U.PORTO

FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO

OPTIMIZAÇÃO DAS TORRES PARA O PROJECTO DA PONTE ATIRANTADA DA TERCEIRA TRAVESSIA DO TEJO

Comparação entre uma Torre em H e V invertido

Volume I

VINCENT GOMES RODRIGUES

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor Raimundo Moreno Delgado

JULHO DE 2010

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2009/2010

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

http://www.fe.up.pt

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2009/2010 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2010*.

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

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

Ao meu Pai, José Senra Rodrigues

Il faut toujours viser la Lune car, même en cas d'échec on atterrit dans les Étoiles

Oscar Wilde

AGRADECIMENTOS

Gostaria de deixar o meu mais profundo reconhecimento a todos que me auxiliaram na realização desta dissertação, pela sua disponibilidade e compreensão, fundamentais para os resultados conseguidos, bem como aqueles que sempre me acompanharam ao longo destes últimos anos de formação académica.

Agradeço particularmente ao Professor Doutor Raimundo Delgado, *meu orientador por parte da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto*, ao Professor Emmanuel Bouchon, *meu orientador por parte da Ecole Nationale des Ponts et Chaussées*, ao Eng.º Régis Boutes, *meu tutor de estágio no grupo ARCADIS ESG – Agence de PARIS*, ao Eng.º Michel Moussard, ao Eng.º Malik Abada, ao Eng.º Bertrand Lê, a Eng.ª Sylvie Ezran, ao Eng.º Soheil Mohammadkhanishali e ao Eng.º Mohamed El Medhi El Mrini, *engenheiros civis do grupo ARCADIS ESG – Agence de PARIS*, pelo tempo que me dedicaram, os conhecimentos transmitidos e pela confiança.

Aos meus amigos e colegas de curso, por terem feito parte de tamanha etapa da minha vida. Sou obrigado a destacar a amizade, o companheirismo e a compreensão do Augusto Faria, da Carina Freitas, do Carlos Cunha, do Marco Fernandes, do Joni Fontoura, do José Barros, do Nuno Joel Ferreira e do Rúben Guedes.

Por último, aos meus pais e irmão, a quem dedico este trabalho. Pela vossa compreensão, pelo constante estímulo académico, por todo o vosso apoio incondicional nesta e em tantas outras etapas, o meu mais sincero obrigado.

RESUMO

No seguimento do concurso público internacional da Terceira Travessia do Tejo em Lisboa, esta dissertação tem como objectivo estudar as torres da ponte de tirantes, mais concretamente comparar a influencia de uma torre em forma de H e V invertido ; com a particularidade de um tabuleiro rígido em torção e flexão. Comparou-se a redistribuição de esforços e deslocamentos da ponte em dois modelos de cálculo aos elementos finitos, ditos em *espinha de peixe*, onde a principal diferença reside na forma das torres.

Um estudo paramétrico é levado a cabo primeiramente sob cargas estáticas e depois uma breve abordagem aos cálculos dinâmicos é realizado.

PALAVRAS-CHAVE: Ponte atirantada mista, treliça mista aço-betão, torre, método dos elementos finitos, análise estática e dinâmica.

ABSTRACT

This report presents a study of the pylon designs for the proposed cable-stayed bridge for the third crossing over the river Tagus in Lisbon ; more specifically it compares the influence of H and inverted-V shaped masts on a deck that is particularly stiff in torsion and bending. To this end, the redistribution of forces and displacements in the structure was studied using two finite elements models, called « fishbone models », the difference being the shape of the pylons.

An initial parametric study was carried out using a static model, then a dynamic approach was attempted.

KEYWORDS: Mixed cable-stayed bridge, truss, pylon, finite elements, static and dynamic analysis.

APRESENTAÇÃO DA EMPRESA

ARCADIS é um grupo internacional, de raiz holandesa e com mais de um século de história, que presta serviços em quatro grandes áreas de negócios – Consultoria, Concepção, Engenharia e Gestão de Projectos – no domínio das infra-estruturas, da água, do ambiente e dos edifícios. Com mais de 15.000 colaboradores no mundo inteiro e 2 mil milhões de euros de volume de negócios, ARCADIS dispõe de uma ampla rede internacional, presente em 18 países, fortemente implantada localmente. Sendo assim, esta é reconhecida como uma das 10 principais empresas de consultoria e engenharia no mundo. Na Europa, no Brasil e no Chile é considerada como uma das 5 principais enquanto que no mercado mundial do ambiente é reconhecida como uma das 3 maiores empresas.

Logótipo ARCADIS

Em França, o grupo é representado pela **ARCADIS ESG**, constituída por 10 sucursais, que nasceu a partir de três grandes empresas de engenharia de grande reputação:

1. **EUROPE ETUDES GECTI**, criada em 1961 e herdeira do conhecimento de Eugène Freyssinet, é especializada na concepção de estruturas complexas e infra-estruturas lineares.

2. **SIMECSOL**, criada em 1952 e herdeira do conhecimento de Albert Caquot e Jean Kérisel, é experimentada no domínio das ciências da terra e da engenharia geotécnica.

3. **GESTER**, criada em 1997 para desenvolver o ramo ambiental, principalmente no estudo dos riscos, na concepção de zonas de descargas e na reabilitação de zonas poluídas.

Assim, ARCADIS ESG beneficia de uma experiência profissional com mais de cinquenta anos em engenharia. O seu conhecimento permite-lhe intervir de forma global em projectos, desde da parte de estudo preliminar a recepção e manutenção das obras, tudo isto intervindo de forma transversal devido ao seu sólido corpo técnico.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS i
RESUMO iii
ABSTRACT v
APRESENTAÇÃO DA EMPRESA vii

1. Introdução 1
1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS 1
1.2. OBJECTIVOS DO TRABALHO 2
1.3. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO 4

2. Ponte de Tirantes 5
2.1. INTRODUÇÃO 5
2.2. A ORIGEM DAS PONTES ATIRANTADAS 5
2.3. CONCEPÇÃO GERAL 9
2.3.1. NÚMERO DE MASTROS EM ELEVAÇÃO LONGITUDINAL 10
2.3.2. CONFIGURAÇÃO DOS TIRANTES 11
2.3.2.1. Plano de tirantes axiais ou laterais. 11
2.3.2.2. Disposição dos cabos na direcção longitudinal 12
2.3.3. CONCEPÇÃO DO TABULEIRO 13
2.3.3.1. A Escolha do Tipo de Material 14
2.3.3.2. Influência do Espaçamento Longitudinal dos Tirantes 16
2.3.3.3. Influência do tipo de suspensão 17
2.3.3.4. Influência do vão 17
2.3.4. CONCEPÇÃO DAS TORRES 18
2.4. CONCLUSÃO 21

3. Terceira Travessia do Tejo 23
3.1. BREVE SINOPSE HISTÓRICA 23
3.2. OBJECTIVOS GERAIS DO PROJECTO 24
3.3. FASE DE ANTE-PROJECTO DA CONCEPÇÃO DA PONTE DE TIRANTES 25
3.3.1. REQUISITOS TÉCNICOS DEFINIDOS PELA RAVE 25

3.3.2. BREVE DESCRIÇÃO DA PROPOSTA BASE ALTAVIA TEJO 26
3.3.3. FASE BAFO 29
3.3.3.1. Redefinição do Perfil Transversal Tipo do Tabuleiro 29
3.3.3.2. Redefinição da Secção das Torres 29
3.3.3.3. Proposta de uma Nova Forma da Torre 30
3.4. CONCLUSÃO 31

4. Modelação do tabuleiro 33
4.1. INTRODUÇÃO 33
4.2. DESCRIÇÃO GENÉRICA DO MODELO DE CÁLCULO 34
4.3. CÁLCULO DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DO TABULEIRO 35
4.3.1. DETERMINAÇÃO DA ÁREA TRANSVERSAL DO TABULEIRO, A_X 35
4.3.2. DETERMINAÇÃO DA INÉRCIA DE FLEXÃO LONGITUDINAL E RESPECTIVA ÁREA RESISTENTE AO ESFORÇO TRANSVERSO, I_Y E A_Z 36
4.3.3. DETERMINAÇÃO DA INÉRCIA DE FLEXÃO TRANSVERSAL E RESPECTIVA ÁREA RESISTENTE AO ESFORÇO TRANSVERSO, I_Z E A_Y 37
4.3.4. DETERMINAÇÃO DA INÉRCIA DE TORSÃO, I_X 38
4.3.5. DETERMINAÇÃO DA INÉRCIA DE ROTAÇÃO DINÂMICA, $I_{\text{ROTAÇÃO DINÂMICA}}$ 40
4.4. ANÁLISE DOS RESULTADOS 41
4.4.1. CÁLCULO DE A_X 41
4.4.2. CÁLCULO DE I_Y E A_Z 41
4.4.3. CÁLCULO DE I_Z E A_Y 42
4.4.4. CÁLCULO DE I_X 43
4.4.5. CÁLCULO DE $I_{\text{ROTAÇÃO DINÂMICA}}$ 44
4.5. CONCLUSÕES 45

5. Estudo Paramétrico 47
5.1. INTRODUÇÃO 47
5.2. MODELO DE CÁLCULO 47
5.2.1. PROPRIEDADES DOS ELEMENTOS DO MODELO 52
5.2.2. DISCRETIZAÇÃO DO MODELO 53
5.3. GEOMETRIA INICIAL E FORÇAS NOS TIRANTES 54
5.4. CARREGAMENTOS 55
5.4.1. ACÇÕES PERMANENTES 55

5.4.2. ACÇÕES VARIÁVEIS....56
5.4.2.1. Sobrecarga de Tráfego....56
5.4.2.2. Acção do Vento....56
5.4.2.3. Acção Sísmica....58
5.5. COMBINAÇÕES DE ACÇÕES....61
5.6. ANÁLISE DOS EFEITOS DE 2ª ORDEM (CÁLCULO ESTÁTICO)....64
5.7. ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DA PONTE DE TIRANTES SOBRE CARGAS ESTÁTICAS....65
5.7.1. ANÁLISE DOS RESULTADOS: LC – 201, LC – 202, LC – 203 E LC – 204....65
5.7.1.1. Esforços nos Tirantes....65
5.7.1.2. Esforços e Deslocamentos nas Torres....65
5.7.1.3. Esforços e Deslocamentos no Tabuleiro....68
5.7.2. ANÁLISE DOS RESULTADOS: I_X E I_Z DO TABULEIRO REDUZINDOS DE 1/10....69
5.7.2.1. Esforços e Deslocamentos nas Torres....69
5.7.2.2. Esforços e Deslocamentos no Tabuleiro....70
5.7.3. ANÁLISE DOS RESULTADOS: LC – 205....71
5.7.3.1. Esforços nos Tirantes....71
5.7.3.2. Esforços e Deslocamentos nas Torres....71
5.7.3.3. Esforços e Deslocamentos no Tabuleiro....72
5.7.4. ANÁLISE DOS RESULTADOS: LCVENT....73
5.7.4.1. Esforços e Deslocamentos nas Torres....73
5.7.4.2. Esforços e Deslocamentos no Tabuleiro....74
5.8. ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DA PONTE DE TIRANTES SOBRE CARGAS DINÂMICAS....74
5.8.1. Esforços e Deslocamentos nas Torres....77
5.8.2. Esforços e Deslocamentos no Tabuleiro....78

6. Conclusões....81

BIBLIOGRAFIA....85

ANEXO

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 1.1 – Esquema de uma ponte de tirantes. 1
Fig. 1.2 – Esquema de uma ponte suspensa. 1
Fig. 2.1 – Projecto de Loëscher, 1784, Alemanha. 5
Fig. 2.2 – Passarela de Dryburgh Abbey, Escócia, 1817. 6
Fig. 2.3 – Ponte sobre o rio Saale, Alemanha, 1824. 6
Fig. 2.4 – Ponte sobre o rio Niagara, Estados Unidos da América, 1855. 7
Fig. 2.5 – Brooklyn Bridge, Estados Unidos da América, 1883. 7
Fig. 2.6 – Ponte de Strömsund, Suécia, 1955. 7
Fig. 2.7 – Ponte de Maraicabo, Venezuela, 1962 (a) e Friedrich Ebert Brücke, Alemanha, 1967 (b). 8
Fig. 2.8 – Ponte de Brotonne, França, 1977. 8
Fig. 2.9 – Evolução do sistema de atirantamento. 9
Fig. 2.10 – Funcionamento estrutural típico de uma ponte de tirantes. 10
Fig. 2.11 – Ponte atirantada com dois mastros, com um único mastro e múltiplos vãos. 10
Fig. 2.12 – Plano de tirantes lateral, axial e axial desdobrado. 11
Fig. 2.13 – Configuração do sistema de suspensão em leque, harpa e semi-leque. 13
Fig. 2.14 – Ponte de tirantes com mastro inclinado. 13
Fig. 2.15 – Esquema de diferentes tipos de tabuleiro em estrutura mista aço-betão. 15
Fig. 2.16 – Esquema de diferentes tipos de tabuleiro em aço. 15
Fig. 2.17 – Esquema de diferentes tipos de tabuleiro em betão pré-esforçado 15
Fig. 2.18 – Esquema de diferentes tipos de tabuleiro em treliça mista aço-betão. 16
Fig. 2.19 – Ponte de tirantes com duas torres independentes onde o primeiro período próprio de torção é muito próximo do primeiro período próprio de flexão. As carlingas não estão representadas de forma a simplificar o esquema. 17
Fig. 2.20 – Diferentes formas de mastros para pontes com plano de tirantes axiais. 18
Fig. 2.21 – Diferentes formas de mastros para pontes com plano de tirantes axiais. 19
Fig. 2.22 – Mastro em forma de V invertido e Y invertido. 20
Fig. 3.1 – Enquadramento da TTT na Área Metropolitana de Lisboa. 24
Fig. 3.2 – Desenvolvimento da ponte ao longo do rio Tejo. 25
Fig. 3.3 – Perfil transversal tipo do tabuleiro. 26
Fig. 3.4 – Alçado frontal das torres. 26
Fig. 3.5 – Ponte 25 de Abril, Lisboa, 1966 (a) e Ponte Vasco da Gama, Lisboa, 1998 (b). 27
Fig. 3.6 – Terceira Travessia do Tejo: solução base ALTAVIA Tejo. 27
Fig. 3.7 – Cortes a escala das torres da Ponte Vasco da Gama, TTT e 25 de Abril. 28
Fig. 3.8 – Corte transversal tipo do tabuleiro: solução base ALTAVIA Tejo. 28
Fig. 3.9 – Detalhe dos passeios em zona corrente do lado direita e na zona das torres do lado esquerdo. 29
Fig. 3.10 – Secção das torres na proposta base (secção variável em função da altura do mastro). 30
Fig. 3.11 – Nova proposta de secção das torres (secção constante em função da altura do mastro). 30
Fig. 3.12 – Torre em forma de V invertido. 31

Fig. 4.1 – Esquema da representação do tabuleiro por uma barra equivalente. 33
Fig. 4.2 – Modelo tridimensional do tabuleiro – treliça do tipo *Warren*. 35
Fig. 4.3– Esquema de aplicação do carregamento axial. 35
Fig. 4.4 – Esquema de aplicação: (a) carregamento uniformemente distribuído; (b) carga concentrada a 1/2 vão. 36
Fig. 4.5 – Esquema de aplicação: (a) carregamento uniformemente distribuído; (b) carga concentrada a 1/2 vão. 37
Fig. 4.6 – Modelo tridimensional do tabuleiro – treliça do tipo *Vierendeel*. 39
Fig. 4.7 – Esquema de aplicação de um momento torsor na extremidade livre. 39
Fig. 4.8 – Deformada axial da treliça metálica. 41
Fig. 4.9 – Deformada da treliça metálica respectiva ao carregamento uniforme. 42
Fig. 4.10 – Deformada da treliça metálica respectiva ao carregamento concentrado a meio vão. 42
Fig. 4.11 – Deformada da treliça metálica correspondente ao carregamento uniforme. 43
Fig. 4.12 – Deformada da treliça metálica correspondente ao carregamento concentrado a meio vão. 43
Fig. 4.13 - Deformada da treliça metálica sob aplicação de um momento torsor na extremidade livre – viga do tipo *Warren*. 44
Fig. 4.14 - Deformada da treliça metálica sob aplicação de um momento torsor na extremidade livre – viga do tipo *Vierendeel*. 44
Fig. 5.1 – Vista geral de um modelo dito em *espinha de peixe* com torres em forma de H. 47
Fig. 5.2 – Alçado longitudinal esquemático. 48
Fig. 5.3 – Ligação longitudinal do tabuleiro junto às torres. 49
Fig. 5.4 – Ligação transversal do tabuleiro junto às torres. 49
Fig. 5.5 – Ligação transversal do tabuleiro aos pilares de transição e intermédios. 50
Fig. 5.6 – Planta esquemática dos aparelhos de apoios para a análise estática. 50
Fig. 5.7 – Esquema de localização dos tirantes. 51
Fig. 5.8 – Esquema de localização da zona lastrada. 51
Fig. 5.9 – Traçado em perfil da ponte. 53
Fig. 5.10 – Discretização dos nós da ponte principal para um mastro em forma de H. 53
Fig. 5.11 – Discretização dos tirantes. 53
Fig. 5.12 – Modelo de cargas estáticas LM71. (adaptado de (EN1991-2, 2003)) 56
Fig. 5.13– Forma genérica do espectro de resposta elástica da EN 1998 -1. 59
Fig. 5.14 – Espectro de resposta elástica $S_e(T)$ para um amortecimento de 5%, sismo Tipo 1 – ELS. 60
Fig. 5.15 – Espectro de resposta elástica $S_{ve}(T)$ para um amortecimento de 5%, sismo Tipo 1 – ELS. 61
Fig. 5.16 – Esquema de aplicação correspondente a combinação LC – Final. 61
Fig. 5.17 – Esquema de aplicação correspondente a combinação LC – Ferro. 61
Fig. 5.18 – Esquema de aplicação correspondente a combinação LC – 201. 62
Fig. 5.19 – Esquema de aplicação correspondente a combinação LC – 202. 62
Fig. 5.20 – Esquema de aplicação correspondente a combinação LC – 203. 62
Fig. 5.21 – Esquema de aplicação correspondente a combinação LC – 204. 63
Fig. 5.22 – Esquema de aplicação correspondente a combinação LC – 205. 63

