon_5, \epsilon_6$)

Como se prevê pelo modelo de escoras e tirantes, após a fissuração central da peça de betão armado, as extensões do tirante T1 variam quase linearmente com o carregamento, visto que não há grandes alterações do posicionamento da resultante da escora E3. No caso do varão onde são medidas as extensões ϵ_5 embora possam ter ocorrido algum deslizamento do betão sobre o extensómetro, que pudessem justificar a aparente inexactidão das medições. Existe uma justificação igualmente plausível, que é o facto de ser a única barra se encontra completamente sob as consolas metálicas, dado este facto existem duas características diferenciadoras que são:

- É barra que se encontra na zona onde ocorrem maiores extensões no betão que se encontra em estado triaxial, e assim, com grande capacidade de amarração.
- O efeito da deformação dada pela componente vertical da força introduzida no betão pelas consolas, perpendicular a essa barra, aumenta a força de tracção nesta, como cargas perpendiculares aplicadas numa corda bi-ancorada.
-

Outro facto que sustenta esta justificação é a ocorrência do mesmo fenómeno no primeiro ensaio, embora se tenha feito sentir com menor intensidade.

Esta barra central, apresenta ainda extensões que indicam a passagem do patamar de cedência do aço, pois atingiu-se $2500\mu\epsilon$ que corresponderia em regime elástico a uma tensão

de aproximadamente 525MPa, contudo recuperou e temos uma tensão de aproximadamente 378MPa no valor de carga máximo registado.

Dados relativos à resistência de pico da ligação									
Posição	1	2	3	4	5	6	7	8	9
F (kN)	-1121,5								
ϵ ($\mu\epsilon$)	606,6	255,8	1451,3	1286,1	1799,6	1272,3	1582,7	214,1	-131,0
σ (Mpa)	127,1	53,7	297,5	270,1	377,9	267,2	324,5	45,0	27,5

Tabela 6 - Dados relativos à resistência de pico (ensaio2)

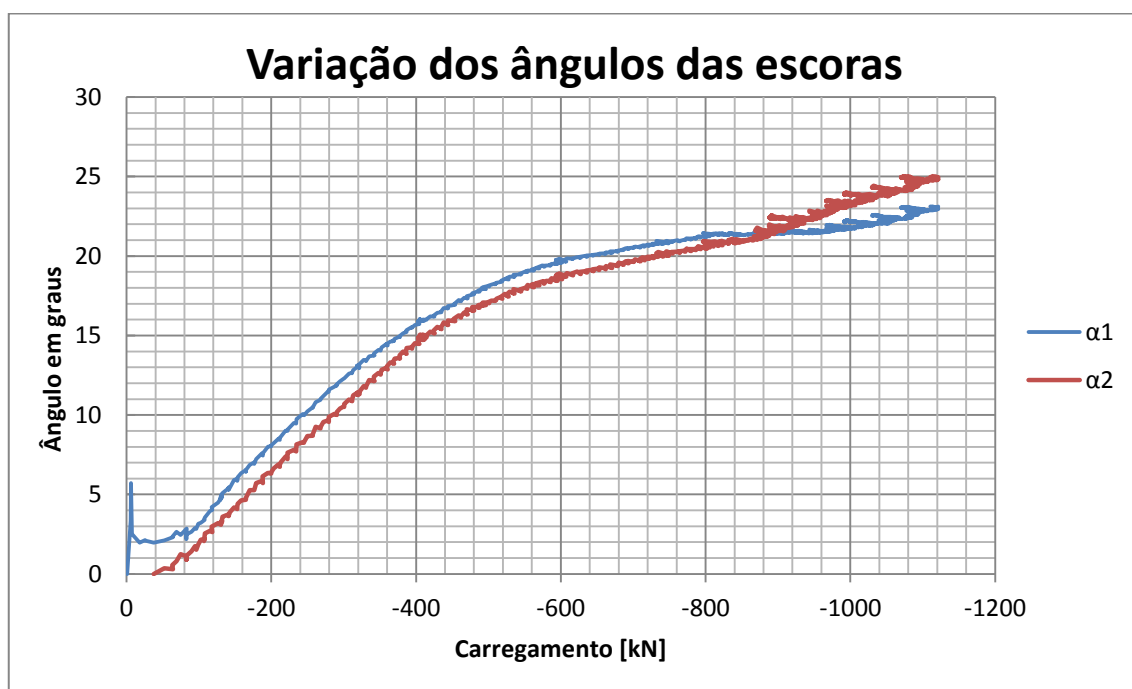


Figura 87 - Estimativa do ângulo da escora E1 (ensaio 2)

No gráfico observa-se a convergência para um valor na ordem dos 22°, bastante menor que o ângulo de 30° admitido no modelo de escoras e tirantes. Inclusive este ângulo é incompatível com a formulação, pois a escora E1 não passa pela zona de compressão.