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 – Peso por m^2 dos diversos tipos de tabuleiros..... 14
Quadro 2.2 – Ordem de grandeza do vão central em função do tipo de tabuleiro. 14
Quadro 2.3 – Ordem de grandeza do espaçamento longitudinal do tirantes. 16
Quadro 4.1 – Propriedades mecânicas do tabuleiro. 33
Quadro 4.2 – Valores da grandeza A_X [m^2]..... 41
Quadro 4.3 – Valores da grandeza I_Y [m^4]. 42
Quadro 4.4 – Valores da grandeza I_Z [m^4]. 42
Quadro 4.5 – Valores da grandeza I_X [m^4]. 43
Quadro 4.6 – Valores das propriedades mecânicas do tabuleiro. 45
Quadro 5.1 – Características geométricas dos tirantes no vão lateral e central..... 52
Quadro 5.2 – Forças de instalação nos tirantes dos vãos laterais. 54
Quadro 5.3 – Forças de instalação nos tirantes do vão central..... 55
Quadro 5.4 – Níveis de intensidade segundo o tipo de sismo. 58
Quadro 5.5 – Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico da Acção sísmica Tipo 1 na zona sísmica 1.3 60
Quadro 5.6 – Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico da Acção sísmica Tipo 1 na zona sísmica 1.3 60
Quadro 5.7 – Comparação dos efeitos de 1ª e 2ª ordem, torre em forma de H. 64
Quadro 5.8 – Comparação dos efeitos de 1ª e 2ª ordem, torre em forma de V invertido. 64
Quadro 5.9 – Comparação entre os esforços axiais dos tirantes de retenção 1340 e 1540. 65
Quadro 5.10 – Comparação dos deslocamentos longitudinais no topo das torres. 65
Quadro 5.11 – Comparação dos momentos longitudinais nas torres. 66
Quadro 5.12 – Comparação dos deslocamentos longitudinais no topo da torre em forma de H. 66
Quadro 5.13 – Comparação dos deslocamentos longitudinais no topo da torre em forma de V invertido. 66
Quadro 5.14 – Comparação dos momentos longitudinais na torre em forma de H. 67
Quadro 5.15 – Comparação dos momentos longitudinais na torre em forma de V invertido. 67
Quadro 5.16 – Comparação do momento torsor na base dos fustes de numeração “300”. 67
Quadro 5.17 – Comparação do momento transversal máximo nos fustes. 67
Quadro 5.18 – Comparação do deslocamento vertical e do momento longitudinal a meio vão central do tabuleiro..... 68
Quadro 5.19 – Comparação do momento torsor máximo no tabuleiro. 68
Quadro 5.20 – Comparação do momento no plano do tabuleiro. 68
Quadro 5.21 – Valores das propriedades mecânicas do tabuleiro. 69
Quadro 5.22 – Comparação dos momentos longitudinais na torre em forma de V invertido. 69
Quadro 5.23 – Comparação dos momentos longitudinais na torre em forma de H. 69
Quadro 5.24 – Comparação do momento torsor máximo no tabuleiro. 70
Quadro 5.25 – Comparação do momento transversal máximo nos fustes. 70
Quadro 5.26 – Comparação do deslocamento vertical a meio vão central do tabuleiro. 70

Quadro 5.27 – Comparação do momento torsor máximo no tabuleiro. 71
Quadro 5.28 – Comparação do momento no plano do tabuleiro. 71
Quadro 5.29 – Comparação entre os esforços axiais máximos nos tirantes. 71
Quadro 5.30 – Comparação dos deslocamentos longitudinais no topo das torres. 71
Quadro 5.31 – Comparação dos momentos longitudinais no topo das torres. 71
Quadro 5.32 – Comparação entre os momentos transversais máximos e mínimos nas torres. 72
Quadro 5.33 – Comparação entre os momentos transversais máximos e mínimos nas torres. 72
Quadro 5.34 – Comparação entre esforços e deslocamentos no tabuleiro. 72
Quadro 5.35 – Comparação do deslocamento transversal máximo nas torres. 73
Quadro 5.36 – Comparação dos momentos transversais máximos nas torres. 73
Quadro 5.37 – Comparação dos momentos de torsão máximos nas torres. 73
Quadro 5.38 – Comparação dos momentos longitudianis máximos nas torres. 73
Quadro 5.39 – Comparação dos esforços e deslocamentos no tabuleiro. 74
Quadro 5.40 – Modos de vibração longitudinal. 75
Quadro 5.41 – Modos de vibração transversal. 75
Quadro 5.42 – Modos de vibração vertical. 76
Quadro 5.43 – Combinação entre os modos de vibração vertical e transversal. 76
Quadro 5.44 – Comparação do esforço normal máximo nas torres. 77
Quadro 5.45 – Comparação do momento longitudinal máximo nas torres. 77
Quadro 5.46 – Comparação do deslocamento longitudinal máximo nas torres. 77
Quadro 5.47 – Comparação do momento transversal máximo nas torres. 77
Quadro 5.48 – Comparação do deslocamento transversal máximo nas torres. 78
Quadro 5.49 – Comparação do esforço normal máximo no tabuleiro. 78
Quadro 5.50 – Comparação do momento longitudinal máximo no tabuleiro. 78
Quadro 5.51 – Comparação do momento no plano do tabuleiro. 78
Quadro 5.52 – Comparação do deslocamento transversal máximo do tabuleiro. 78
Quadro 5.53 – Comparação dos momentos de torsão máximos no tabuleiro. 79

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

AML – Area Metropolitana de Lisboa

AVF – Alta Velocidade Ferroviária

BAFO – Best and Final Offer

cm - centímetro

EUA – Estados Unidos da América

kN – Kilonewton

m - metro

MPA – Megapascal

PROT – Plano Regional de Ordenamento do Território

PRS – Perfil Reconstituído Soldado

RAVE – Rede ferroviária de Alta Velocidade

TTT – Terceira Travessia do Tejo

1
INTRODUÇÃO

1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

As pontes atirantadas constituem parte das soluções estruturais mais elegantes, inovadoras e modernistas da engenharia de pontes. Contudo, tornam-se das obras de arte mais difíceis de conceber ao facto de lhe estarem associadas uma elevada complexidade de cálculo.

A superestrutura destas pontes é constituída essencialmente por três elementos estruturais: os mastros ou também designados por torres; o tabuleiro; e os tirantes. A grande diversidade de combinações possíveis para os elementos estruturais torna-as como uma solução utilizada numa grande variedade de vãos, desde de pequenos tabuleiros para passagens pedonais até tabuleiros rodoviários e ferroviários de grandes vãos.

O princípio das pontes atirantadas (Fig. 1.1) consiste em conectar directamente o tabuleiro de inércia relativamente limitada, em geral, a partir de uma série de cabos de elevada resistência – os tirantes. Estes últimos, por sua vez, são ancorados no topo ou na parte superior das torres. Devido às suas inclinações, as tensões induzem no tabuleiro um esforço normal que se distribui em função da cinemática da construção.

Este princípio é muito distinto das pontes suspensas (Fig. 1.2), outra família de pontes a cabos, ao qual o peso do tabuleiro é transferido para um grande cabo principal a partir de uma série de pendurais, geralmente verticais [12].

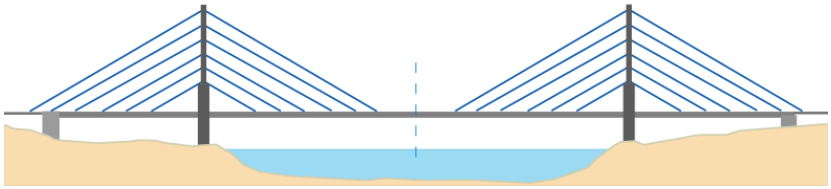


Fig. 1.1 – Esquema de uma ponte de tirantes.

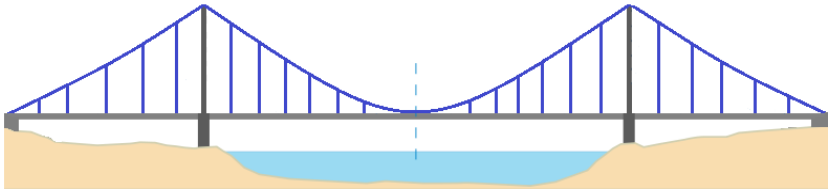


Fig. 1.2 – Esquema de uma ponte suspensa.

Assim, tanto nas pontes atirantadas como nas pontes suspensas, o peso do tabuleiro e das sobrecargas é transferido pelos cabos até as torres. Esta solução é particularmente eficaz pelas três seguintes razões:

1. O cabo é o elemento estrutural mais eficaz para transferir cargas, pelo facto de a sua resistência de ruptura variar (segundo a sua natureza) entre 1500 MPa e 1860 MPa. Esta é por consequência 3 a 4 vezes superior à do aço de construção corrente;
2. Devido à sua grande flexibilidade os cabos são praticamente rectilíneos entre os seus pontos de ancoragem (ou de desvio), e são principalmente submetidos a esforços de tracção. Sendo assim, a sua resistência pode então ser mobilizada em tracção pura, mas com coeficientes de segurança elevados de forma a ter em conta efeitos de flexão parasitas (que são desprezados), dos efeitos de fadiga e riscos de corrosão;
3. O facto da passagem dos cabos no topo das torres, no caso das pontes suspensas, ou na parte superior das mesmas, nas pontes de tirantes, fazem com que estes actuem com elevados braços de momentos.

Por estes motivos as pontes constituídas por cabos tornam-se das únicas soluções estruturais adaptadas para os grandes vãos. O domínio de utilização das pontes de tirantes começa a ser economicamente vantajosa para distâncias de vãos centrais entre os 150 m a 200 m (para pontes constituídas, em elevação longitudinal, por dois mastros – caso mais corrente). No entanto, isto não significa que estas não sejam utilizadas para vãos centrais mais modestos, por questões estéticas ou constrangimentos particulares. Mas neste caso, tornar-se-ão soluções estruturais, em geral, mais onerosas que soluções convencionais. Em termos comparativos, as pontes suspensas têm um domínio de utilização superior, vencendo vãos centrais na ordem dos 600 m ou mesmo 800 m [12].

Existe hoje em dia duas obras que ultrapassam os 1000 m de vão, no caso de pontes de tirantes. A Ponte de Sutong sobre o rio Yang Zi, China com 1088 m de vão central (ano de conclusão: 2008) e a Ponte de Stonecutters em Hong Kong com 1018 m de vão (ano de conclusão: 2009). Nas pontes suspensas, o recorde aproxima-se dos 2000 m e situa-se no Japão, Ponte de Akashi-Kaykyo.

1.2. OBJECTIVOS DO TRABALHO

Tendo em conta a necessidade de executar vãos cada vez maiores em conjunto com as preocupações estéticas procurou-se definir secções transversais de tabuleiros cada vez mais leves e resistentes. Deste modo, surgem as pontes de tirantes constituídas por tabuleiros metálicos e mistos aço-betão.

Desde uma década, a experiência mostra que os tabuleiros metálicos são geralmente substituídos por tabuleiros mistos aço-betão, para vãos até os 600 m. Pelo que, os tabuleiros metálicos impõem-se para vencerem grandes vãos, devido a sua leveza e à forma em caixão que permite assegurar a estabilidade dinâmica da estrutura. Assim, os tabuleiros mistos aço-betão permitem tirar partido das melhores características dos dois materiais (boa resistência à compressão do betão e boa resistência a tracção do aço), o que levou ultimamente a serem adoptados em grande número [11].

Assim sendo, a Terceira Travessia do Tejo, com o seu vão central de 540 m, enquadra-se bem nos pressupostos referidos anteriormente. Tratando-se de uma ponte atirantada do tipo rodo-ferroviária, a treliça mista aço-betão torna-se a solução mais económica e vantajosa para o tabuleiro, conferindo ao mesmo uma certa transparência, tornando-o esteticamente atraente.

De forma a acomodar os dois tipos de tráfegos distintos, aos quais estão associados elevadas sobrecargas, e por fim de modo a respeitar as condições de deformações, é necessário conferir ao

tabuleiro uma elevada rigidez de flexão longitudinal e de torção. Deste modo, estas características atribuem à Terceira Travessia do Tejo uma certa particularidade – ponte atirantada em presença de um tabuleiro rígido em flexão longitudinal e torsional – distinguindo-a assim das obras de arte convencionais (tabuleiro flexível).

Deste modo, é objectivo do presente trabalho analisar o comportamento estrutural da solução apresentada pelo consórcio ALTAVIA Tejo, em fase de concurso e ante-projecto, da Terceira Travessia do Tejo em presença de um mastro em forma de H ou V invertido. O estudo visa também analisar a redistribuição de esforços e deslocamentos fazendo variar a inércia de torsão e flexão do tabuleiro.

Em suma, para efeitos comparativos são criados dois modelos numéricos da ponte de tirantes no programa de cálculo *RM Bridge V8i*, com a principal particularidade de diferenciar a forma das torres. Para efeitos comparativos entre os dois tipos de modelos serão realizados cálculos estáticos e uma primeira abordagem aos cálculos dinâmicos.

Optou-se por modelar o tabuleiro da ponte como uma barra equivalente com as propriedades mecânicas do tabuleiro. Esta escolha permite assim simplificar o modelo de cálculo sem por obstante modificar o comportamento da estrutura. Para o cálculo das características mecânicas do tabuleiro da ponte será realizado um modelo aos elementos finitos no programa de cálculo *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010.*

A regulamentação utilizada para o estudo é constituída pelos Eurocódigos Estruturais, designadamente:

- EN 1991 – Actions on structures;
- EN 1992 – Design of concrete structures;
- EN 1993 – Design of steel structures;
- EN 1994 – Design of composite steel and concrete structures; e
- EN 1998 – Design of structures for earthquake resistance.

1.3. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O seguinte trabalho será organizado em seis capítulos, tendo cada um, um papel preponderante na compreensão do seu processo de redacção.

Após o primeiro capítulo, onde é feita uma breve referência à importância das pontes de tirantes, surgem dois capítulos preliminares onde é feito uma apresentação da concepção em geral das pontes de tirantes e um enquadramento ao projecto da Terceira Travessia do Tejo.

Concluído o enquadramento do tema, base deste trabalho, e exposição de todas as noções necessárias para a sua compreensão, é apresentada um capítulo respectivo ao cálculo das propriedades mecânicas do tabuleiro da ponte atirantada. Este ponto terá um papel fundamental na modelização do tabuleiro no capítulo seguinte.

No capítulo cinco serão apresentadas todas as considerações e simplificações feitas, na finalidade de possibilitar a comparação entre os dois modelos numéricos gerais da ponte de tirante, bem como a apresentação dos resultados obtidos.

No final do trabalho, serão apresentadas as conclusões chegadas durante todo o processo de aprendizagem e análise.

2
PONTE DE TIRANTES

2.1. INTRODUÇÃO

Este capítulo constitui uma apresentação genérica das pontes atirantadas com uma breve referência à sua evolução histórica, apontando os aspectos mais marcantes que justificam a sua evolução tão tardia. São também enunciados os principais factores na metodologia de concepção geral deste tipo de solução estrutural.

2.2. A ORIGEM DAS PONTES ATIRANTADAS

O princípio dos tirantes é conhecido desde a antiguidade, em que os cabos constituídos por fibras naturais permitiam os passadiços primitivos vencer vãos consideráveis. No entanto, a evolução dos materiais levou ao aparecimento do cabo de aço, iniciando-se então uma nova era das pontes de cabos.

Em 1617, Faustus Verantius apresenta um projecto de uma ponte em Veneza, Itália, do tipo suspensa onde também se realçava o princípio do atirantamento. Contudo, a mais antiga tentativa de ponte atirantada remonta a 1784, ponte em madeira concebida pelo carpinteiro alemão C. T. Löescher (Fig. 2.1) [11].

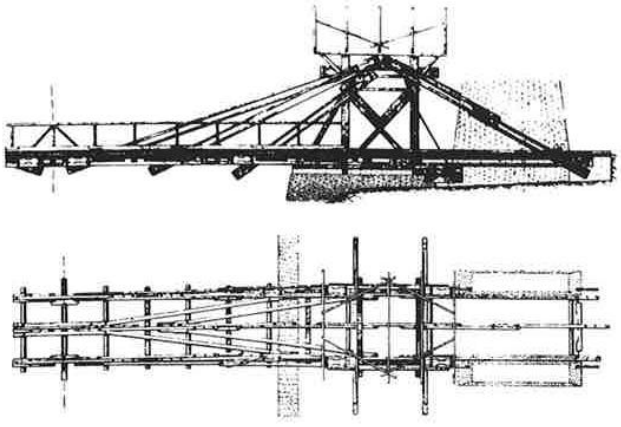


Fig. 2.1 – Projecto de Loëscher, 1784, Alemanha.

Todavia, é de salientar que as primeiras construções deste tipo de obras de arte eram soluções híbridas, isto é, semi-suspensas e semi-atirandas.

O surgimento das primeiras pontes suspensas assim como das atirantadas datam do início do século XIX, nos Estados Unidos da América (EUA) e na Europa. No entanto, estes últimos sistemas estruturais foram inicialmente preteridos. O abandono desta opção resultou do colapso de duas pontes, a passarela de *Dryburgh Abbey* sobre o rio *Tweed* em 1818 na Escócia, (Fig. 2.2) e em 1825 da ponte sobre o rio *Saale*, *Niemburg*, Alemanha, (Fig. 2.3). As causas dos colapsos nunca foram oficialmente conhecidas. Porém, na literatura técnica da época são feitas referências a um excesso de sobrecarga e numa deformabilidade excessiva dos tabuleiros como as possíveis causas de ruína, o que traduz uma ausência de rigidez atribuída aos tabuleiros [10].

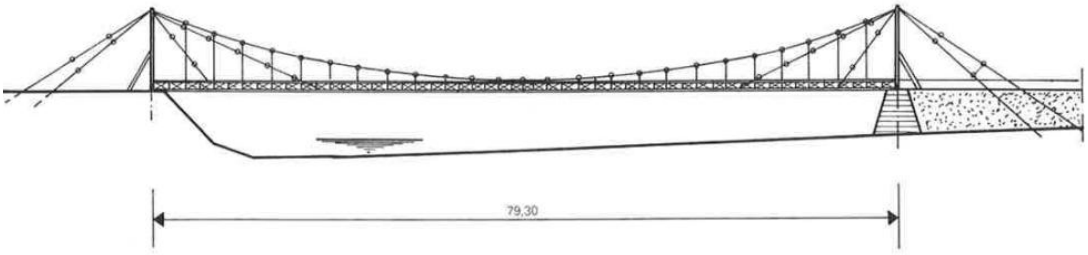


Fig. 2.2 – Passarela de Dryburgh Abbey, Escócia, 1817.

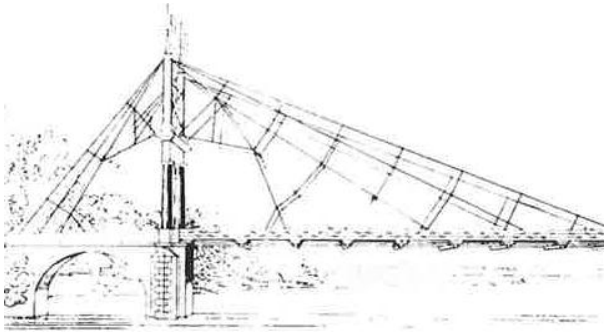


Fig. 2.3 – Ponte sobre o rio Saale, Alemanha, 1824.

Durante cerca de um século, os tirantes foram apenas utilizados para rigidificar as zonas do tabuleiro próximo dos pilares de algumas pontes suspensas, como exemplificam as duas obras notáveis do engenheiro J. Roebling com uma ponte sobre o rio Niagara nos EUA em 1855, (Fig. 2.4) e em 1883 pela célebre ponte de *Brooklyn* em Nova Iorque, (Fig. 2.5).

Sendo assim, durante o século XIX o sucesso obtido pela construção de soluções estruturais que conjugam simultaneamente os pendurais e os tirantes inclinados veio abrandar a construção de pontes realizadas exclusivamente por tirantes. Foi necessário aguardar pelo ano de 1899 para que as pontes de tirantes voltassem a ser consideradas como uma solução estrutural adequada. Ano no qual o engenheiro francês A. Gisclard introduz um novo sistema de suspensão. Este sistema é caracterizado pela adição de cabos destinados a retomar a componente horizontal das forças desenvolvidas pelos tirantes. Esta configuração anula qualquer força de compressão no tabuleiro permitindo evitar fenómenos de instabilidade. Em resumo, este novo sistema de suspensão permitiu uma transmissão dos esforços mais directo, traduzindo-se num aumento de rigidez [10].

Fig. 2.4 – Ponte sobre o rio Niagara, Estados Unidos da América, 1855.

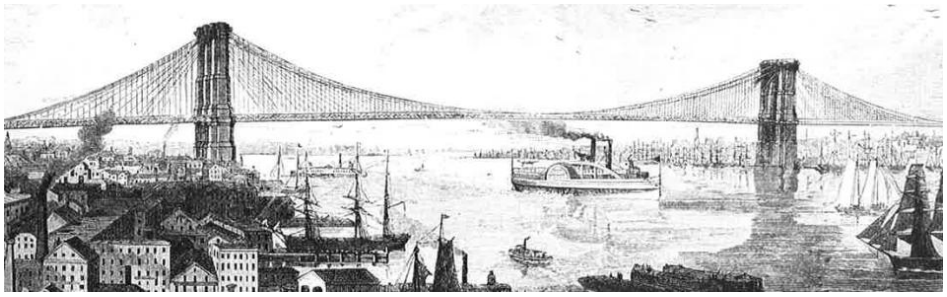


Fig. 2.5 – Brooklyn Bridge, Estados Unidos da América, 1883.

Contudo, o sistema de atirantamento foi realmente estudado a partir de duas obras emblemáticas em betão: o aqueduto de *Tempul*, 1926, realizado por Eduardo Torroja em Espanha e pela ponte sobre o canal de *Donzère-Mondragon* realizado por Albert Caquot em 1952 em França. O aqueduto de Tempul tornou-se inovador pelo facto de introduzir pela primeira vez a utilização de tirantes de aço de alta resistência, envolvidos em betão protegendo-os da corrosão [10].

Também no ano de 1952, o arquitecto F. Tamms idealiza a construção duma família de três pontes atirantadas para o atravessamento do rio Reno na cidade de *Düsseldorf*, Alemanha. Na mesma época numerosas passarelas pedonais são concebidas em meios urbanos resultado do seu efeito arquitectural inovador. Sendo assim, pouco a pouco são descobertas as qualidades estéticas desta solução estrutural onde o jogo de transmissão de forças se evidencia claramente [8].

Porém, foram os engenheiros alemães que desenvolveram amplamente este tipo de estrutura a partir de 1955 sobre a influência de Franz Dischinger e o levaram a um alto grau de aperfeiçoamento a partir de Helmut Homberg e sobretudo Fritz Leonhardt. Franz Dischinger constrói em 1955 a Ponte de Strömsund, na Suécia, (Fig. 2.6) que é considerada hoje em dia como a primeira ponte de tirantes moderna em aço [11].

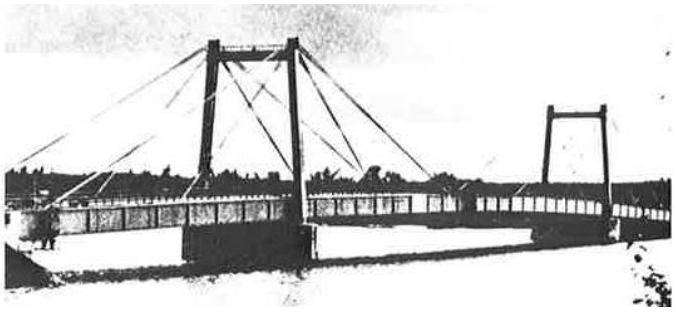
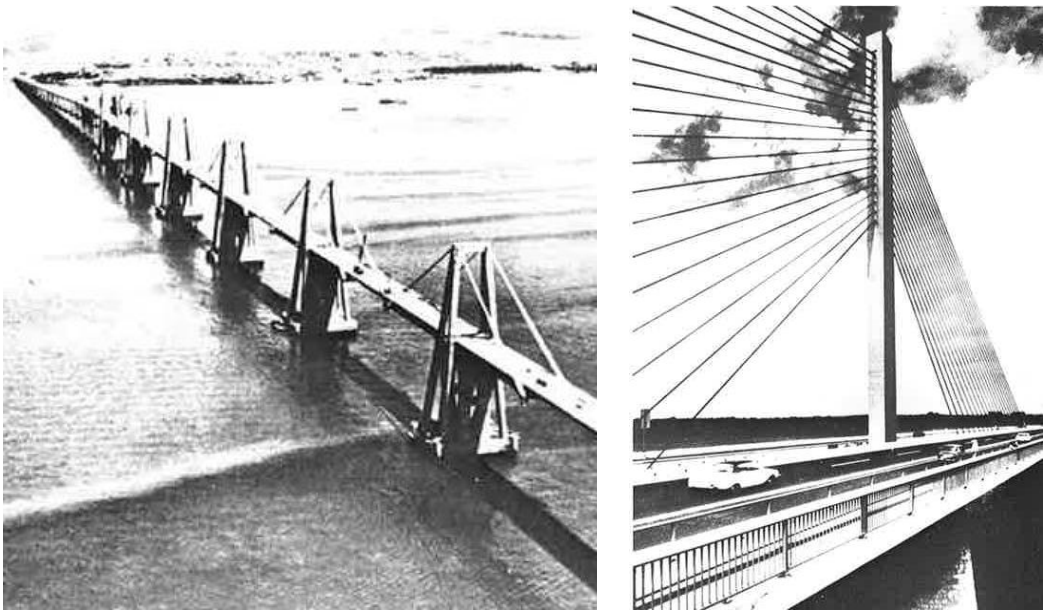


Fig. 2.6 – Ponte de Strömsund, Suécia, 1955.

A popularidade cada vez maior destes novos tipos de obras de artes no seio dos engenheiros alemães afecta por sua vez outros países. O desenvolvimento das pontes de tirantes, em betão processa-se nos anos adjacentes. É de facto importante realçar a obra mais marcante do engenheiro arquitecto Italiano R. Morandi, uma ponte em betão armado e pré-esforçada sobre o lago de Maracaibo, Venezuela, construída em 1962, Fig. 2.7 (a). Porém, a evolução das pontes de tirantes é outra vez marcada em 1967 por H. Homberg, que concebe o Friedrich Ebert Brücke, em Bonn, Alemanha, Fig. 2.7 (b). A suspensão axial constituída por múltiplos tirantes inclinados desta ponte aborda um novo conceito de estética ao nível da concepção do sistema de suspensão, valorizando assim a transparência que lhe é conferida [10].



(a) (b)

Fig. 2.7 – Ponte de Maraicabo, Venezuela, 1962 (a) e Friedrich Ebert Brücke, Alemanha, 1967 (b).

Hoje em dia, soluções estruturais de vãos cada vez maiores são projectadas com um carácter de identidade mais marcante tais como a Ponte de Brotonne, França, realizada em 1977 (Fig. 2.8) e a ponte de Pasco-Kennewick nos E.U.A em 1978 [11].

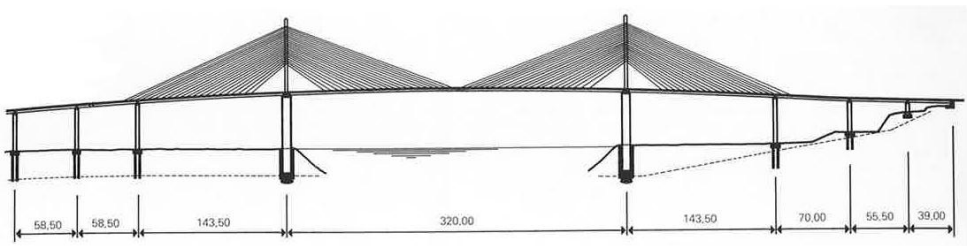


Fig. 2.8 – Ponte de Brotonne, França, 1977.

2.3. CONCEPÇÃO GERAL

As pontes atirantadas são constituídas por três elementos estruturais principais: os mastros ou torres; o tabuleiro; e os tirantes. Com o objectivo de simplificar este ponto, os três elementos citados são abordados seguidamente de forma separada. No entanto, esta dissociação artificial não pode ser realizada no âmbito de uma concepção. A interacção entre as diferentes partes é de tal forma importante que desde o início de um projecto esta intervém. Assim, cada elemento contribuiu de forma diferente para o comportamento estrutural da obra de arte em questão .

A concepção limite (a), Fig. 2.9, adopta um tabuleiro fortemente rígido. Este tipo de concepção representa o início do desenvolvimento das pontes de tirantes. Em que um número reduzido de cabos, em geral, funcionam como apoios intermédios elásticos nas zonas onde a inserção de pilares não é possível. Os mastros apresentam uma elevada esbelteza pelo facto de serem solicitados apenas por momentos de flexão relativamente reduzidos.

A concepção limite (b), Fig. 2.9, é caracterizada por torres muito rígidas que devem actuar na presença de momentos longitudinais originados pelas sobrecargas. Em contrapartida, o tabuleiro está sujeito a solicitações moderadas, em particular se limitamos os espaçamentos longitudinais entre os tirantes. Sendo assim, neste tipo de concepção o tabuleiro apresenta uma secção esbelta sendo as suas dimensões ditadas pela flexão transversal e esforço normal. A possibilidade de realizar um tabuleiro extremamente flexível suportado por numerosos tirantes representa uma solução raramente estudada.

Na concepção limite (c), Fig. 2.9, o atirantamento assume-se como o elemento determinante do comportamento estrutural. Para evitar que os tirantes de retenção sejam totalmente descomprimidos, o comprimento dos vão laterais deve ser inferior a metade do vão central. O desequilíbrio que daí resulta sobre cargas permanentes, traduz-se num aumento de esforços de tracção importantes nos elementos citados. Sendo assim, a introdução de contrapesos ou de pilares traccionados é indispensável. Esta concepção permite assim reduzir a rigidez do tabuleiro e das torres [12].

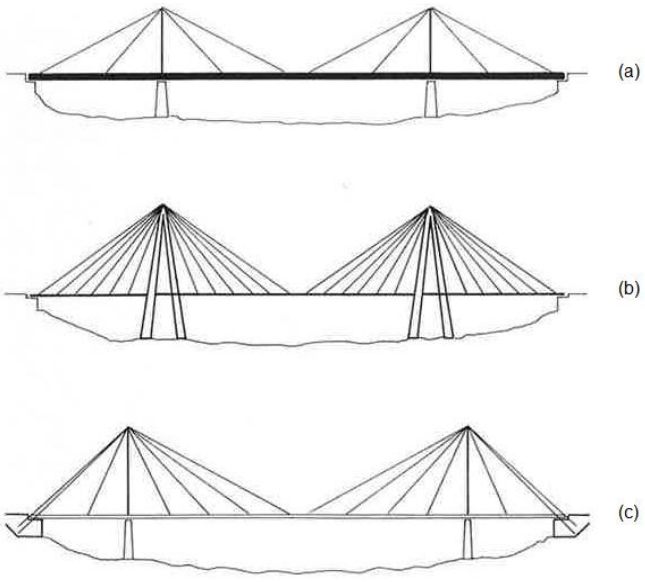


Fig. 2.9 – Evolução do sistema de atirantamento.

Em suma, uma ponte de tirantes funciona do seguinte modo: o tabuleiro é o elemento que suporta às cargas permanentes e as sobrecargas, transmitindo-as aos tirantes que em seguida transfere-as para as torres. Assim, o tabuleiro funciona tanto em flexão como em compressão, devido à componente horizontal das forças induzidas pela inclinação dos tirantes. Estes, por sua vez, transferem os esforços para os mastros que, por compressão, os conduzem para as fundações, Fig. 2.10 [6].

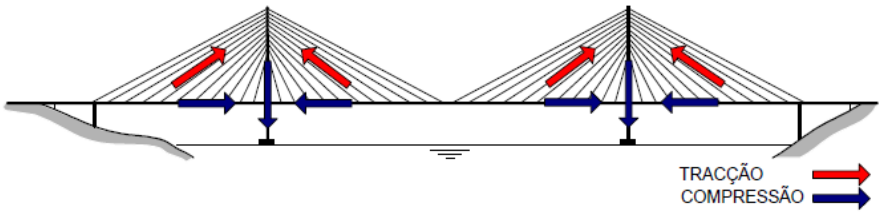


Fig. 2.10 – Funcionamento estrutural típico de uma ponte de tirantes.

2.3.1. Número de Mastros em Elevação Longitudinal

As pontes de tirantes, classicamente, são constituídas por dois mastros em elevação longitudinal, dividindo-as em três vãos, um central e dois laterais. Pilares intermédios, por sua vez, podem ser inseridos decompondo os vão laterais. No entanto, existe um elevado conjunto de pontes constituídas por apenas um único mastro. Os dois vãos laterais são raramente simétricos tendo um deles o papel de vão lateral, com eventuais pilares intermédios. Salvo em casos particulares, estes dois tipos de soluções estruturais, com dois ou uma única torre, apresentam comportamentos semelhantes. Contudo, existem pontes atirantadas de múltiplos vãos, donde o comportamento estrutural é completamente distinto e deve ser tratado a parte (Fig. 2.11) [12].

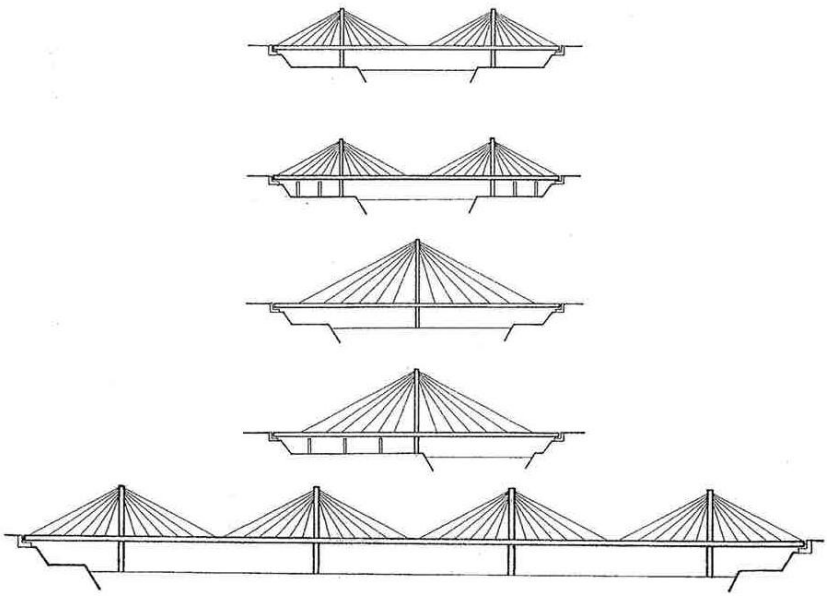


Fig. 2.11 – Ponte atirantada com dois mastros, com um único mastro e múltiplos vãos.

2.3.2. CONFIGURAÇÃO DOS TIRANTES

2.3.2.1. Plano de tirantes axiais ou laterais.

A configuração dos tirantes constituiu uma parte fundamental da concepção de pontes atirantadas, influenciando não só o comportamento estrutural como também o processo construtivo e os custos associados.

No sentido transversal, a maior parte das estruturas são constituídas por um sistema de suspensão com dois planos de tirantes, dispostos geralmente nas extremidades laterais do tabuleiro, Fig. 2.12 (a). Porventura, os passeios podem ser colocados na parte exterior dos planos dos tirantes permitindo reduzir os momentos de flexão transversal no tabuleiro e melhorar o aspecto estético da estrutura, Fig. 2.12 (b). A principal dificuldade consiste em ancorar de forma adequada os tirantes ao tabuleiro, de modo a permitir uma transmissão mais directa dos esforços de atirantamento. Assim, a existência de um plano lateral de tirantes assegura a transferência de esforços originados por forças ou cargas excêntricas, sem por obstante rigidificar o tabuleiro torsionalmente.

Existe a possibilidade de adoptar um plano de tirantes axiais. Neste caso. é então indispensável que o tabuleiro possui uma elevada rigidez a torsão de forma a retomar os efeitos provocados por cargas excêntricas transversalmente. No caso deste tipo de concepção, para evitar que as rotações torsionais causadas por cargas assimétricas atinjam um valor excessivo é usual limitar o vão a vencer. Actualmente, as pontes constituídas por um plano de tirantes axial vencem vãos na ordem dos 450 m a 500 m. É de salientar que se tratam de soluções esteticamente atraentes pelo facto evitar qualquer cruzamento óptico dos cabos, Fig. 2.12 (c).

No caso de tabuleiros muito largos é possível desdobrar o plano axial de tirantes, Fig. 2.12 (d). Este tipo de concepção existe particularmente no caso de pontes de uso misto, isto é, rodoviário e ferroviário. O tráfego ferroviário, com as suas elevadas sobrecargas, circula entre os dois planos de atirantamento com o objectivo a minimizar as rotações de torção do tabuleiro.

Por fim, no caso de tabuleiros extremamente largos é possível dividir o plano de tirantes em três (dois laterais e um axial) ou mesmo quatro se a estrutura o permitir [4] [12].

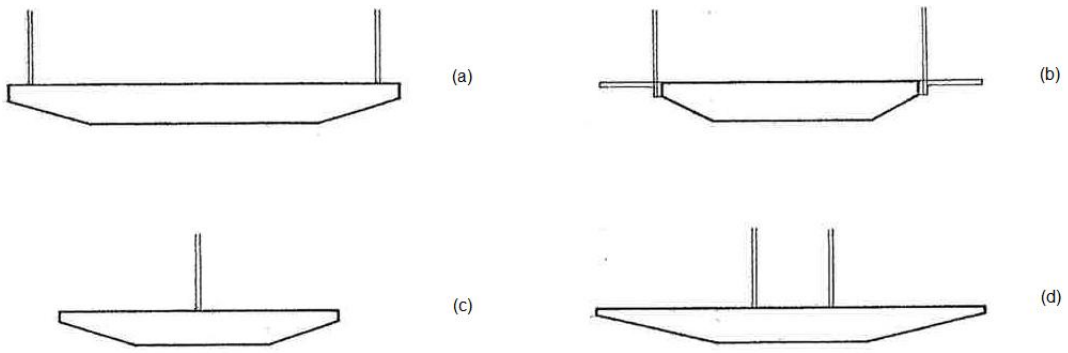


Fig. 2.12 – Plano de tirantes lateral, axial e axial desdobrado.