7. Discussão de resultados e conclusões

Como os ângulos obtidos não são realistas, pois divergem das condições para que assumidas para a sua obtenção, os únicos valores que podem ser comparados são os dos tirantes T1 e T2, na tabela 7.

	F=942kN		F=1121kN	
	T1[kN]	T2[kN]	T1[kN]	T2[kN]
MET	1190	566	1416	674
EXP	1170	416	1325	500

Tabela 7 Comparação entre os valores experimentais e os obtidos no modelo de escoras e tirantes

A diferença entre os valores obtidos no modelo de escoras e tirantes (MET) e os obtidos experimentalmente (EXP), é devida à simplificação da consola se comportar como um elemento rígido, visto que não é possível estabelecer no modelo rígido o equilíbrio das forças verificadas experimentalmente.

Como a consola tem a base de aplicação de carga (banzo) mais rígida que a alma, a resultante das tensões de tracção aplicadas pelo tirante T2 na consola inclina-se na direcção do banzo. Assim teria de se refinar o modelo para ter em conta esse efeito.

No primeiro ensaio a rotura prematura deveu-se ao deslocamento da excentricidade do carregamento da consola, como é uma rotura frágil verifica-se a necessidade de garantir que no uso destas soluções, a carga seja correctamente posicionada de modo a prevenir que se distancie do modelo utilizado. Pode também prever-se no modelo de cálculo as tolerâncias de posicionamento.

Neste ensaio a rotura prematura deveu-se aos desvios da simulação real face aos pressupostos assumidos no modelo de cálculo, mesmo com uma alteração na excentricidade que iria ser bastante penalizadora na análise numérica, a ruptura deu-se com uma proximidade bastante elevada da situação mais favorável assumida no modelo.

No segundo ensaio demonstrou-se a coerência com o modelo de cálculo, colocando a resistência da ligação acima da que demonstrou a análise numérica. Verifica-se que ainda assim é uma análise conservadora.

É de salientar que com a inserção de encaixes de pequena dimensão, que podem ser inseridos no recobrimento, estas soluções são viáveis para a transmissão de forças de grande

magnitude e com um ângulo de inclinação relativamente baixo face à superfície do betão. Isto demonstra a grande capacidade de redistribuição de tensões facultada pelos seus mecanismos de internos.

Os resultados obtidos são expressivos, não só pela magnitude das forças envolvidas, mas também porque se reduziu o trabalho, a quantidade de material e numa situação real ter-se-iam reduzido as preocupações com a intercepção de armaduras, e ainda assim a peça metálica foi levada ao limite das suas capacidades.

A formulação utilizada pode ser utilizada para o cálculo da resistência da ligação, no que diz respeito ao betão armado, indica ser apropriada, pois de modo simples consegue obter-se um modelo que retrata com fiabilidade uma complexa que com análises numéricas mais avançadas dificilmente seria conseguida.

Também podem ser estabelecidas algumas considerações que foram geradas pela análise experimental:

- O posicionamento da indentação provida para estas soluções, contribui para em grande medida para o seu desempenho, ela tem de ficar dentro de certos limites, têm de ficar numa zona que, face a deformabilidade das soluções utilizadas, possa contribuir para a transmissão de esforços. E o “dente” mais avançado não deve ficar na extremidade, deve ser garantido um certo nível de confinamento pois serão lá que se irão registar os níveis de tensão mais elevados.
- Um pequeno confinamento como foi executado no segundo ensaio, pode garantir uma maior ductilidade da solução, visto que é bastante flexível assegura apenas a estabilidade de fissuras paralelas à superfície.
- A forma das barras poderá ainda ter tido um contributo menor comparativamente a uma solução triangular por exemplo.