2.3.2.2. Disposição dos cabos na direcção longitudinal

Longitudinalmente, existem três configurações possíveis para os tirantes: em harpa, leque ou semi-leque.

O facto da configuração em harpa, Fig. 2.13 (b), não se tornar a solução óptima do ponto de vista da estática e da economia, ela seduz porém pelas suas vantagens estéticas incontestáveis. O facto de os cabos serem paralelos e cruzarem-se opticamente sobre um ângulo constante confere à ponte um aspecto agradável. É evidente que para uma mesma altura de mastros entre as diversas disposições – leque, harpa e semi-leque - do ponto de vista económico, a solução em harpa é desvantajosa, traduzindo-se num aumento dos pesos dos tirantes. Para compensar tal facto é dada uma maior altura as torres em relação as outras disposições.

Geralmente a altura dos mastros acima do tabuleiro é tomada entre 1/5 a 1/6 do vão central de uma ponte com uma configuração em semi-leque medianamente espaçados. O que significa que no caso de uma ponte de tirantes com um único mastro, é adoptada uma configuração em semi-leque e a altura do mastro é cerca de 1/3 do vão a vencer, podendo ser mesmo um pouco superior.

A disposição em leque, Fig. 2.13 (a), consiste em fazer convergir todos os tirantes no topo dos mastros. Esta solução pode conceder determinadas vantagens como:

- O peso total de cabos é significativamente inferior comparando com uma solução em harpa;
- O esforço horizontal introduzido pelos tirantes no tabuleiro é menor;
- A flexão longitudinal das torres é moderada.

Como primeira abordagem, esta solução parece menos convincente do que a solução em harpa do ponto vista estético, em razão do efeito de intersecção óptica conferida pelos cabos, sendo este fenómeno atenuado no caso de pontes de grandes dimensões. Contudo, o verdadeiro calcanhar de Aquiles reside no facto da concepção e realização do topo das torres. Uma convergência dos cabos num ponto é puramente teórica pelo que estes devem ser ancorados a partir de sistema próprio como células de desvios. Com um número elevado de tirantes este processo de ancoragem torna-se inviável .

Então uma solução intermédia entre as duas configurações limites precedentes – harpa e leque – permite de forma judiciosa combinar as vantagens inerentes às mesmas, minimizando as suas desvantagens. Pelo que uma configuração em semi-leque, Fig. 2.13 (c), torna-se geralmente numa concepção ideal e um grande número de pontes de tirantes modernos são realizados segundo este princípio. Afastando os tirantes na parte superior das torres, facilita-se o processo de ancoragem dos mesmos sem reduzir a altura estática e por consequência a eficácia do atirantamento. Os tirantes próximos das torres são mais inclinados que no caso do sistema em harpa, permitindo reduzir sensivelmente a sua rigidez [12].

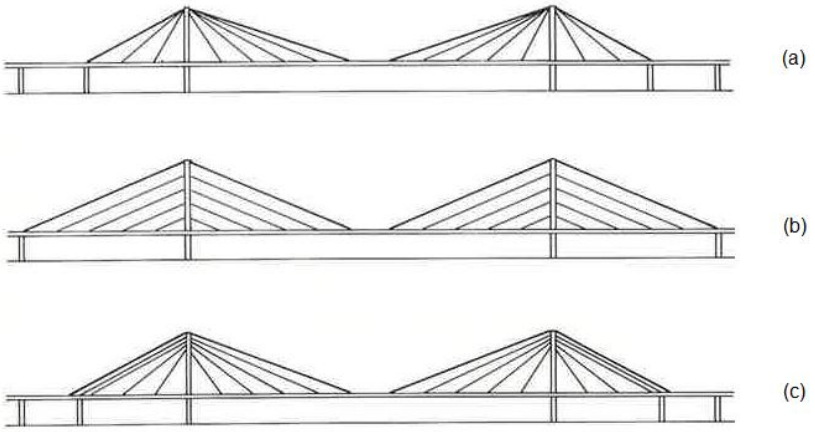


Fig. 2.13 – Configuração do sistema de suspensão em leque, harpa e semi-leque.

Por fim, é importante salientar outro aspecto relativo a disposição longitudinal dos cabos que é o facto de estarmos perante um atirantamento simétrico ou assimétrico. Por exemplo, as configurações de tirantes na Fig. 2.13 (a) e (c) ilustram disposições assimétricas, ao contrário da solução em harpa que é, obrigatoriamente, simétrica.

Outro tipo de concepção totalmente arrojada consiste em conceber uma ponte de tirantes com mastro inclinado, Fig. 2.14. Raramente esta solução é justificada por razões técnicas mas sim pelo ponto de vista arquitectónico [12].

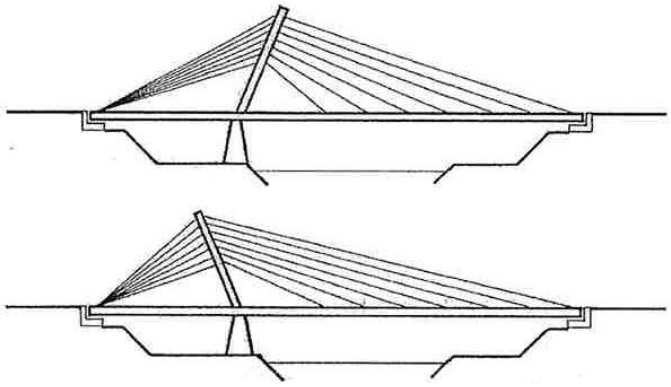


Fig. 2.14 – Ponte de tirantes com mastro inclinado.

2.3.3. CONCEPÇÃO DO TABULEIRO

Torna-se ambíguo explicar de forma clara e concisa como conceber o tabuleiro de uma ponte atirantada, pelo facto de a sua concepção depender de numeroso factores dos quais os principais são:

- O tipo de material constituinte, betão pré-esforçado ou mesmo apenas betão armado em caso simples, misto aço-betão ou aço;

- O espaçamento longitudinal dos tirantes, concentrados ou repartido;

- O tipo de suspensão, axial ou lateral;

- O vão a vencer, que exige uma treliça quando este é importante de forma a reduzir a acção do vento e assim assegurar a estabilidade aos efeitos dinâmicos.

2.3.3.1. A Escolha do Tipo de Material

Os dois principais factores que influenciam a escolha do tipo de material constituinte do tabuleiro são:

- O preço local dos materiais, que influencia por ventura os métodos construtivos bem como os hábitos das empresas construtoras; e

- O peso das estruturas, muito diferente consoante o tipo de material utilizado.

Sendo assim, seguidamente apresenta-se o Quadro 2.1 representativo do peso por metro quadrado do tabuleiro, segundo os diferentes tipos de materiais. É de salientar que estes valores indicativos não variam praticamente com o comprimento do vão a vencer. Isto deve-se ao facto de as cargas permanentes serem totalmente suportadas pelos tirantes, pelo que uma concepção adequada garante que uma ponte atirantada bem concebida para equilibrar as cargas permanentes suporta sem dificuldade as sobrecargas rodoviárias ou pedonais. Só as pontes ferroviárias e as de grandes vão, mais de 800 m até 1000 m podem escapar a esta regra [12].

Quadro 2.1 – Peso por m^2 dos diversos tipos de tabuleiros.

	Tabuleiro em betão	Tabuleiro misto aço-betão*	Tabuleiro metálico
Espessura média de betão [m]	0,50 a 0,60	na ordem dos 0,25	-
Peso do aço [kg/m^2]	-	na ordem dos 200	de 400 a 500
Peso total da estrutura [t/m^2]	1,25 a 1,80	0,800 a 0,900	0,400 a 0,500
Equipamentos [kg/m^2]	300 a 350	300 a 350	200 a 250
Peso total [t/m^2]	1,60 a 2,20	1,10 a 1,30	0,600 a 0,750

* incluiu treliça mista aço-betão

Assim conclui-se que, o peso dos tirantes necessário para suportar um tabuleiro – e por consequência o seus custo – é mais importante para uma ponte atirantada em betão do que para uma mista aço-betão (Fig. 2.15). Pelo que, o caso de um tabuleiro metálico (Fig. 2.16) permite ganhos ainda mais significativos. No entanto, este é claramente mais oneroso do que nos restantes casos. Sendo assim, o aço é apenas reservado para as pontes de grandes vãos e para casos particulares.

O tabuleiro em betão pré-esforçado (Fig. 2.17) ou a treliça mista aço-betão (Fig. 2.18) são mais competitivos para os vãos modestos, médios ou mesmo importantes, até que o aumento significativo do peso do tabuleiro em betão induza um custo inaceitável dos tirantes.

Diversos autores ponderaram acerca do tipo de tabuleiro a usar em função do vão limite a vencer, obtendo-se o Quadro 2.2 [10] [12].

Quadro 2.2 – Ordem de grandeza do vão central em função do tipo de tabuleiro.

	Vão central segundo R. Walther	Vão central segundo M. Virlogeux
Pontes em betão	600 m	500 m
Pontes mistas aço-betão	800 m	600 m a 700 m
Pontes metálicas	-	1200 m a 1500 m

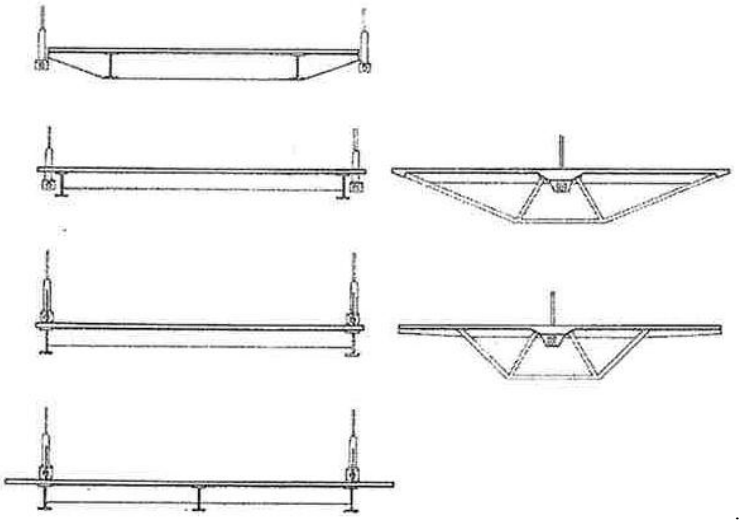


Fig. 2.15 – Esquema de diferentes tipos de tabuleiro em estrutura mista aço-betão.

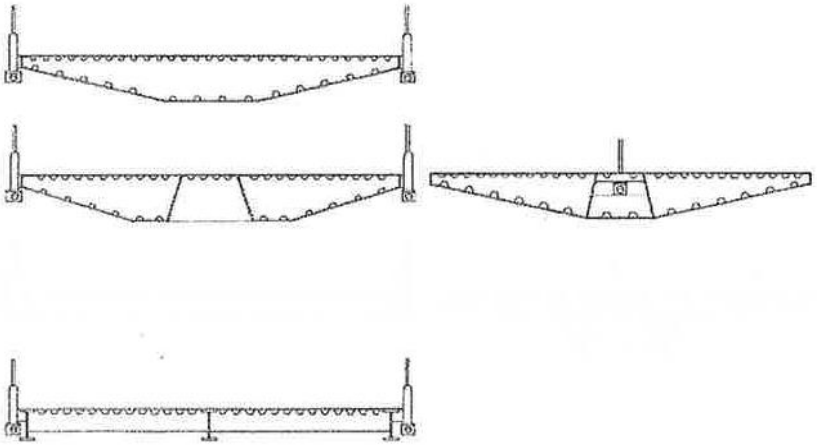


Fig. 2.16 – Esquema de diferentes tipos de tabuleiro em aço.

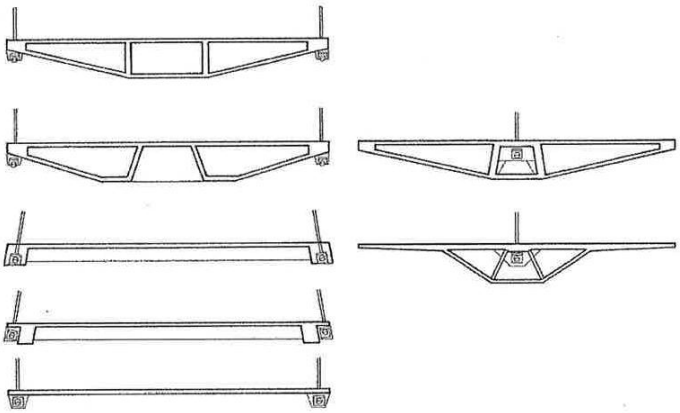


Fig. 2.17 – Esquema de diferentes tipos de tabuleiro em betão pré-esforçado

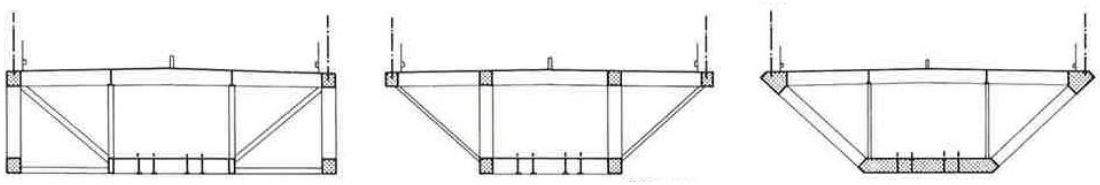


Fig. 2.18 – Esquema de diferentes tipos de tabuleiro em treliça mista aço-betão.

2.3.3.2. Influência do Espaçamento Longitudinal dos Tirantes

Já foi referido anteriormente a diferença entre as pontes de tirantes cujos cabos estejam concentrados ou repartidos. É evidente que uma concepção com tirantes concentrados traduz-se num tabuleiro com uma forte inércia de flexão longitudinal de modo que este seja capaz de suportar entre os tirantes as cargas permanentes e variáveis. Hoje em dia este tipo de concepção foi abandonado optando-se por repartir de forma regular os cabos.

Existe, contudo, uma interacção entre o espaçamento longitudinal dos tirantes e a concepção do tabuleiro. Este pode tornar-se cada vez mais fino quanto menos espaçados estiverem os cabos. Numa solução extrema a espessura das lajes de betão atirantadas, pode descer até 50 cm ou 45 cm com um entre eixo de tirantes da ordem dos 8 m a 6 m.

Outro factor interveniente na escolha do espaçamento longitudinal dos tirantes e que influencia intrinsecamente a concepção do tabuleiro é: a secção a atribuir aos tirantes. Actualmente, no mundo ocidental, a maior parte dos cabos é concebida a partir de cabos constituídos por sete fios de 15 mm de diâmetro, donde a sua resistência a rotura é de 278 kN e a tensão admissível na ordem do 125 kN a 140 kN. Assim, quando se concebe uma ponte de tirantes, procura-se limitar a secção máxima dos tirantes, isto é, a sua potência, devido as peças de ancoragem associadas. Isto é, quanto mais forte for o tirante maiores são os problemas de ancoragem na estrutura, principalmente no caso de tabuleiro em betão.

O Quadro 2.3 permite dar uma ordem de grandeza do espaçamento longitudinal dos tirantes adoptados nos casos mais recentes e clássicos de pontes atirantadas [12].

Quadro 2.3 – Ordem de grandeza do espaçamento longitudinal do tirantes.

[m]	Espaçamento longitudinal entre tirantes	
	Plano de tirantes axiais	Plano de tirantes laterais
Pontes em betão	5 a 6	6 a 8
Pontes mistas aço-betão	8 a 10	12 a 16
Pontes metálicas	12 a 16	16 a 24

2.3.3.3. Influência do tipo de suspensão

Uma suspensão axial exige um tabuleiro com uma forte inércia de torção para que ele possa resistir aos efeitos dos carregamentos assimétricos. Sendo assim, um plano de tirantes axiais impõe à partida um tabuleiro com uma forma em caixão, de dimensões suficientemente importantes para que a inércia de toção seja ela mesma importante.

Inversamente, uma suspensão lateral permite conceber um tabuleiro constituído por duas vigas longitudinais – em aço ou betão – ligadas transversalmente por carlingas e uma laje em betão armado ou ortotrópica, ou ver mesmo apenas uma laje de betão armado.

Para tal deve-se apenas assegurar que o primeiro modo próprio de torção não esteja muito próximo do primeiro modo próprio de flexão (Fig. 2.19). Uma grande proximidade entres este dois pode levar a fenómenos de instabilidade aerodinâmicos, como no caso da ponte de Tacoma, São Francisco [12].

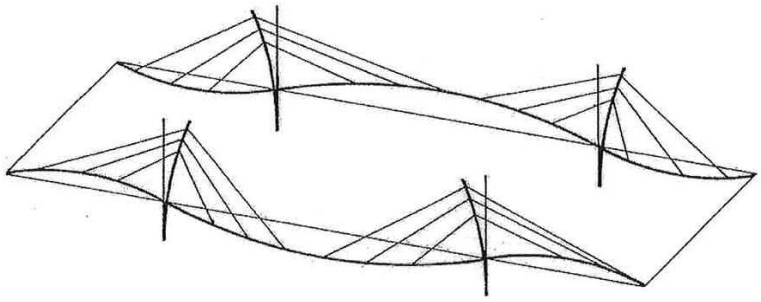


Fig. 2.19 – Ponte de tirantes com duas torres independentes onde o primeiro período próprio de torção é muito próximo do primeiro período próprio de flexão. As carlingas não estão representadas de forma a simplificar o esquema.

2.3.3.4. Influência do vão

Os efeitos do vento sobre a estrutura crescem rapidamente com o aumento do vão a vencer. É então necessário que a concepção, em particular do tabuleiro, assegure a estabilidade e a resistência da estrutura faces aos seguintes quatro tipo de fenómenos:

- As turbulências de Von Karmann, que não metem em causa a resistência da estrutura em geral mas o seu conforto e por ventura a resistência a fadiga;

- As instabilidades aerodinâmicas, efeito de flexão longitudinal e torsional;

- A divergência de tosão, que é um fenómeno estático de segunda ordem;

- A resistência da estrutura a acções dinâmicas no caso de ventos turbulentos extremos.

A melhor solução foi desenvolvida no início dos anos 60 pelo gabinete de estudo inglês *Freeman-Fox and Partners* para a construção de pontes suspensas, no qual se concebeu um tabuleiro em caixão delgado em treliça. A perfilagem em aço e a rigidez em torção permite reduzir ou mesmo anular as turbulências, impedindo a formação da divergência de torsão e garantido quase de forma directa a estabilidade aerodinâmica. No entanto, ensaios em modelos reduzidos ao vento devem ser realizados para assegurar a resistência estrutural ao vento turbulento extremo.

Contudo, no caso da presença de um mesmo tabuleiro mas de largura reduzida a flexão no plano horizontal pode tornar-se critica para os grandes vãos. Normalmente, a largura do tabuleiro deve ser aproximadamente igual a 1/40 do vão a vencer para assegurara resistências as acções transversais do vento turbulento [12].