Referências bibliográficas

- [1] R. Eligehausen, "Fastening Technique"
- [2] Comité Euro-Internacional du Béton CEB, 1994, "Fastening to Concrete and Masonry Structures: State of the Art Report"
- [3] W. Fuchs, R. Eligehausen, J. Breen, "Concrete Capacity Design Method (CCD) Approach for Fastening to Concrete"
- [4] R. Eligehausen, Universität Stuttgart, "International Symposium on Connections Between Steel and Concrete"
- [5] Ely E. Kazakoff, B.A.S.e, University of British Columbia, 1971, "Master Thesis: Dowel Action in Reinforced Beam-Column Connections"
- [6] NISTIR 6096, 1998, "Post Installed Anchors – A Literature Review"
- [7] Martin et al, 2007, "Verification and Implementation of Strut-and-tie Model in LRFD Bridge Design Specifications"
- [8] Schlaich et al., 1987, "Toward a consistent design of structural concrete"
- [9] Eurocódigo 2, versão Portuguesa, 2004 "Projecto de Estruturas de Betão"
- [10] K. Bergmeister et al., 1993, "Detailing in Structural Concrete"
- [11] ACI 318-08, "Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary"
- [12] CEB-FIP Model Code 1990
- [13] Abecassis, Seminário Internacional sobre Ligações Estruturais, " Ligações de Peças Metálicas ao Betão com Buchas Concepção e Pormenorização"
- [14] IABSE, Colloquium Stuttgart 1991, "Structural Concrete"
- [15] Thomas T. C. Hsu, 2000, "Unified theory of Reinforced Concrete"
- [16] S. P. Shah, S. E. Swartz, B. Barr, 1989, "Fracture of concrete and rock, Recent Developments"
- [17] J. Macgregor, 1997, "Reinforced concrete, mechanics and design"
- [18] M. Collins, D. Mitchell, 1997, "Prestressed concrete structures"
- [19] J. Almeida, M. Lourenço, Betão Estrutural 2010/2011, "Modelos de campos de tensões"

- [20] A. Muttoni, J. Schwartz, B. Thürlimann, IS-BETON, Lausanne, Switzerland, 2006, 110 p., "Dimensionamiento y concepción de estructuras en hormigón armado mediante campos de tensiones"
- [21] M. Nielsen, L. Hoang, 2011, "Limit analysis and concrete plasticity, third edition"
- [22] J.Almeida, M. Lourenço, fip symposium Budapeste, 2005, "Stress field models for structural concrete"
- [23] R.Stramandinoli, 2007, "Modelos de elementos finitos para análise não linear física e geométrica de vigas e pórticos planos de concreto armado"
- [24] Wai-Fah Chen, 1999, "Structural engineering handbook"
- [25] Wai-Fah Chen, 2007, "Plasticity in reinforced concrete"
- [26] H. Ohnuma, Y. Aoyagi, CRIEPI research report, "Ultimate strength property of concrete under triaxial compressive stresses"
- [27] LUSAS version 14: issue 1, "Theory manual volume 1"
- [28] LUSAS version 14: issue 1, "Theory manual volume 2"
- [29] LUSAS version 14: issue 1, "Modeller reference manual"
- [30] LUSAS version 14: issue 1, "Application examples manual (Bridge, Civil & Structural)"
- [30] LUSAS version 14: issue 1, "Element reference manual"
- [30] LUSAS version 14: issue 1, "Examples manual"

Anexos

Tabelas relativas ao dimensionamento de escoras e armadura adicional para o controlo da fendilhação (varias perspectivas de códigos estruturais e outros autores).

Tabela 8 - Capacidade resistente de escoras e armaduras mínimas de fendilhação [7]

Specification	Strut Compressive Capacity without Longitudinal Reinforcement	Strut Compressive Capacity w/Longitudinal Reinforcement	Minimum Crack Reinforcement Across Strut (Crack Control)
AASHTO LRFD	$f_{cu}A_{cs}$, where $f_{cu} = \frac{f'_c}{0.8 + 170\epsilon_1} \leq 0.85f'_c$ $\epsilon_1 = \epsilon_2 + (\epsilon_2 + .002)\cot^2\alpha_c$ (§ 5.6.3.3)	$f_{cu}A_{cs} + f_yA_{lz}$ (§ 5.6.3.4)	<ul style="list-style-type: none"> Must have orthogonal grid of reinforcing bars near each face Spacing ≤ 12.0 in. $\frac{AreaReinf_{eachdirection}}{GrossAreaConc} \geq 0.003$ (§ 5.6.3.6)
ACT 318-05	$0.85\beta_2f'_cA_{cs}$ Prismatic: $\beta_2=1.0$ Bottle-Shaped w/reinf. satisfying crack control: $\beta_2=0.75$ Bottle-Shaped not satisfying crack control: $\beta_2=0.60\lambda$ $\lambda=1.0$ for normal weight concrete $\lambda=0.85$ for sand-lightweight concrete $\lambda=0.75$ for all lightweight concrete Strut in tension members: $\beta_2=0.40$ All other cases: $\beta_2=0.60$ (§ A.3)	$f_{cu}A_c + f_yA'_z$ (§ A.5)	For $f'_c \leq 6000$ psi $\sum \frac{A_{li}}{b_zs_i} \sin(\alpha_i) \geq 0.003$ (§ A.3.3.1)
CSA A23.3	$f_{cu}A_{cs}$, where $f_{cu} = \frac{f'_c}{0.8 + 170\epsilon_1} \leq 0.85f'_c$ $\epsilon_1 = \epsilon_2 + (\epsilon_2 + .002)\cot^2\alpha_c$ (§ 11.4.2.3)	$f_{cu}A_c + f_yA'_z$ (§ 11.4.2.4)	<ul style="list-style-type: none"> Must have orthogonal grid of reinforcing bars near each face Spacing ≤ 300mm $\frac{AreaReinf_{eachdirection}}{GrossAreaConc} \geq 0.002$ (§ 11.4.5)
CSA S6-06	$f_{cu}A_{cs}$, where $f_{cu} = \frac{f'_c}{0.8 + 170\epsilon_1} \leq \alpha_1 \cdot f'_c$ $\epsilon_1 = \epsilon_2 + (\epsilon_2 + .002)\cot^2\theta_2$ $\alpha_1 = 0.85 - 0.0015f'_c$ (§ 8.10.3.3)	$f_{cu}A_{cs} + f_yA_{lz}$ (§ 8.10.3.4)	<ul style="list-style-type: none"> Must have orthogonal grid of reinforcing bars near each face Spacing ≤ 300mm $\frac{AreaReinf_{eachdirection}}{GrossAreaConc} \geq 0.003$ Not more than $1500 \text{ mm}^2/\text{m}$ each face (§ 8.10.5.1)
NZS 3101	$0.85\beta_2f'_cA_{cs}$ Prismatic: $\beta_2=1.0$ Bottle-Shaped w/rein. satisfying crack control: $\beta_2=0.75$ Bottle-Shaped not satisfying crack control: $\beta_2=0.60\lambda$ $\lambda=1.0$ for normal weight concrete $\lambda=0.85$ for sand-lightweight concrete $\lambda=0.75$ for all lightweight concrete Strut in tension members: $\beta_2=0.40$ All other cases: $\beta_2=0.60$ (§ A.5.2)	$f_{cu}A_c + f_yA'_z$ (§ A.5.5)	For $f'_c \leq 40$ MPa $\sum \frac{A_{li}}{b_zs_i} f_y \sin(\gamma_i) \geq 1.5 \text{ MPa}$ (§ A.3.3.1)
DIN1045-1	$1.0\eta_1f'_cdA_{cs}$ $0.75\eta_1f'_cdA_{cs}$ Uncracked Concrete Compressive Zones Parallel to Cracks $\eta_1=1.0$ for normal weight concrete $\eta_1=0.4 + 0.6(\rho/2200)$ for lightweight concrete (§ 10.6.2)	No direct mention of subject. "design stress in strut reinforcement shall not exceed f_{yd} " (§ 10.6.2)	$\rho_w = \frac{A_{pw}}{s_w b_w} \sin(\alpha) \geq \rho$ $\rho = 0.16(f_{cm}/f_{yk})$ (§ 13.2.3)*
1999 FIP Recommendations	$f_{cd,eff}A_c = v_1f_{cd}A_{cs}$ or $v_2f_{cd}A_c$ $v_1 = (1 - f_{ct}/250)$ rectangular, uncracked stress block $v_2 = 1.0$ uniform strain/uncracked $v_2 = 0.80$ parallel cracks w/bonded reinforcement $v_2 = 0.60$ compression across small cracks $v_2 = 0.45$ compression across large cracks (§ 5.3.2)	$A_{cd,eff} + A_{sc}\sigma_{scd}$ (§ 5.3.3)	Must have orthogonal grid of "skin reinforcement" with $s_t \leq 100$ mm $A_{st} = 0.015b_c$ for stirrups $A_{st} = 0.020s_b b_c$ for longitudinal rein. (gen.) $A_{st} = 0.015s_b b_c$ for longitudinal rein. (post-tensioned members) (§ 7.5.5)*
CEB-FIP Model Code 90	$f_{cd1}A_{cs}$ or $f_{cd2}A_{cs}$ Uncracked Concrete Compressive Zones $f_{cd1} = .85 \left(1 - \frac{f_{ct}}{250} \right) f_{cd}$ Cracked Concrete Compressive Zones $f_{cd2} = .60 \left(1 - \frac{f_{ct}}{250} \right) f_{cd}$ (§ 6.8.1.2 and 6.2.2.2)	No direct mention of subject with respect to strut-and-tie models.	Does not give much guidance. States, "A minimum amount of reinforcement... for crack control." Gives some guidance for pure tension and flexure. (§ 7.4.5)