2.3.4. CONCEPÇÃO DAS TORRES

Os mastros são geralmente concebidos em betão armado não só por questões económicas mas também porque este material, que resiste muito bem ao esforço de compressão, é particularmente bem adaptado a transmissão de cargas verticais. No entanto, por vezes são construídos mastros em aço por razões específicas.

De modo geral a concepção das torres depende:

- Do tipo de suspensão, axial ou lateral;

- Da dimensão da ponte, a ancoragem dos tirantes levanta dificuldades geométricas no caso de estruturas de pequenas dimensões; e

- Dos princípios arquitecturais da concepção, sendo que as torres são os elementos mais visíveis numa ponte atirantada, pelo facto de o tabuleiro ser relativamente fino devido ao atirantamento e do número reduzido de apoios.

Todavia, devemos também debruçar-nos sobre as condições de ligação tabuleiro – mastros, que tem um impacto directo na distribuição dos esforços [12].

Pondo de parte os aspectos estéticos, podemos dizer que existe dois tipos de famílias de mastros para um sistema de suspensão axial (Fig. 2.20):

- As famílias respectivas as torres axiais;

- As famílias correspondentes as torres por um pórtico em torno do tabuleiro.

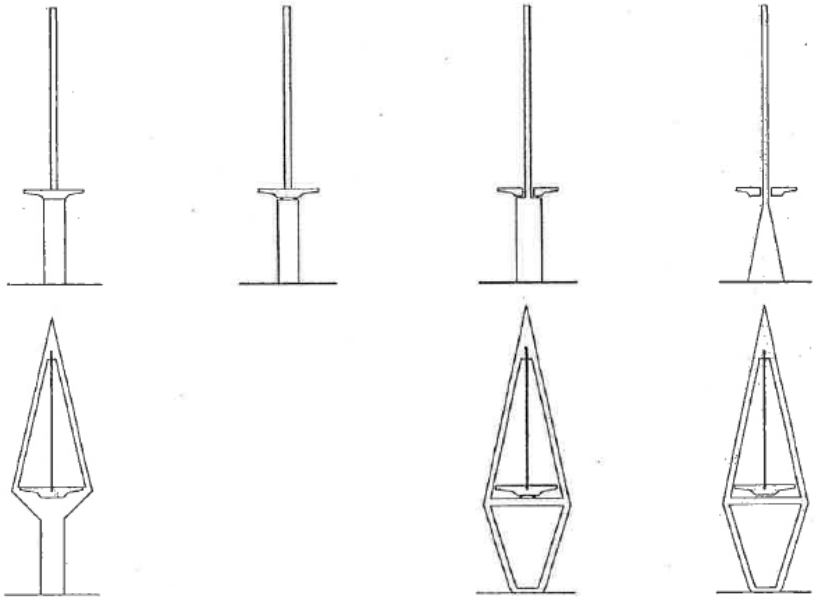


Fig. 2.20 – Diferentes formas de mastros para pontes com plano de tirantes axiais.

O encastramento do tabuleiro com o mastro facilita o processo construtivo no caso deste se realizar por avanços sucessivos, mas já não acontece no caso de construção por lançamento incremental. Este sistema é favorável à estabilidade da estrutura e não apresenta qualquer dificuldade de execução no caso de uma só torre. Porém, no caso de mastros formando por um pórtico, o encastramento do tabuleiro torna-o sensível aos efeitos de variação da temperatura, fluência e relaxação do betão mas também ao encurtamento do vão central sob acção do pré-esforço no fecho do tabuleiro.

Sendo assim, esta solução torna-se viável só se as torres forem relativamente flexíveis para permitirem as deformações impostas.

Outra solução consiste em encastrar a parte superior da torre no tabuleiro, o conjunto apoiando-se pelo intermediário de uma série de apoios na base da torre. Todas as cargas da ponte são conduzidas então do tabuleiro para a base do mastro por intermédio dos aparelhos de apoio.

Em casos particulares, é preferível fazer atravessar o tabuleiro pelo mastro de modo a que a maior parte das cargas do tabuleiro sejam transferidas para os tirantes e directamente para as torres, não passando pelos apoios intermédios. Neste caso, o impedimento dos deslocamentos verticais é menos significativo do que nas duas soluções anteriores.

Por fim, a extrapolação destas ideias consiste em realizar uma suspensão total do tabuleiro, em que este atravessa o mastro sem se apoiar. Esta solução consiste em dizer que o tabuleiro está sobre apoios elásticos que são os tirantes, apresentando poucas vantagens e pede em contrapartida a disposição de tirantes na vizinhança dos mastros. O que torna difícil a sua ancoragem devido a verticalidade dos mesmos.

A utilização dos mastros axiais é limitada pela acção do vento e dos efeitos de segunda ordem que estes induzem. A flexão destes que é essencialmente provocada pela acção do vento nos mesmo e sobre os tirantes, fazem com que se originam efeitos de segunda ordem devida a excentricidade em fibra mediana o mastros e dos pontos de ancoragem dos tirantes. Efeitos amplificados pelo deslocamento transversal do tabuleiro devido ao vento [12].

A menos de lhes dar uma forte dimensão transversal os mastros axiais não constituem uma boa solução para pontes de grandes vãos, acima dos 400 m ou 450 m.

Deste modo, não levantando questões arquitecturais, isto conduziu a determinados projectistas a conceberem torres com a forma de pórticos ou mais exactamente que adoptam a forma triangular – que vem enquadrar o tabuleiro. Sendo assim, encontra-se três das quatro soluções apresentadas anteriormente para a ligação tabuleiro – mastro [12].

- Encastramento;
- Apoio parcial do tabuleiro sobre o mastro; e
- Suspensão total.

Em seguida, apresenta-se o caso de torres adaptadas para planos de tirantes laterais (Fig. 2.21)

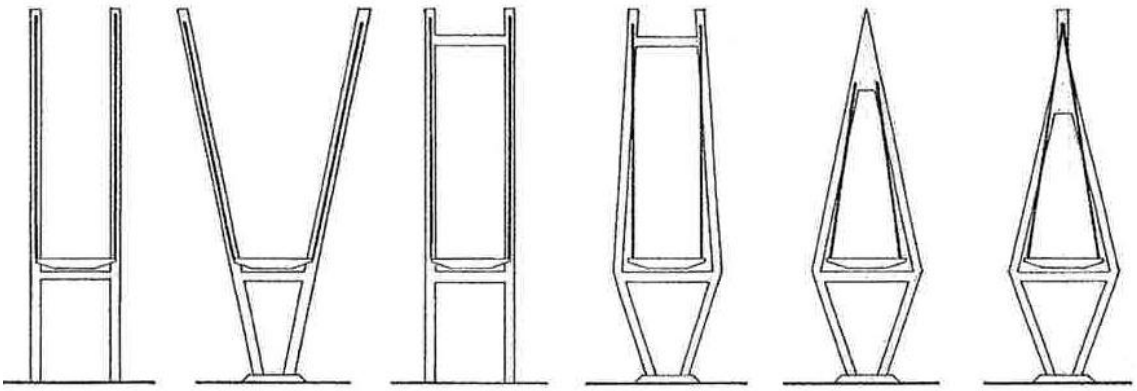


Fig. 2.21 – Diferentes formas de mastros para pontes com plano de tirantes axiais.

Assim, estes mastros podem ser constituídos por dois fustes independentes. Neste caso, os tirantes devem agir sobre a fibra mediana dos mesmos o que implica que a secção corrente do tabuleiro possua um certo «*debord*» relativamente a distância interior das torres. Isto conduz, normalmente, a atribuir uma secção assimétrica ao fuste de forma a reduzir ao mínimo a distância entre fibra mediana dos mesmos e a extremidade do perfil transversal do tabuleiro.

Este fustes independentes são como no caso dos mastros axiais, sensíveis as acções do vento transversal e por sua vez aos efeitos de segunda ordem. Por fim, eles não trazem nenhuma rigidez a torção.

Por questões estéticas estes podem ser ligeiramente inclinados para o exterior. Neste caso, a linha de acção dos tirantes deve aproximar para interior contrapondo os efeitos de flexão devido ao peso próprio das torres.

Para contornar os problemas referidos, uma solução passa por ligar o topo dos mastros por um sistema de contraventamento. Assim, não só é possível diminuir os efeitos de segunda ordem, aumentando a resistência aos efeitos transversais como também a participação da estrutura no global aos efeitos de torção, limitando os deslocamento diferenciais relativos entres os dois fustes.

É ainda possível inclinar as torres para o interior, ligando-as na parte superior, obtendo formas como o V invertido e o Y invertido (Fig. 2.22). Neste caso são induzidos aumentos significativos de rigidez a torsão bem como a possibilidade de desprezar os efeitos de segunda ordem, assegurando-se também a resistência ao vento transversal [10] [12].

No entanto, a partir deste estudo, que teve como o finalidade confrontar as soluções de uma torre em forma de H ou V invertido, constatou-se que a torre em H tinha um comportamento melhor que a torre em V invertido. Isto é, apesar da triangularidade dos fustes no caso da torre em V invertido, não se observou qualquer benefício no comportamento da torre tanto sob acções transversais, (ex: acção do vento) ou sobre acções verticais assimétricas (ex: duas vias ferroviárias carregadas).

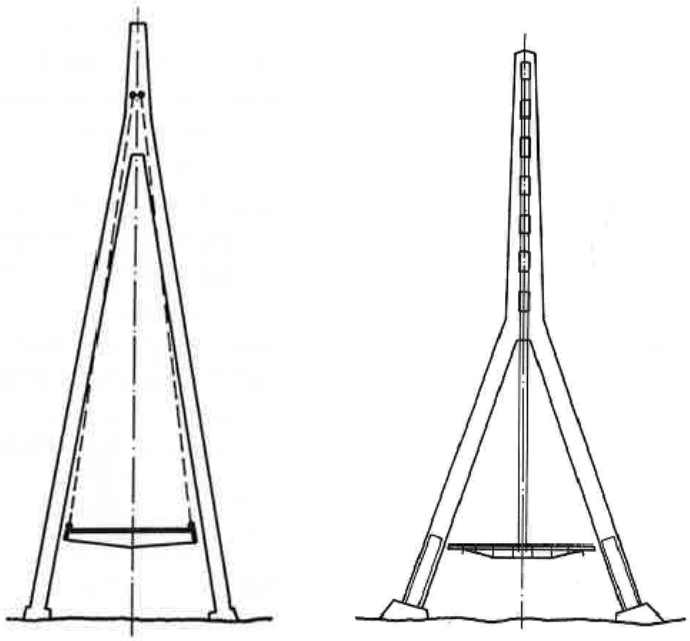


Fig. 2.22 – Mastro em forma de V invertido e Y invertido.

2.4. CONCLUSÃO

Assim, conclui-se que a concepção de tal obra de arte resulta de um intercâmbio contínuo entre engenheiros e arquitectos, que realçam a verdade estrutural e imaginam os métodos de construção da obra. Por conseguinte, este projecto é fruto de um diálogo permanente na procura de um equilíbrio entre a qualidade arquitectural, a inserção *in situ* harmoniosa bem como o respeito de constrangimentos financeiros e prazos.

A forma das torres e a configuração dos tirantes constituem parte dos elementos fundamentais, visto o tabuleiro ser relativamente fino, da concepção de pontes atirantadas. Pois, estes ditam de forma determinante o efeito arquitectural global.

Por fim, retém-se que durante a concepção não se pode tratar de forma separada os elementos principais: torres, tabuleiro e tirantes, vistos estes interagirem de forma distinta consoante a sua disposição.

3
TERCEIRA TRAVESSIA DO TEJO

3.1. BREVE SINOPSE HISTÓRICA

A Terceira Travessia sobre o rio Tejo, usualmente denominada por TTT, é um empreendimento que nasceu formalmente em 1987 a partir do Decreto-Lei n.º 315/87. Nesse mesmo Decreto-Lei, o Governo Português reitera a promoção de uma nova travessia ferroviária do Tejo em Lisboa adicionalmente à introdução da via-férrea na Ponte 25 de Abril. Desde então, o projecto de uma nova ponte tem vindo a ser desenvolvido.

É a partir do ano 2000 que, no âmbito do projecto da rede ferroviária de alta velocidade em Portugal, se verificam avanços significativos bem como a definição de objectivos concretos.

No ano de 2002, o Plano Regional de Ordenamento do Território relativo à Área Metropolitana de Lisboa, PROT-AML, define que uma «travessia ferroviária é fundamental para o desenvolvimento da AML e que a travessia Chelas – Barreiro deverá possibilitar o atravessamento rodoviário e ferroviário».

No ano seguinte, 2003, durante a cimeira Luso – Espanhola realizada na Figueira da Foz, os dois países acordam na realização de ligações transfronteiriças, das quais se destaca a ligação Lisboa/Madrid. É neste eixo de conexão entre as duas capitais ibéricas que se enquadra a Terceira Travessia do Tejo.

Contudo, é no ano de 2005 perante a apresentação pública das grandes opções do Governo Português para o programa de Alta Velocidade Ferroviária (AVF) que a TTT é definida como um projecto incontornável e prioritário, fazendo mesmo parte da lista dos 30 empreendimentos prioritários da rede transeuropeia de transporte.

Em Junho de 2007, a RAVE, entidade responsável pela Rede de Alta Velocidade em Portugal, propõe e apresenta um modelo de negócio para a implementação da AVF. Este é baseado no lançamento de um conjunto de parcerias público-privadas que visam a concessão do projecto, construção, financiamento, manutenção e disponibilização das infra-estruturas ferroviárias. Neste âmbito são lançados dois concursos públicos internacionais respeitantes à ligação Lisboa/Madrid no território Português:

- 1º Concurso: Ligação Poceirão – Caia;
- 2º Concurso: Ligação Lisboa – Poceirão, incluindo a Terceira Travessia do Tejo, Fig. 3.1.

O primeiro concurso diz respeito ao primeiro troço de ligação e o segundo concurso ao segundo troço [7].

Fig. 3.1 – Enquadramento da TTT na Área Metropolitana de Lisboa.

Em Outubro de 2008 é anunciado o concurso público internacional para a concessão do segundo troço, onde se enquadra a TTT, e em Março de 2009 é realizado o seu lançamento. Em Setembro de 2009 são publicadas as propostas. Como consequência, apresentaram-se três concorentes:

- Concorrente n.º 1: Agrupamento ELOS
- Concorrente n.º 2: Agrupamento ALTAVIA Tejo
- Concorrente n.º 3: Agrupamento TAVE Tejo

Estes foram classificados da seguinte forma:

- 1º Lugar: Agrupamento TAVE Tejo
- 2º Lugar: Agrupamento ALTAVIA Tejo
- 3º Lugar: Agrupamento ELOS

Destes concorrentes, são apenas retidos os dois primeiros para a fase BAFO, *Best And Final Offer*.

No entanto, com a crise económica que surgiu no início do ano 2010, o Governo Português decide anular o concurso em meados do segundo trimestre de 2010 com o argumento da escassez de meios financeiros para execução o projecto. É de salientar que este adiamento tornará difícil a concretização da ligação AVF entre Lisboa e Madrid em 2013, como inicialmente previsto.

3.2. OBJECTIVOS GERAIS DO PROJECTO

A Terceira Travessia sobre o Tejo materializa a ligação de AVF entre os Eixos Lisboa/Porto e Lisboa/Madrid com uma configuração que permite acomodar para além das duas vias de alta velocidade ferroviária, duas vias destinadas a caminho-de-ferro convencional e uma nova ligação rodoviária. Esta nova acessibilidade reduzirá os tempos de percurso entre o Porto e Lisboa de 2h35 para 1h15 e entre Lisboa e Madrid, de 9h00 para 2h45. A linha correspondente ao Eixo Lisboa/Madrid está projectada para tráfego de passageiros e mercadorias, tendo uma extensão total de 640 km, dos quais 203 km encontram-se em território português [7].

Por sua vez, a TTT contribuirá fortemente para contrariar as tendências da litoralização existentes, recentrando a AML e desenvolvendo a Grande Lisboa como uma cidade de duas margens. Esta nova ponte permitirá igualmente uma ligação rápida ao Novo Aeroporto de Lisboa (NAL) tanto a nível de alta velocidade como transporte convencional [7].

3.3. Fase de Ante-Projecto da Concepção da Ponte de Tirantes

3.3.1. Requisitos Técnicos definidos pela RAVE

O projecto da ponte desenvolve-se numa extensão total de 7,2 km, iniciando-se ainda em Lisboa a 200 m da margem do rio e terminando sobre o rio 600 m antes de chegar à margem Sul, não coincidindo com a largura do rio neste alinhamento (Fig. 3.2).

O projecto foi sujeito a inúmeros condicionalismos de natureza diversificada – ferroviários, rodoviários, marítimos, aeronáuticos, patrimoniais, entre outros – sendo decisivamente condicionado pela existência de vários canais de navegação – Canal de Cabo Ruivo, Canal de Samora Correia e Canal do Montijo – e pelas restrições aéreas associadas ao Aeroporto da Portela e ao Aeródromo do Montijo [7].

Fig. 3.2 – Desenvolvimento da ponte ao longo do rio Tejo.

Estas várias restrições, variáveis ao longo do rio, induziram a necessidade de considerar soluções estruturais diversas para a travessia dos diferentes canais. Assim, pode-se dizer que existirá uma ponte principal correspondente ao Canal de Cabo Ruivo, constituída por uma ponte de tirantes com 1140 m de comprimento e um vão de central de 540 m. Os restantes viadutos de acesso serão constituídas por vários tramos em treliça mista aço-betão.

É de salientar que aos Canais de Samora Correia e do Montijo estão associados vãos principais de 165 m, estando previstos vãos de 120 m nos testantes tramos da ponte.

Deste modo, as características geométricas foram definidas de forma a permitir e assegurar razoáveis condições de navegabilidade bem como a realização de manobras de navios em segurança nos diversos canais.

A partir das condições geológico-geotécnicas do terreno ao longo do alinhamento previsto, prevê-se o recurso a fundações indirectas profundas por intermédio de estacas. Estas poderão atingir uma profundidade de aproximadamente 70 m.

Quanto à constituição do perfil transversal do tabuleiro, devido à coexistência de dois tipos de tráfego, rodoviário e ferroviário, este é definido por dois níveis, um superior e outro inferior. A plataforma superior destina-se ao transporte rodoviário acomodando três vias em cada sentido. Por outro lado, a inferior serve o tráfego ferroviário com duas linhas de alta velocidade e duas linhas convencionais (Fig. 3.3) [7].

Quanto as torres, a forma em Y invertido foi privilegiada de modo a que TTT se diferenciasse da Ponte Vasco da Gama e 25 de Abril que possuem torres em forma de H. Assim, com esta nova concepção pretende-se criar uma ponte que apresente uma nova identidade a partir da sua imagem e importância. No entanto, a forma de Y invertido revela-se à primeira vista a melhor solução do ponto vista do comportamento estrutural, tendo em conta as dimensões da ponte e por questões técnicas (Fig. 3.4) [7].

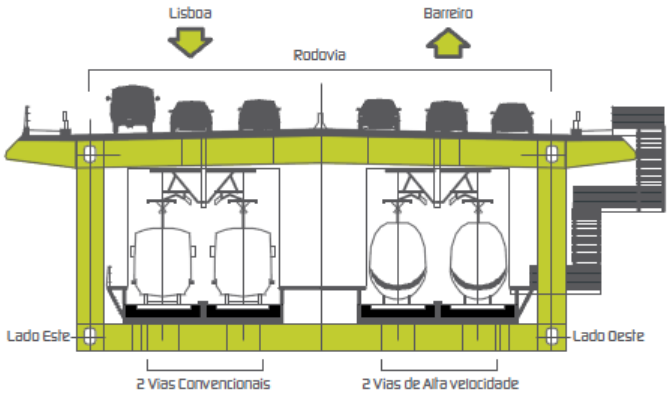


Fig. 3.3 – Perfil transversal tipo do tabuleiro.

Fig. 3.4 – Alçado frontal das torres.

3.3.2. Breve Descrição da Proposta Base ALTAVIA Tejo

A Terceira Travessia do Tejo situa-se a meio caminho entre as duas travessias já existentes, a jusante encontra-se a ponte 25 de Abril (Fig. 3.5 (a)) e a montante a ponte Vasco da Gama (Fig. 3.5 (b)). Devido à sua posição central é fundamental que a arquitectura e concepção da mesma se inscrevam na continuidade das duas primeiras travessias e que instaurem um diálogo harmonioso com estas últimas.

Por sua vez, é de todo importante salientar que nas soluções estruturais atirantadas, a arquitectura das pontes é fortemente ditada pela forma das torres pois estes são os elementos mais visíveis. Assim, o conjunto torres-tabuleiro forma um todo coerente que concorre para a elegância visual da obra e para sua harmonia formal.

A concepção geral da ponte principal inspira-se largamente no dossier de consulta definido pela RAVE, diferindo apenas num ponto: a forma das torres (Fig. 3.6). Tendo em conta que a construção dos mastros é tecnicamente difícil e por se encontrarem sobre um canal de navegação importante, isto conduziu a que as empresas construtoras impusessem desde início que os dois fustes fossem independentes, preferindo esta solução em detrimento da de Y invertido. Todavia, esta opção foi fundamentalmente ditada pela simplicidade estrutural ligada à verticalidade dos planos de tirantes que acompanha por sua vez a verticalidade das vigas laterais do tabuleiro, conduzindo a uma geometria mais simplista dos sistemas de ancoragem dos tirantes.

Assim, a forma em H permite uma maior probabilidade do respeito pelos prazos de construção (conclusão dos trabalhos em 36 meses) e simplifica o processo construtivo, traduzindo-se numa economia. Por questões arquitecturais bem como pela sua eficácia estrutural, o sistema de contraventamento é formando por travessas metálicas em caixão que formam cruzes.

Assim, pode-se dizer que as torres da TTT evidenciam um certo grau de parentesco em comparação com a Ponte Vasco da Gama, pela sua forma em H, e 25 de Abril, pelo seu contraventamento, assumindo uma identidade própria e apresentando-se como um símbolo da modernidade (Fig. 3.7).

Quanto à concepção do tabuleiro, esta obedece aos requisitos técnicos definidos pela RAVE, com a parte superior destinada ao tráfego rodoviário e a parte inferior ao tráfego ferroviário. A estrutura principal é constituída por duas vigas laterais treliçadas do tipo Warren ligadas entre si por carlingas superiores e inferiores e por duas plataformas em betão armado,

Fig. 3.8.

(a) (b)

Fig. 3.5 – Ponte 25 de Abril, Lisboa, 1966 (a) e Ponte Vasco da Gama, Lisboa, 1998 (b).

Fig. 3.6 – Terceira Travessia do Tejo: solução base ALTAVIA Tejo.

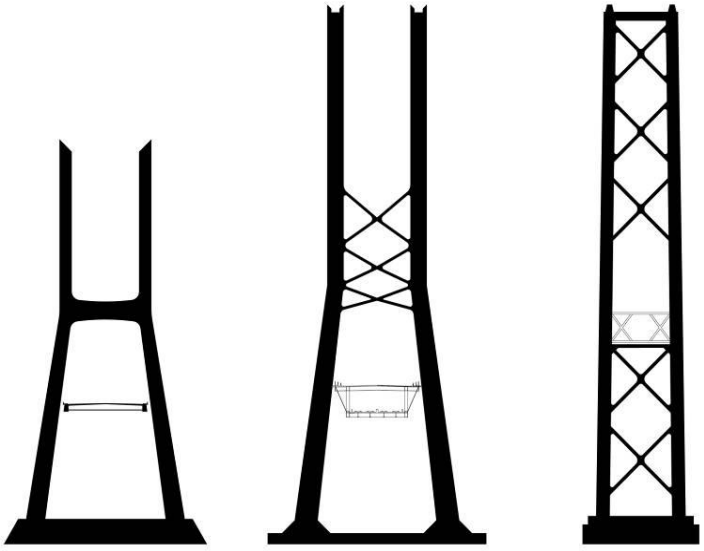


Fig. 3.7 – Cortes a escala das torres da Ponte Vasco da Gama, TTT e 25 de Abril.

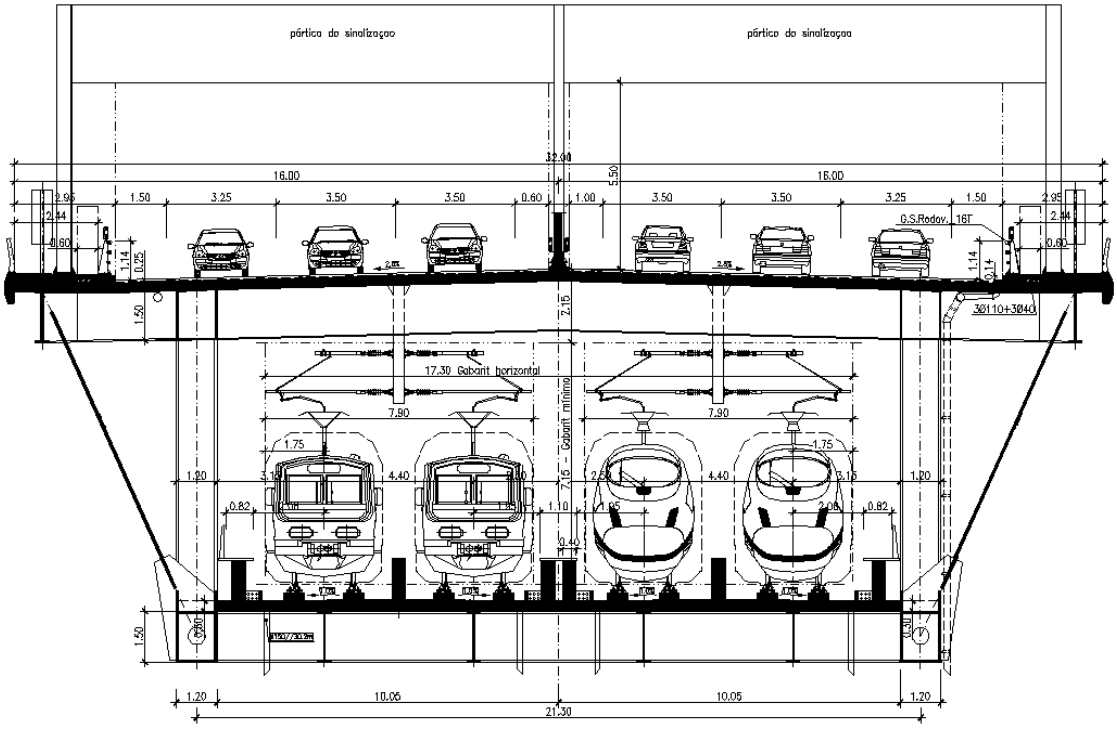


Fig. 3.8 – Corte transversal tipo do tabuleiro: solução base ALTAVIA Tejo.

3.3.3. FASE BAFO

A fase BAFO tem como finalidade a optimização da solução base avaliada na primeira fase do concurso e correcção dos pontos notificados pelo cliente. Sendo assim, a concepção do tabuleiro bem como dos mastros foi revista. A pedido das empresas construtoras, o estudo orientou-se essencialmente sobre:

- A redução tanto quanto possível do corte transversal dos tabuleiro rodoviários e ferroviários;
- A aproximação das torres da ponte atiranda;
- A redução das secções dos fustes de cada torre.

É de salientar que todas as alterações foram criteriosamente estudadas de modo as respeitar os critérios ditados pelo caderno de encargos.

3.3.3.1. Redefinição do Perfil Transversal Tipo do Tabuleiro

Por conseguinte, o tabuleiro rodoviário foi encurtado, alterando-se a concepção ao nível das cornijas laterais (Fig. 3.9). Deste modo, em zona corrente, o tabuleiro rodoviário passa a ter 31,08 m de largura em vez de 32 m. Na zona ao junto às torres, dada a ausência de tirantes, é possível realizar um maior estreitamento do tabuleiro rodoviário que torna assim possível a aproximação das torres.

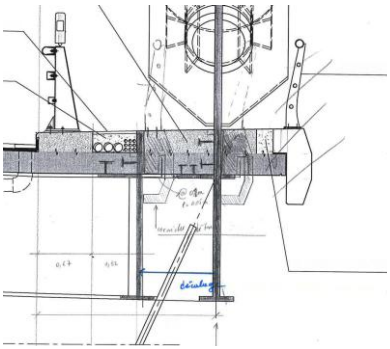


Fig. 3.9 – Detalhe dos passeios em zona corrente do lado direita e na zona das torres do lado esquerdo.

Quanto ao tabuleiro ferroviário, conseguiu-se reduzir este passando a uma distância entre eixo das diagonais de 19,90 m em vez de 21,30 m, o que perfaz uma redução de 1,40 m. Por outro lado, foram suprimidos os muretes intermediários de betão armado.

3.3.3.2. Redefinição da Secção das Torres

Com o objectivo de optimizar a concepção da ponte principal estudou-se a possibilidade da redução das secções nas bases das torres. Para tal, foi analisado o comportamento estrutural da ponte comparando dois modelos que se diferenciam pelas suas secções. Assim, chegou-se à conclusão que uma secção constante (Fig. 3.11), ao contrário da solução base apresentada (Fig. 3.10), permite reduzir significativamente os momentos nas torres.

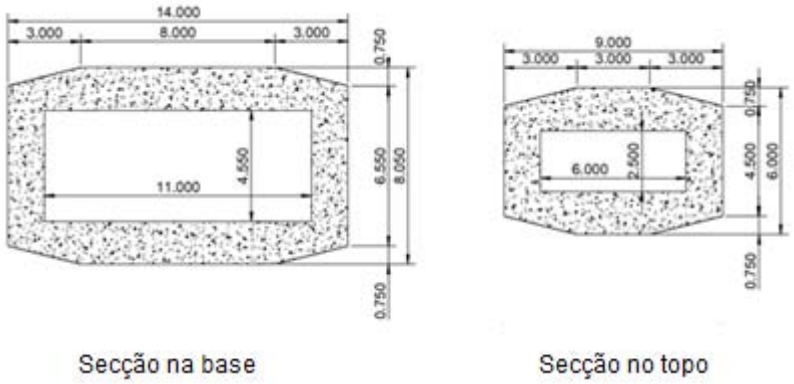


Fig. 3.10 – Secção das torres na proposta base (secção variável em função da altura do mastro).

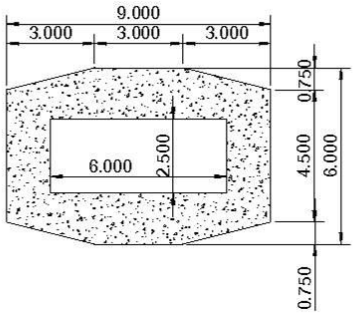


Fig. 3.11 – Nova proposta de secção das torres (secção constante em função da altura do mastro).

3.3.3.3. Proposta de uma Nova Forma de Torre

Na medida em que a solução ALTAVIA Tejo, para a ponte principal, difere apenas num ponto em relação ao dossier de consulta definido pela RAVE, estudou-se a possibilidade das torres tomarem a forma de um V invertido (Fig. 3.12).

Esta proposta visa não só assemelhar-se da forma do Y invertido, solução preferida pelo cliente, como também analisar a diferença no comportamento estrutural da ponte quando os dois fustes se tornam dependentes entre si. A primeira intuição é a de que a união das duas pernas na parte superior melhora o comportamento da ponte sobre cargas assimétricas (ex: 2 vias ferroviárias carregadas) ou sobre o efeito de cargas transversais (ex: acção do vento). Assim, o comportamento destes novos mastros será vantajoso *a priori* pelo facto de se aproximarem da forma triangular e não de um pórtico.

Nesta solução, o sistema de atirantamento é ancorado nas torres a partir de uma estrutura metálica que é montada na parte interior das mesmas e numa fase posterior a sua construção. Isto permite facilitar e optimizar o processo construtivo dos mastros, ao contrário de uma estrutura de ancoragem embebida na secção das torres. Adicionalmente, outra vantagem é que os tirantes situam-se todos no mesmo plano inclinado, ao contrário de um mastro em forma de Y invertido.

Fig. 3.12 – Torre em forma de V invertido.

3.4. CONCLUSÃO

Este capítulo evidencia uma breve descrição da Terceira Travessia do Tejo, desde a sua fase de origem até a sua concepção, analisando de forma transversal os principais intervenientes. Permite, por conseguinte, compreender a evolução do projecto no tempo bem como o objectivo deste trabalho a partir das posições tomadas pelo consórcio ALTAVIA Tejo.

O capítulo seguinte, Modelação do Tabuleiro, baseia-se nas alterações feitas ao tabuleiro e o capítulo Estudo Paramétrico visa comparar a influência que a forma do mastro, em H e V invertido, tem no comportamento estrutural da ponte.

4
MODELAÇÃO DO TABULEIRO

4.1. INTRODUÇÃO

Para o Estudo Paramétrico apresentado no Capítulo 5, optou-se por modelar o tabuleiro da ponte principal como uma barra equivalente, homogeneizada em aço (Fig. 4.1). Assim, o presente capítulo visa determinar as características mecânicas do tabuleiro apresentadas no Quadro 4.1. A_x, representa a área transversal do tabuleiro, I_x a inércia de torção, I_y e A_z correspondem a inércia de flexão longitudinal e a respectiva área reduzida de esforço transverso. I_z e A_y representam inércia de flexão no plano do tabuleiro e a respectiva área de esforço transverso e por fim $I_{\text{rotação dinâmica}}$ é a inércia de rotação dinâmica do tabuleiro para análise dos efeitos sísmicos. Estas grandezas foram calculadas com base em deformadas correspondentes a um determinado tipo de carregamento, a partir de um modelo aos elementos finitos realizado no programa de cálculo *"Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010"*. Por sua vez, os resultados obtidos pelo *software* foram validados pela comparação com o respectivo valor aproximado calculado de forma manual.

Na modelação tridimensional, o eixo X corresponde à direcção longitudinal, Y à direcção transversal e Z à direcção vertical.

Quadro 4.1 – Propriedades mecânicas do tabuleiro.

Áreas	Inércias
A_x	I_x
A_y	I_y
A_z	I_z
	$I_{\text{rotação dinâmica}}$

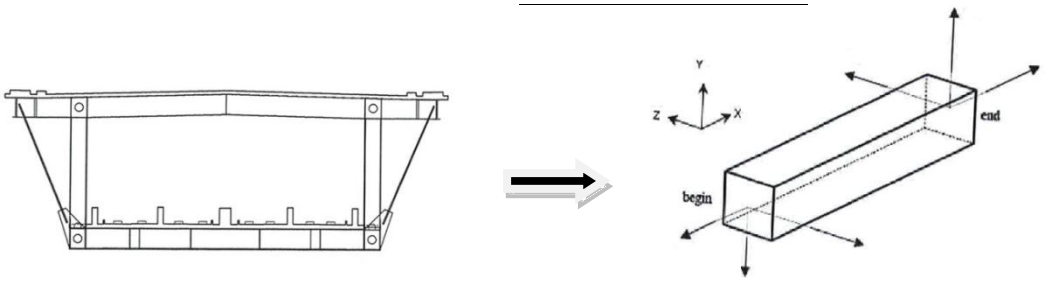


Fig. 4.1 – Esquema da representação do tabuleiro por uma barra equivalente, (o referencial representado corresponde ao do software *RM Bridge)*.

4.2. DESCRIÇÃO GENÉRICA DO MODELO DE CÁLCULO

O tabuleiro consiste numa estrutura mista aço-betão constituída por uma treliça metálica e duas plataformas (superior e inferior) em betão armado.

A secção transversal que constitui a parte principal de sustentação do tabuleiro é composta por duas vigas treliçadas do tipo *Warren* ligadas entre si, transversalmente, por carlingas inferiores e superiores. A altura destas vigas é de 11,00 m e o espaçamento entre os respectivos eixos é de 19,90 m.

Cada uma desta vigas é composta por:

- Uma corda inferior, secção rectangular oca com 1,20 m de largura x 1,50 m de altura e de espessura variável;

- Uma corda superior, secção rectangular oca com 1,20 m de largura x 1,50 m de altura e de espessura variável; e

- Diagonais em Perfis Reconstituídos Soldados (PRS) em H simétricos com 1100 mm de altura e 1200 mm de largura e com os respectivos banzos situados num plano vertical.

As treliças são ligadas entre si por carlingas, em baixo e em cima, soldadas às respectivas cordas inferiores e superiores. As carlingas são PRS em forma de H com 1500 mm de altura. Por sua vez, na parte inferior do tabuleiro, estas estão ligadas por 4 longarinas situadas sob cada uma das 4 vias-férreas. Na parte superior, estas prolongam-se para lá das cordas superiores até ao ponto de amarração dos tirantes. Na extremidade destas consolas, situa-se uma viga lateral em PRS de 1500 mm de altura para redistribuição dos esforços.

A plataforma inferior sustenta 4 vias-férreas que permitem a circulação de comboios convencionais e de alta velocidade. Esta plataforma é formada por uma laje em betão armado de 300 mm de espessura e assenta nas carlingas (espaçadas ente si de 15 m) e nas longarinas inferiores.

A plataforma superior é formada por uma laje em betão armado com uma espessura de 250 mm na secção central e 400 mm, aproximadamente, nas extremidades (passeios). Por sua vez, esta assenta nas carlingas superiores que estão espaçadas de 3,75 m.

Fig. 4.2 representa duas perspectivas espaciais do modelo criado para o cálculo das propriedade mecânicas do tabuleiro. A secção transversal é definida por 42 nós (17 na parte inferior do tabuleiro e 25 na parte superior) a cada 3,75 m. Os perfis metálicos são representados a partir de elementos de barra e as lajes em betão armado por elementos de casca. Foi ainda necessário definir o comprimento do tabuleiro a modelar (vão). Este deve ser suficientemente grande de modo a minimizar os efeitos de extremidade, isto é, permitindo traduzir a continuidade do tabuleiro. Para tal, foi tomado um vão de 135 m.