Tabela 9 - Definição das variáveis da tabela 1 [7]

AASHTO LRFD	A_{cs} = area of concrete in the strut (in^2) A_{ss} = area of steel in the strut (in^2) f'_c = concrete compressive strength (ksi) f_{cu} = limiting concrete compressive strength (ksi) ϵ_s = the tensile strain in the concrete in direction of the tension tie (in/in)	CSA A23.3	A_{cs} = area of concrete in the strut (mm^2) A_{ss} = area of steel in the strut (mm^2) f'_c = concrete compressive strength (MPa) f_{cu} = limiting concrete compressive strength (MPa) ϵ_s = the tensile strain in the concrete in direction of the tension tie (mm/mm)
ACI 318-05	A'_s = area of compression steel (in^2) A_c = area of concrete in the strut (in^2) A_{cs} = area of concrete in the strut (in^2) A_{st} = total area of surface reinforcement at spacing s_1 (in^2) f'_c = concrete compressive strength (ksi) f_{cu} = effective concrete compressive strength (ksi) α_i = the angle between the reinforcement and the axis of the strut (DEG.)	NZS 3101	A'_s = area of compression steel (mm^2) A_c = area of concrete in the strut (mm^2) A_{cs} = area of concrete in the strut (mm^2) A_{st} = total area of surface reinforcement at spacing s_1 (mm^2) f'_c = concrete compressive strength (MPa) f'_s = steel compressive strength (MPa) f_{cu} = effective concrete compressive strength (MPa) γ_i = the angle between the reinforcement and the axis of the strut (DEG.)
DIN1045-1	A_{sv} = sectional area of the shear reinforcement (mm^2) b_w = width of the web (mm) f_{cd} = design concrete compressive strength = $\alpha(f_{ck}/\gamma_c)$ (MPa) f_{ck} = characteristic concrete compressive strength (MPa) f_{cm} = mean axial tensile strength of concrete (MPa) f_{yd} = design yield strength of steel = f_{yk}/γ_s (MPa) f_{yk} = characteristic yield strength of reinforcing steel (MPa) s_w = spacing of the shear reinforcement elements (mm) α = angle of the shear reinforcement to the beam axis (§ 13.2.3) (DEG.) α = reduction factor taking into account long term affect on concrete strength = 0.85 γ_c = concrete partial safety factor = 1.5 γ_s = reinforcement partial safety factor = 1.15 ρ = density of concrete (§ 10.6.2) (kg/m^3) ρ = minimum shear reinforcement ratio (§13.2.3)	CEB-FIP Model Code 90	f_{cd} = design values of concrete compressive strength = f_{ck}/γ_c (MPa) f_{cd1} = uncracked compressive design strength (MPa) f_{cd2} = cracked compressive design strength (MPa) f_{ck} = characteristic concrete compressive strength (MPa) γ_c = concrete partial safety factor = 1.5
		1999 FIP Recommendations	A_c = area concrete compressive strut (mm^2) A_{sc} = area of compression steel (mm^2) A_{st} = area of crack control reinforcement (mm^2) f_{1cd} = uniaxial compressive design strength = $\alpha(f_{ck}/\gamma_c)$ (MPa) $f_{cd,eff}$ = effective compressive strength of strut (MPa) f_{ck} = characteristic concrete compressive strength (MPa) α = coefficient taking account of uniaxial strength in relation to strength control of specimen and duration of loading = 0.85 σ_{scd} = stress in compression steel (MPa) γ_c = concrete partial safety factor = 1.5 v_1 and v_2 = reduction factors
CSA-S6-06	A_{cs} = area of concrete in the strut (mm^2) A_{ss} = area of steel in the strut (mm^2) f'_c = concrete compressive strength (MPa) f_{cu} = limiting concrete compressive strength (MPa) ϵ_s = the tensile strain in the concrete in direction of the tension tie (mm/mm)		