As respectivas propriedades consideradas para os materiais foram:

- Betão armado: C40/50

- Aço de construção metálica: S355

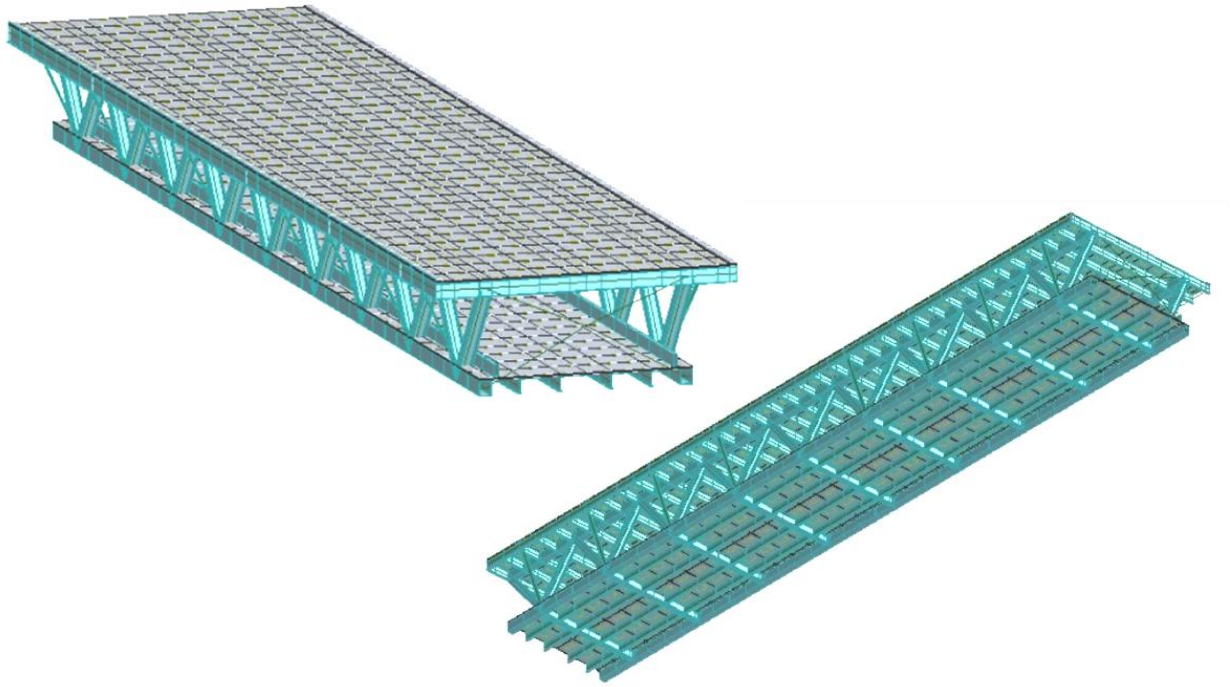


Fig. 4.2 – Modelo tridimensional do tabuleiro – treliça do tipo *Warren*.

4.3. CÁLCULO DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DO TABULEIRO

Para a determinação das propriedades mecânicas do tabuleiro foram escolhidos tipos de carregamentos que permitiram assemelhar o comportamento da treliça o mais possível do comportamento de uma viga "pura". Desta forma, evitou-se a aplicação de casos de carga que induzissem uma flexão local da treliça, traduzindo-se em efeitos parasitas.

Nota Bene: O eixo X corresponde à direcção longitudinal, Y à direcção transversal e Z à direcção vertical. Os valores foram calculados para um tabuleiro homogeneizado em aço.

4.3.1. DETERMINAÇÃO DA ÁREA TRANSVERSAL DO TABULEIRO, A_X

Para o cálculo da grandeza A_X, aplicou-se à treliça mista um carregamento axial, Fig. 4.3. No modelo tridimensional esta acção corresponde a uma força axial aplicada no centro de gravidade das quatro cordas que compõem a secção transversal tipo do tabuleiro. Para tal, adoptou-se uma força de valor igual a 1000 t/corda.

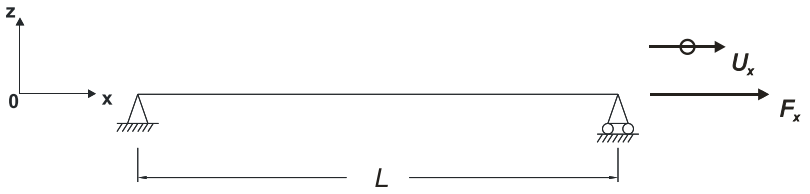


Fig. 4.3– Esquema de aplicação do carregamento axial.

Desta forma, a partir da deformada longitudinal do modelo, obtêm-se A_X do seguinte modo:

$$A_x = \frac{F_x \cdot L}{E_{aço} \cdot U_x} \tag{4.1}$$

onde,

F_x é a força axial total aplicada à treliça mista;

L é o comprimento do vão do modelo, 135 m;

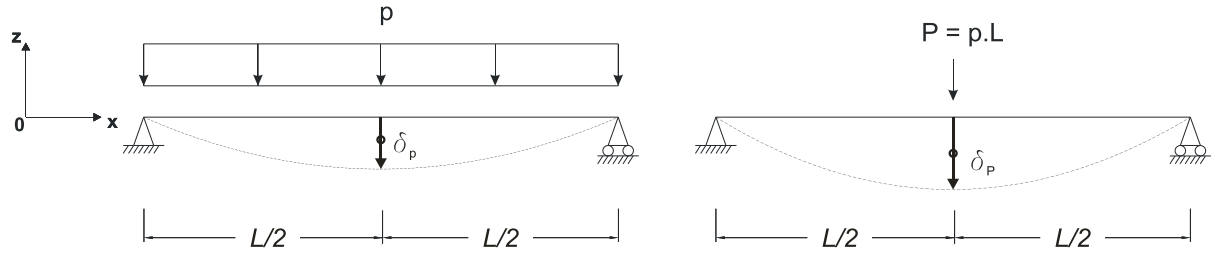
$E_{aço}$ é o modulo de elasticidade do aço, 210.000 MPa;

U_x é o valor da deformada axial da treliça;

4.3.2. Determinação da Inércia de Flexão Longitudinal e Respectiva Área Resistente ao Esforço Transverso, I_Y e A_Z

Para o cálculo da inércia de flexão longitudinal (I_Y) e da área resistente ao esforço transverso (A_Z), optou-se por definir dois casos de carga como esquematizado na Fig. 4.4. O primeiro caso, Fig. 4.4 (a), diz respeito a uma carga uniformemente aplicada no modelo ao longo das duas cordas superiores da treliça e o segundo, Fig. 4.4 (b), a uma carga concentrada aplicada a meio vão de cada corda superior. A carga concentrada tem a particularidade de ser igual à resultante do carregamento uniformemente distribuído. Para o efeito, tomou-se o valor de p = 10 t/m/corda e P = 10*135 = 1350 t/corda.

Assim, esta pequena subtileza traduz-se no desenvolvimento das equações (4.2) a (4.6), permitindo isolar o cálculo de I_Y e A_Z.



(a) (b)

Fig. 4.4 – Esquema de aplicação: (a) carregamento uniformemente distribuído; (b) carga concentrada a 1/2 vão.

Na direcção longitudinal do tabuleiro pode-se dizer que a estrutura principal na reacção aos esforços é a treliça metálica, já que as lajes se encontram orientadas na direcção de menor inércia. Deste modo, a parcela de deformação relativa ao esforço transverso não deverá ser desprezada em relação à parcela da deformação por flexão.

A equação (4.2) diz respeito ao cálculo do deslocamento vertical a meio vão para a carga uniformemente aplicada enquanto a equação (4.3) respeita ao caso da força concentrada. Assim, o cálculo de I_Y e A_Z pode ser determinado da seguinte forma:

$$\delta_p = -\frac{5}{384} \cdot \frac{p \cdot L^4}{E_{aço} \cdot I_y} - \frac{p \cdot L^2}{8 \cdot G \cdot A_z} \tag{4.2}$$

$$\delta_P = -\frac{1}{48}\cdot\frac{P\cdot L^3}{E_{aço}\cdot I_y} - \frac{P\cdot L}{4\cdot G\cdot A_z} \tag{4.3}$$

pondo:

$$2\delta_p - \delta_P = \left(-\frac{10}{384}+\frac{1}{48}\right)\cdot\frac{p\cdot L^4}{E_{aço}\cdot I_y} \tag{4.4}$$

obtêm-se:

$$I_y = \left(-\frac{10}{384}+\frac{1}{48}\right)\cdot\frac{p\cdot L^4}{E_{aço}\cdot(2\delta_p - \delta_P)} \tag{4.5}$$

e:

$$A_z = -\frac{\frac{p\cdot L^2}{8\cdot G}}{\delta_p + \frac{5}{384}\cdot\frac{p\cdot L^4}{E_{aço}\cdot I_z}} \tag{4.6}$$

onde,

p é a carga uniformemente distribuída ao longo da treliça;

L é o comprimento do vão do modelo, 135 m;

$E_{aço}$ é o modulo de elasticidade do aço, 210 000 MPa;

G é o modulo de distorção, 80 800 MPa;

δ_p é o valor do deslocamento vertical da treliça a meio vão – carga uniforme; e

δ_P é o valor do deslocamento vertical da treliça a meio vão – carga concentrada.

4.3.3. Determinação da Inércia de Flexão Transversal e Respectiva Área Resistente ao Esforço Transverso, I_Z e A_Y

Para a estimativa da inércia de flexão no plano do tabuleiro, I_Z, e a correspondente área reduzida resistente ao esforço transverso, A_Y, tomaram-se em conta os mesmos carregamentos, anteriormente apresentados, porém, orientados nas direcções associadas às grandezas (Fig. 4.5 (a) e (b)).

Neste caso, a deformação relativa ao esforço transverso foi desprezada pelos seguintes factos: nesta direcção os elementos que vão actuar preponderantemente na repartição dos esforços são as duas lajes de betão armado e, não se tratando de uma direcção principal, consequentemente, não é necessário estimar este parâmetro com rigor.

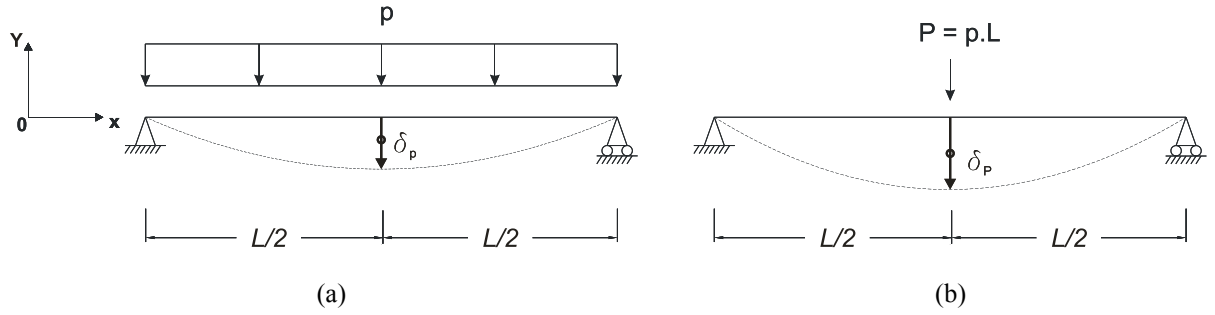


Fig. 4.5 – Esquema de aplicação: (a) carregamento uniformemente distribuído; (b) carga concentrada a 1/2 vão.

De forma análoga ao raciocínio anterior, a partir das equações (4.7) e (4.8) extrapola-se, com base nas deformadas das cordas a meio vão, o valor da inércia de flexão global no plano do tabuleiro

$$\delta_p = -\frac{5}{384} \cdot \frac{p \cdot L^4}{E_{aço} \cdot I_{z,UDL}} \tag{4.7}$$

$$\delta_P = -\frac{1}{48} \cdot \frac{P \cdot L^3}{E_{aço} \cdot I_{z,PL}} \tag{4.8}$$

o que equivale a:

$$I_{z,UDL} = -\frac{5}{384} \cdot \frac{p \cdot L^4}{E_{aço} \cdot \delta_p} \tag{4.9}$$

$$I_{z,PL} = -\frac{1}{48} \cdot \frac{P \cdot L^3}{E_{aço} \cdot \delta_P} \tag{4.10}$$

Neste caso, tomou-se como valor a média entre $I_{Z,\ UDL}$ e $I_{Z,\ PL}$. Como a parcela de deformação por esforço transverso foi desprezada, isto equivale a considerar A_Y = «infinito», o que, na prática, corresponde a considerar apenas a secção bruta das lajes de betão armado no plano OZX.

4.3.4. Determinação da Inércia de Torsão, I_X

Para o cálculo da inércia de torção foram criados dois modelos tridimensionais do tabuleiro, com a particularidade de um ser composto por uma treliça metálica do tipo *Warren* e outro do tipo *Vierendeel*. Estes dois modelos foram criados com o objectivo de calcular a respectiva relação de inércias (quociente entre $I_{X,\ Warren}$/ $I_{X,\ Vierendeel}$). Este factor de redução será aplicado no capítulo seguinte para análise do comportamento estrutural da ponte principal quando se diminui a inércia de torsão do tabuleiro.

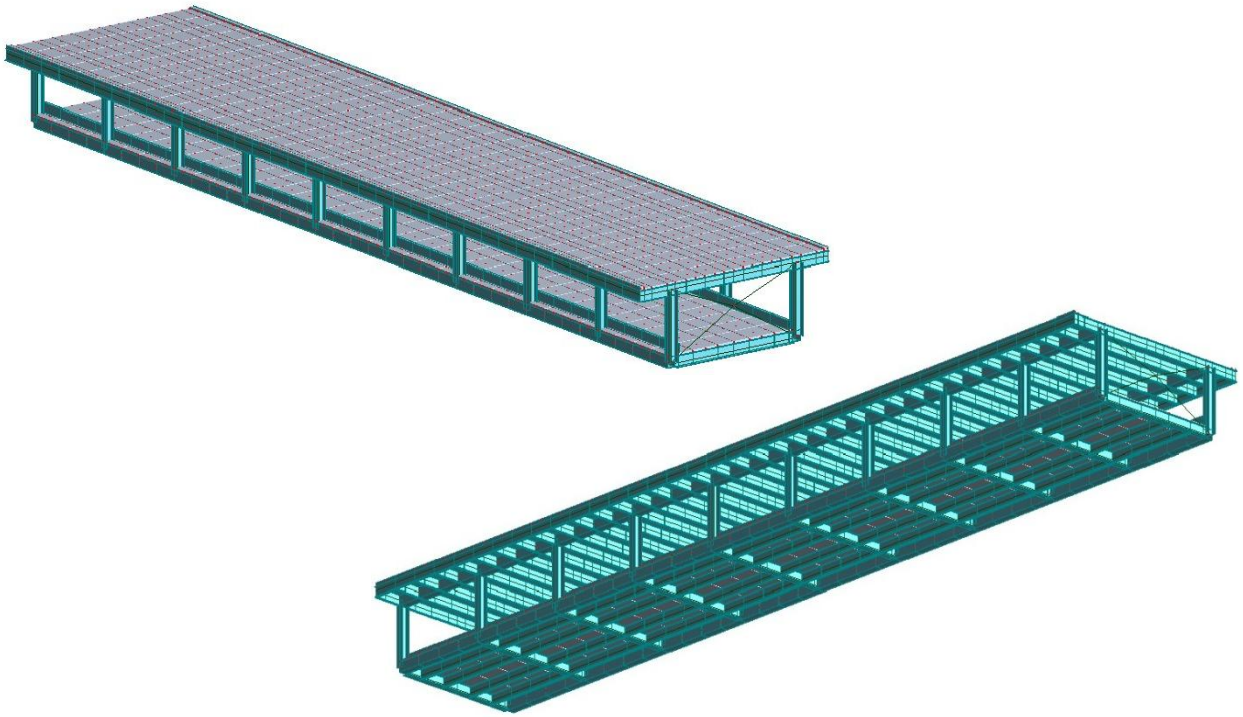


Fig. 4.6 – Modelo tridimensional do tabuleiro – treliça do tipo *Vierendeel*.

A inércia de torção, I_X, trata-se do parâmetro mais difícil de estimar com rigor, pois o seu valor varia consoante o tipo de carregamento e o ponto de aplicação do mesmo. No entanto, constatou-se que a aplicação de um momento torsor na extremidade livre da viga é o caso de carga que melhor aproxima o comportamento do tabuleiro ao comportamento barra equivalente. Assim, para o cálculo desta grandeza considerou-se o sistema estrutural representado na Fig. 4.7. No modelo espacial isto equivale ao encastramento de uma das extremidades (encastramento das cordas inferiores e superiores), e à aplicação de um momento torsor, no centro de gravidade da extremidade oposta do tabuleiro, de valor igual 26 850 t.m.

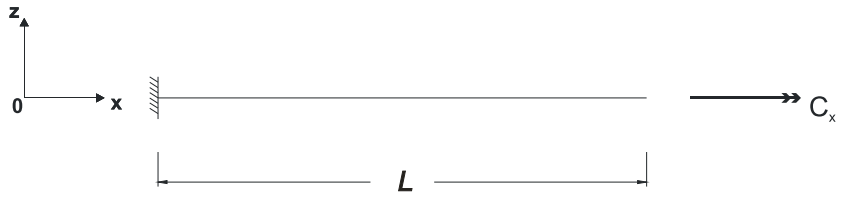


Fig. 4.7 – Esquema de aplicação de um momento torsor na extremidade livre.

Desta forma, a inércia de torção (I_X) pode ser estimada do seguinte modo:

$$\frac{d\theta}{dx} = \frac{M_x}{G \cdot I_x} \Leftrightarrow \theta_f - \theta_i = \int \frac{M_x}{G \cdot I_x} dx \quad (4.11)$$

assim:

$$\theta_f - \theta_i = \frac{C_x \cdot L}{G \cdot I_x} \quad (4.12)$$

obtendo-se:

$$I_x = \frac{C_x \cdot L}{G \cdot (\theta_f - \theta_i)} \quad (4.13)$$

onde,

C_x é o momento torsor aplicado na extremidade da treliça;

L é o comprimento do vão do modelo, 135 m;

G é o modulo de distorção, 80 800 MPa;

θ_f é a rotação na extremidade final (extremidade livre);e

θ_i é a rotação na extremidade inicial (extremidade bloqueada).

De modo a calibrar este valor utilizou-se, com base na deformada imposta pelo carregamento aplicado, o valor médio correspondente aos valores obtidos em três secções distintas da treliça (135 m, 101,25 m e 67,50 m). A origem do referencial foi definida na extremidade apoiada.