Tabela 10 - Tensões admissíveis para escoras de betão [7]

Source	Strut Compressive Stress
AASHTO LRFD (§ 5.6.3.3.3)	$\frac{f'_c}{0.8 + 170\varepsilon_1} \leq 0.85 f'_c$ $\varepsilon_1 = \varepsilon_s + (\varepsilon_s + .002)\cot^2\alpha_s$
Schlaich et al. (1987)	0.85f' _c "for an undisturbed and uniaxial state of compressive stress" (prismatic) 0.68f' _c "if tensile strains in the cross direction or transverse tensile reinforcement may cause cracking parallel to the strut with normal crack width" 0.51f' _c "as above for skew cracking or skew reinforcement" 0.34f' _c "for skew cracks with extraordinary crack width. Such cracks must be expected, if modeling of the struts departs significantly from the theory of elasticity's flow of internal forces"
Collins et al. (1991)	$\frac{f'_c}{0.8 + 170\varepsilon_1} \leq 0.85 f'_c$ and $\varepsilon_1 = \varepsilon_s + (\varepsilon_s + .002)\cot^2\alpha_s$ where, α_s is the smallest angle between the tie and the strut ε_s is the tensile strain in the tension-tie reinforcement (in/in)
MacGregor (1997)	$v_1 v_2 f'_c$ where $v_2 = (0.55 + \frac{15}{\sqrt{f'_c}})$ $v_1 = 1.0$ Uncracked uniaxially stressed struts or fields $v_1 = 0.80$ Struts cracked longitudinally due to bottle shaped stress fields, containing transverse reinforcement $v_1 = 0.65$ Struts cracked longitudinally due to bottle shaped stress fields without transverse reinforcement $v_1 = 0.60$ Struts in cracked zone with transverse tensions from transverse reinforcement
Bergmeister et al. (1993)*	Fan, bottle, or prismatic struts: $v_c f'_c$ $v_c = 0.8$ for $f'_c \leq 4000$ psi $v_c = 0.9 - .25f'_c/1000$ for $4000 < f'_c < 10,000$ psi $v_c = 0.65$ for $f'_c \geq 10,000$ psi Compression diagonal struts: $0.6v_c f'_c$ Confined compression fields: $[v_c f'_c (A/A_b)^{0.5} + \alpha(A_{core}/A_b)f_{lat}(1-s/d)^2] \leq 2.5 f'_c$ $\alpha = 4.0$ for spiral confinement $\alpha = 2.0$ for square closed hoop confinement anchored with longitudinal reinforcement $\alpha = 1.0$ for square closed hoop confinement without longitudinal reinforcement anchorage

* See additional notation below

Bergmeister et al.

$$f_{lat} = \text{lateral pressure} = 2f_y A_s / (ds) \text{ for } f'_c \leq 7000 \text{ psi}$$

$$= 2f_y A_s / (ds) \text{ for } f'_c \geq 7000 \text{ psi}$$

$$f_s = C\mu 2s / (\pi d A_b) \leq f_y$$

C = Compression load

μ = Poisson's ratio

A = area of the confined concrete concentric with and geometrically similar to the bearing plate.

A_b = Area of the bearing plate

A_{core} = Area of confined strut

$$A/A_b \leq 4$$

$$1 \leq A_{core}/A_b \leq 3$$

Tabela 11 - Tensões admissíveis para tirantes e nós [7]

Table 4-3: Specified tie strengths, node strengths, and α_s^1 for each design specification.

Specification	Min. α_s^1 (deg.)	Tie Nominal Capacity	Node Compressive Stress
AASHTO LRFD	-	$f_y A_{st} + A_{ps}[f_{pe} + f_y]$ (§ 5.6.4.3.1)	CCC: $0.85f'_c$ CCT: $0.75f'_c$ CTT: $0.65f'_c$ (§ 5.6.3.5)
ACI 318-05	$\alpha_s \geq 25$ (§ A.2.5)	$A_{st}f_y + A_{ps}[f_{se} + Af_p]$ (§ A.4)	$.85\beta_n f'_c$ CCC: $\beta_n = 1.0$ CCT: $\beta_n = 0.8$ CTT: $\beta_n = 0.6$ (§ A.5)
CSA A23.3	-	$f_y A_{st}$ (§ 11.4.3.1)	CCC: $0.85f'_c$ CCT: $0.75f'_c$ CTT: $0.65f'_c$ (§ 11.4.4.1)
CSA-S6-06	-	$f_y A_{st} + f_{ps} A_{ps}$ (§ 8.10.4.1)	CCC: $\alpha_1 \psi f'_c$ CCT: $0.88 \alpha_1 \psi f'_c$ CTT: $\alpha_1 f'_c$ (§ 8.10.5.1)
NZS 3101	$\alpha_s \geq 25$ (§ A4.5)	$A_{st}f_y + A_{ps}[f_{se} + Af_p]$ (§ A6.1)	$.85\beta_n f'_c$ CCC: $\beta_n = 1.0$ CCT: $\beta_n = 0.8$ CTT: $\beta_n = 0.6$ (§ A7.2)
DIN 1045-1*	$\alpha_s \geq 45$ (§ 10.6.3)	$f_{y,d}$ Max Stress of Tie $f_{p0.1k}/\gamma_s$ Max Stress in Prestressing Tie (§ 10.6.2)	$1.1 \eta_1 f'_{cd}$ CCC Nodes $0.75 \eta_1 f'_{cd}$ CCT and CTT Nodes with $\theta_s \geq 45$ $\eta_1 = 1.0$ for normal weight concrete $\eta_1 = 0.4 + 0.6(\rho/2200)$ for lightweight concrete (§ 10.6.3)
CEB-FIP Model Code 90*	$\alpha_s \approx 60$ $\alpha_s \geq 45$ (§ 6.8.1)	Max Stress of Tie $f_{y,d}$ Max Stress in Prestressing Tie $f_{p,d,net} = 0.9f_{pk}/\gamma_s - \sigma_{do} \leq 600$ MPA (§ 6.8.1.1 and 6.2.4)	CCC and CCT or CTT with $\theta_s \geq 55$ $0.85 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) f'_{cd}$ CCT and CTT $0.60 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) f'_{cd}$ (§ 6.9.2.1 and 6.2.2.2)
1999 FIP Recommendations	-	$A_{st} f_{yd} + A_{ps} f_{pnd}$ (§ 5.2)	CCT and CTT $v_2 f'_{cd}$, where $v_2 = 0.85$ CCC Biaxial compression $1.20 f'_{cd}$ Triaxial compression $3.88 f'_{cd}$ (§ 5.6)

*Nominal stress in tie is specified rather than force.

¹ α_s = the angle between the compressive strut and adjoining tension tie (deg.)

Tabela 12 - Definições da tabela 4 [7]

Table 4-4: Definitions for variables referenced in Table 4-3 for each design specification.

AASHTO LRFD	A_{ps} = area of prestressing steel (in^2) A_{st} = total area of longitudinal steel reinforcement in the tie (in^2) f'_c = concrete compressive strength (ksi) f_y = yield strength of longitudinal steel reinforcement (ksi) f_{pe} = stress in prestressing steel due to prestress after losses (ksi)	CSA A23.3	A_{st} = total area of longitudinal steel reinforcement in the tie (mm^2) f'_c = concrete compressive strength (MPa) f_y = yield strength of longitudinal steel reinforcement (MPa)
ACI 318-05	A_n = area of nonprestressed reinforcement in a tie (in^2) A_{ps} = area of prestressing steel in a tie (in^2) f'_c = concrete compressive strength (ksi) f_y = specified yield strength of reinforcement (ksi) f_{se} = effective stress in prestressing steel (after allowance for all prestress losses) (ksi) Δf_p = increase in stress in prestressing steel due to factored loads (ksi)	NZS 3101	A_n = area of nonprestressed reinforcement in a tie (mm^2) A_{ps} = area of prestressing steel in a tie (mm^2) f'_c = concrete compressive strength (MPa) f_y = specified yield strength of reinforcement (MPa) f_{se} = effective stress in prestressing steel (after allowance for all prestress losses) (MPa) Δf_p = increase in stress in prestressing steel due to factored loads (MPa)
DIN1045-1	f_{cd} = design value of concrete compressive strength = $\alpha(f_{ck}/\gamma_c)$ (MPa) f_{ck} = characteristic concrete compressive strength (MPa) f_{td} = design yield strength of tie reinforcement = (f_y/γ_s) (MPa) f_y = yield stress of steel (MPa) α = reduction factor taking into account long-term effects on concrete strength = 0.85 γ_c = concrete partial safety factor = 1.5 γ_s = reinforcement partial safety factor = 1.15	CEB-FIP Model Code 90	f_{cd} = design value of concrete compressive strength = f_{ck}/γ_c (MPa) f_{ck} = characteristic concrete compressive strength (MPa) f_{pk} = characteristic prestressing tie tensile strength (MPa) $f_{pd,net}$ = design value for prestressing tie tensile strength (MPa) f_{td} = design value for tie tensile strength = f_{yk}/γ_s (MPa) f_{yk} = f_y = yield stress of steel (MPa) γ_c = partial safety factor for concrete = 1.5 γ_s = partial safety factor for steel = 1.15 σ_{de} = design tendon stress taken into account in the prestress loading system (MPa)
CSA-S6-06	A_{st} = total area of longitudinal steel reinforcement in the tie (mm^2) A_{ps} = cross-sectional area of tendons in tie (mm^2) f'_c = concrete compressive strength (MPa) f_{ps} = yield strength of prestressing steel (MPa) f_y = yield strength of longitudinal steel reinforcement (MPa) $\alpha_1 = 0.85 - 0.0015f'_c$ ψ = ratio of creep strain to elastic strain	1999 FIP Recommendations	A_s = area of nonprestressing reinforcement (mm^2) A_{ps} = area of prestressing steel (mm^2) f_{1cd} = uniaxial design strength of concrete = $\alpha(f_{ck}/\gamma_c)$ (MPa) f_{ck} = characteristic concrete compressive strength (MPa) f_{td} = design value for tie tensile strength = f_y/γ_s (MPa) f_y = yield stress of steel (MPa) f_{pd} = design value for prestressing tie tensile strength = f_{pk}/γ_s (MPa) $f_{p0.1k}$ = characteristic 0.1 % Proof Stress of prestressing steel (MPa) α = coefficient taking account of uniaxial strength in relation to strength control of specimen and duration of loading = 0.85 γ_c = concrete partial safety factor = 1.5 γ_s = reinforcement partial safety factor = 1.15

Tabela 13 - Tensões admissíveis nos nós (fontes adicional)[7]

Table 4-6: Node provisions from additional sources.

Source	Node Compressive Stress
AASHTO LRFD (§ 5.6.3.5)	CCC: $0.85f'_c$ CCT: $0.75f'_c$ CTT: $0.65f'_c$
Schlaich et al. (1987)	CCC: $0.85f'_c$ CCT or CTT: $0.68f'_c$
Collins et al. (1991)	CCC: $0.85f'_c$ CCT: $0.75f'_c$ CTT: $0.60f'_c$ ($\phi = 0.7$)
MacGregor (1997)	$v_1 v_2 f'_c$ where $v_2 = (0.55 + \frac{15}{\sqrt{f'_c}})$ $v_1 = 1.0$ Joints bound by struts and bearing plates $v_1 = 0.85$ Joints anchoring one tension tie $v_1 = 0.75$ Joints anchoring more than one tension tie
Bergmeister et al. (1993)*	Unconfined nodes without bearing plates: $v_\phi f'_c$ $v_\phi = 0.8$ for $f'_c \leq 4000$ psi $v_\phi = 0.9 - .25f'_c/1000$ for $4000 < f'_c < 10,000$ psi $v_\phi = 0.65$ for $f'_c \geq 10,000$ psi Confined nodes: $[v_\phi f'_c (A/A_b)^{0.5} + \alpha (A_{core}/A_b) f_{lat} (1-s/d)^2] \leq 2.5 f'_c$ $\alpha = 4.0$ for spiral confinement $\alpha = 2.0$ for square closed hoop confinement anchored with longitudinal reinforcement $\alpha = 1.0$ for square closed hoop confinement without longitudinal reinforcement anchorage Unconfined nodes with bearing plates: $v_\phi f'_c (A/A_b)^{0.5} \leq 2.5 f'_c$ Triaxially confined node: $f_{c3} \leq 2.5 f'_c$

* See additional notation below

Bergmeister et al.

f_{lat} = lateral pressure = $2f_y A_s / (ds)$ for $f'_c \leq 7000$ psi = $2f_z A_s / (ds)$ for $f'_c \geq 7000$ psi

$f_z = C\mu 2s / (\pi d A_s) \leq f_y$

C = Compression Load

μ = Poisson's ratio

A = area of the confined concrete concentric with and geometrically similar to the bearing plate.

A_b = Area of the bearing plate

A_{core} = Area of confined strut

$A/A_b \leq 4$

$1 \leq A_{core}/A_b \leq 3$