4.3.5. Determinação da Inércia de Rotação Dinâmica, $I_{\text{rotação dinâmica}}$

A inércia de rotação dinâmica trata-se de uma inércia de massa que traduz a resistência do tabuleiro ao movimento de rotação. Esta resistência rotacional depende tanto da quantidade de massa solicitada bem como da sua disposição em relação ao eixo fixo de rotação. Esta variável será apenas utilizada para os cálculos dinâmicos apresentados no capítulo 5. A inércia de rotação dinâmica é obtida por:

$$I_{rot.\ dinâmica} = \sum m_i \cdot d_i^2 \quad (4.14)$$

Onde,

m_i é a massa do elemento *i* no corte transversal tipo do tabuleiro; e

d_i é a distância do centro de torsão do tabuleiro ao centro de gravidade do elemento *i*;

4.4. ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.4.1. CÁLCULO DE A_X

Analisando a deformada na extremidade axialmente livre, verificou-se que as duas cordas inferiores e as duas cordas superiores têm um alongamento ligeiramente diferente, registando-se 1,10 cm e 1,20 cm, respectivamente. Assim, para o cálculo de A_X utilizou-se o valor médio dos dois deslocamentos obtidos, isto é, 1,15 cm. Aplicando-se de forma directa a equação (4.1) obtém-se $A_X = 2{,}24$ m^2. Contudo, a partir de cálculo manual, obteve-se para a mesma grandeza um valor igual a 2,78 m^2, como se indica no Quadro 4.2.

Quadro 4.2 – Valores da grandeza A_X [m^2].

	Cálculo *Robot*	Cálculo manual	Δ
A_X [m^2]	2,24	2,78	+ 24%

Analisando-se a Fig. 4.8, verifica-se que a deformada apresenta uma ligeira flexão longitudinal, tendo em conta que as força não são aplicadas no centro de gravidade do tabuleiro, sendo este um dos motivos da discrepância entre os dois valores.

Por fim, em aplicações futuras, utilizar-se-á o valor correspondente ao cálculo manual, isto é, $A_X = 2{,}78$ m^2.

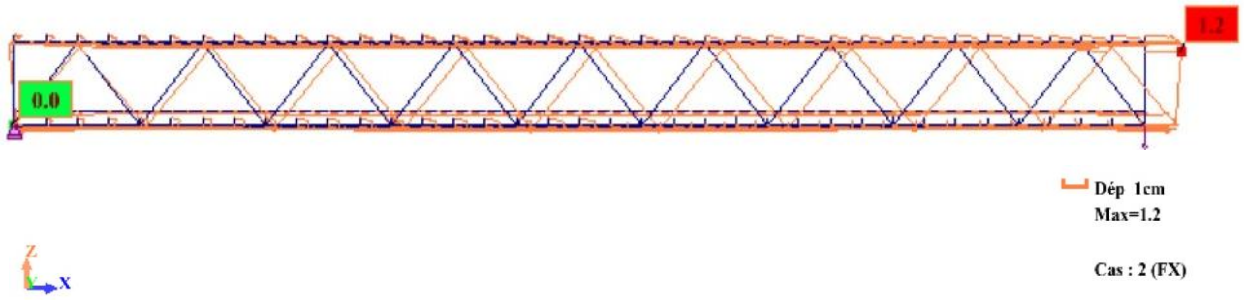


Fig. 4.8 – Deformada axial da treliça metálica.

4.4.2. CÁLCULO DE I_Y E A_Z

Para o cálculo da inércia de flexão longitudinal do tabuleiro e da respectiva área reduzida resistente ao esforço transverso, comparou-se o deslocamento vertical a meio vão entre as cordas inferiores e superiores. Relativamente ao caso de carga uniformemente distribuído, verificou-se que os dois elementos têm o mesmo deslocamento, 7,8 cm (Fig. 4.9). Todavia, no caso de carga concentrada a meio vão, tal não se verifica, tendo a corda superior um deslocamento vertical descendente de 13,40 cm enquanto na corda inferior o respectivo valor é de 13,20 cm. Este facto permite concluir a existência de uma ligeira deformação das diagonais (Fig. 4.10). Deste modo, utilizou-se a média dos dois valores, isto é, 13,30 cm.

Assim, aplicando a equação (4.5) e (4.6) estimou-se uma inércia de flexão longitudinal de 71,63 m^4 e uma secção reduzida de resistência ao esforço transverso de $A_Z = 0{,}275$ m^2 (Quadro 4.3).

Quadro 4.3 - Valores da grandeza I_Y [m^4].

	Cálculo *Robot*	Cálculo manual	Δ
I_Y [m^4]	71,63	78,77	+ 10%

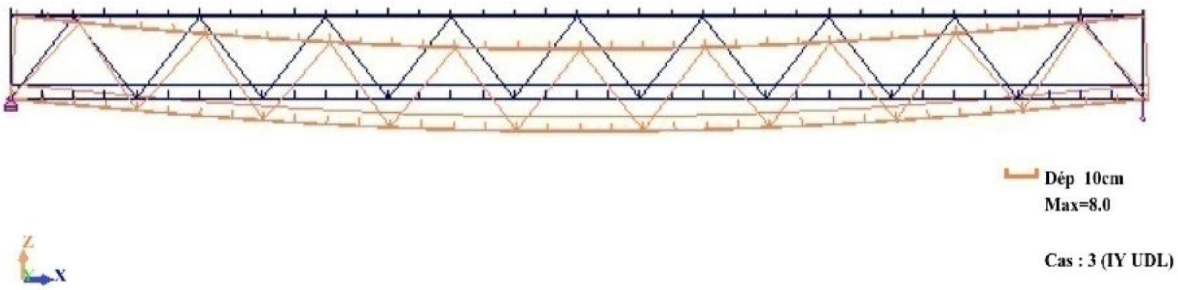


Fig. 4.9 – Deformada da treliça metálica respectiva ao carregamento uniforme.

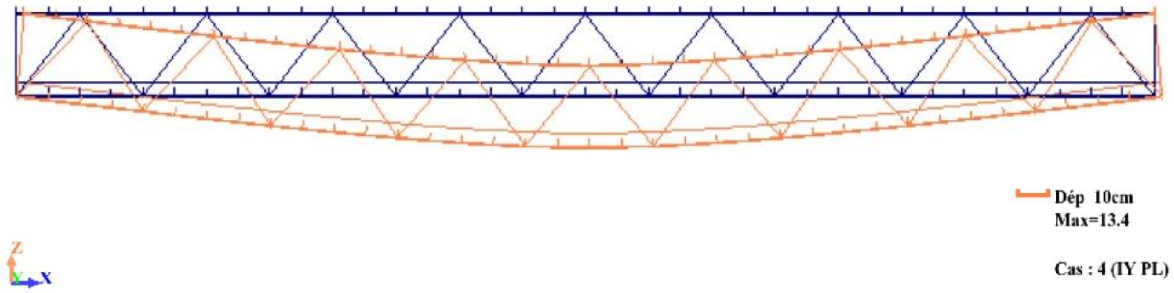


Fig. 4.10 – Deformada da treliça metálica respectiva ao carregamento concentrado a meio vão.

4.4.3. CÁLCULO DE I_Z E A_Y

Para o cálculo da inércia de flexão transversal do tabuleiro comparou-se o deslocamento transversal a meio vão das cordas inferiores e superiores. No caso relativo ao carregamento uniformemente distribuído verificou-se que o deslocamento a meio vão da corda inferior e superior é distinto (Fig. 4.11), tendo-se utilizado a média dos dois valores, 2,0 cm. A partir da equação (4.9) obteve-se $I_{Z,\,UDL}$ = 205,95 m^4. Quanto ao caso de carga concentrado a meio vão, constatou-se o mesmo facto tendo-se optado pela mesma decisão. O valor médio dos deslocamentos transversais das cordas é igual a 3,15 cm. Assim, com base na equação (4.10) estima-se $I_{Z,\,PL}$ = 209,22 m^4.

Por fim, adoptou-se como inércia de flexão transversal o valor médio entre $I_{Z,\,UDL}$ e $I_{Z,\,PL}$, (Quadro 4.4).

Quadro 4.4 - Valores da grandeza I_Z [m^4].

	Cálculo *Robot*	Cálculo manual	Δ
I_Z [m^4]	207,58	256,61	+ 24%

A respectiva área resistente ao esforço transverso, A_Y, foi tomada como infinita pelo facto de se ter desprezado, nesta direcção, a parcela de deformação correspondente ao esforço transverso.

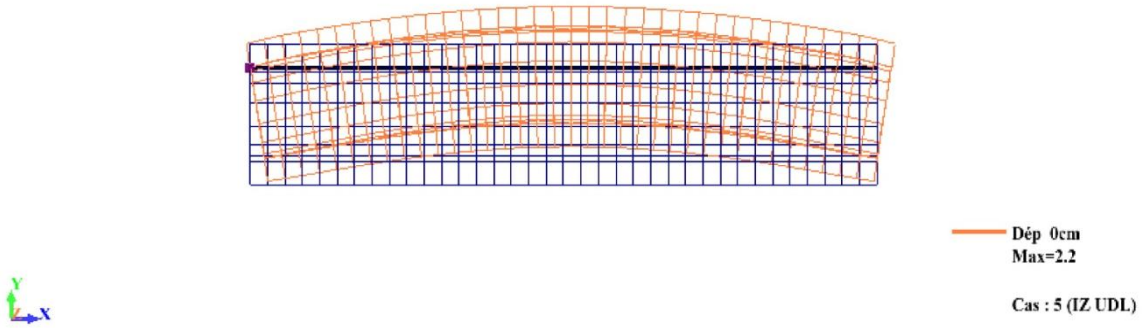


Fig. 4.11 – Deformada da treliça metálica correspondente ao carregamento uniforme.

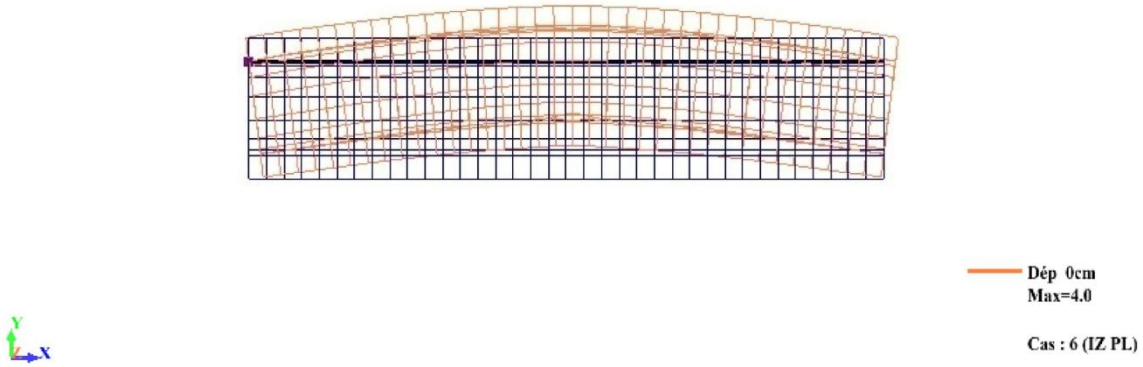


Fig. 4.12 – Deformada da treliça metálica correspondente ao carregamento concentrado a meio vão.

4.4.4. CÁLCULO DE I_X

Relativamente ao cálculo de I_X, foram calculadas duas inércias de torção, uma correspondente à treliça metálica do tipo *Warren* e outra correspondente à treliça do tipo *Vierendeel*, pelo facto de poder averiguar-se a solução de um tabuleiro constituído por duas vigas do tipo *Vierendeel*. Esta grandeza foi estimada a partir da rotação da secção transversal tipo do tabuleiro em três secções, aplicadas a 135 m, 101,25 m e 67,50 m, sendo a origem do referencial definida na extremidade apoiada.

Desta forma, estimou-se para a viga do tipo *Warren* uma inércia de torção de valor igual a 47,77 m^4 e para a viga do tipo *Vierendeel* 3,93 m^4, pelo que a relação entre $I_{X,\,Warren}/\ I_{X,\,Vierendeel} \approx 12$ (Quadro 4.5). Deste modo, podemos concluir que a passagem de uma viga do tipo *Warren* para *Vierendeel* reduz a inércia de torção na ordem de 1/10. Esta relação será utilizada no capítulo 5.

Quadro 4.5 - Valores da grandeza I_X [m^4].

	$I_{X,\,Warren}$ [m^4]	$I_{X,\,Vierendeel}$ [m^4]	$I_{X,\,Warren}$ / $I_{X,\,Vierendeel}$
Cálculo Robot	47,77	3,93	≈ 10

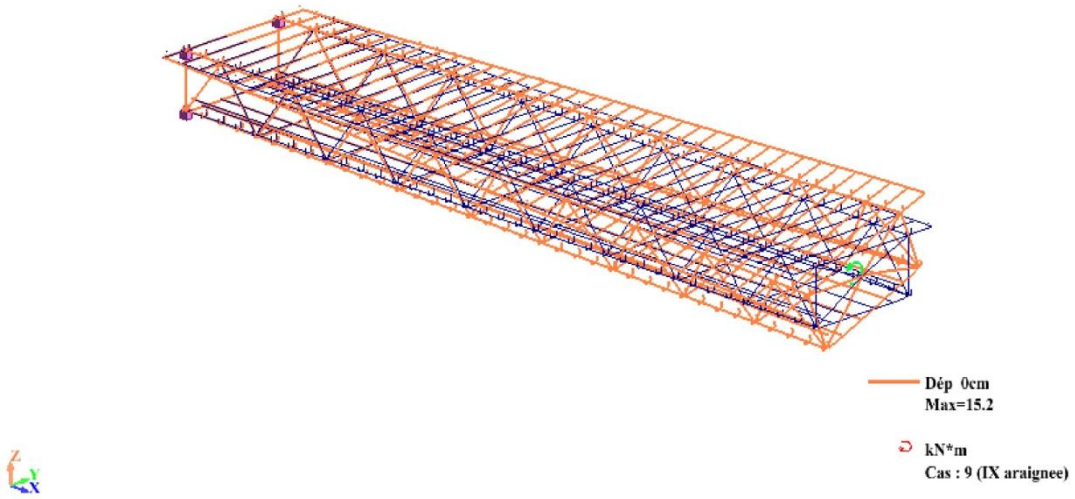


Fig. 4.13 - Deformada da treliça metálica sob aplicação de um momento torsor na extremidade livre – viga do tipo *Warren*.

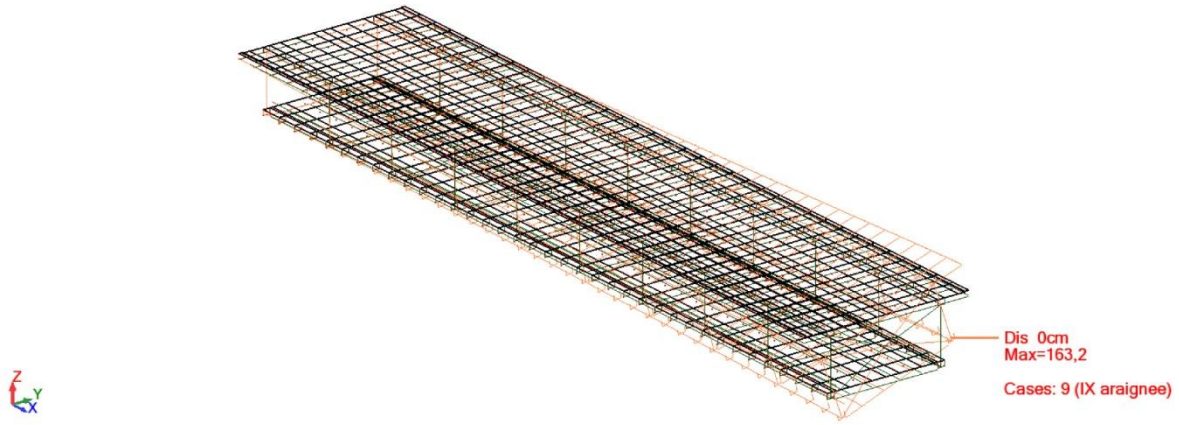


Fig. 4.14 - Deformada da treliça metálica sob aplicação de um momento torsor na extremidade livre – viga do tipo *Vierendeel*.

4.4.5. CÁLCULO DE $I_{\text{ROTAÇÃO DINÂMICA}}$

Para o cálculo da inércia de rotação dinâmica efectuou-se apenas um cálculo manual. Deste modo, discretizou-se a secção transversal tipo do tabuleiro em diversos elementos e, a partir do centro de torsão, estimou-se o valor desta grandeza (equação (4.14)).

Assim, determinou-se uma inércia de rotação dinâmica com um valor aproximadamente igual a 6 750 $t.m^2/m$.

4.5. CONCLUSÕES

Por fim, para o Estudo Paramétrico apresentado no capítulo 5, utilizaram-se as propriedades mecânicas do tabuleiro indicadas no Quadro 4.6.

Quadro 4.6 – Valores das propriedades mecânicas do tabuleiro.

Grandeza	Tabuleiro ALTAVIA Tejo (fase BAFO)
A_X [m^2]	2,78
A_Y [m^2]	"Infinita"
A_Z [m^2]	0,275
$I_{X,\ Warren}$ [m^4]	47,77
$I_{X,\ Vierendeel}$ [m^4]	3,93
I_Y [m^4]	71,63
I_Z [m^4]	207,58
$I_{\text{Rotação Dinâmica}}$ [$t.m^2/m$]	6 758,67

Todavia, com a finalidade de analisar a validade dos parâmetros anteriormente calculados (excepto para a inércia de rotação) bem como a analogia "tabuleiro – barra equivalente", definiu-se no programa de cálculo *Robot* uma viga com as propriedades mecânicas equivalentes às do tabuleiro ao qual foram aplicados os carregamentos precedentes.

Assim, compararam-se as deformadas da viga equivalente com as do ponto 4.4 (Análise de Resultados) tendo-se verificado que estas são idênticas. Esta verificação valida o valor das grandezas tomadas em conta.

Finalmente, este projecto de modelação foi-me extremamente instrutivo. As diferentes etapas permitiram-me aprender a analisar rapidamente os cortes, julgar o que é importante para o comportamento mecânico da estrutura, isto é, o que é necessário modelar e reagir ao diferentes problemas encontrados durante a modelação.

5
ESTUDO PARAMÉTRICO

5.1. INTRODUÇÃO

O capítulo que se introduz tem como objectivo expor as análises realizadas em dois modelos numéricos da ponte atirantada da Terceira Travessia do Tejo, por meio de um programa de cálculo aos elementos finitos, *RM Bridge V8i,* com a particularidade de se diferenciar a forma das torres. Os dois modelos gerais tridimensionais da ponte são destinados a aprender o funcionamento da solução estrutural.

Assim pretendeu-se estudar o comportamento do conjunto da estrutura sob cargas estáticas, determinar as frequências próprias da estrutura e por fim analisar o comportamento da estrutura sob às acções sísmicas a partir de uma análise modal espectral.

5.2. MODELO DE CÁLCULO

O modelo geral da ponte de tirantes é um modelo a três dimensões constituído essencialmente por elementos lineares de barras e tirantes.

Trata-se de um modelo dito em «*espinha de peixe*» no qual o tabuleiro é definido através de uma viga com as propriedades mecânicas equivalentes à do tabuleiro misto aço-betão (Quadro 4.6). Os tirantes são fixados a esta viga por meio de ligações rígidas, que permitem unir as extremidades dos cabos ao eixo da mesma, respeitando a geometria das amarrações (Fig. 5.1).

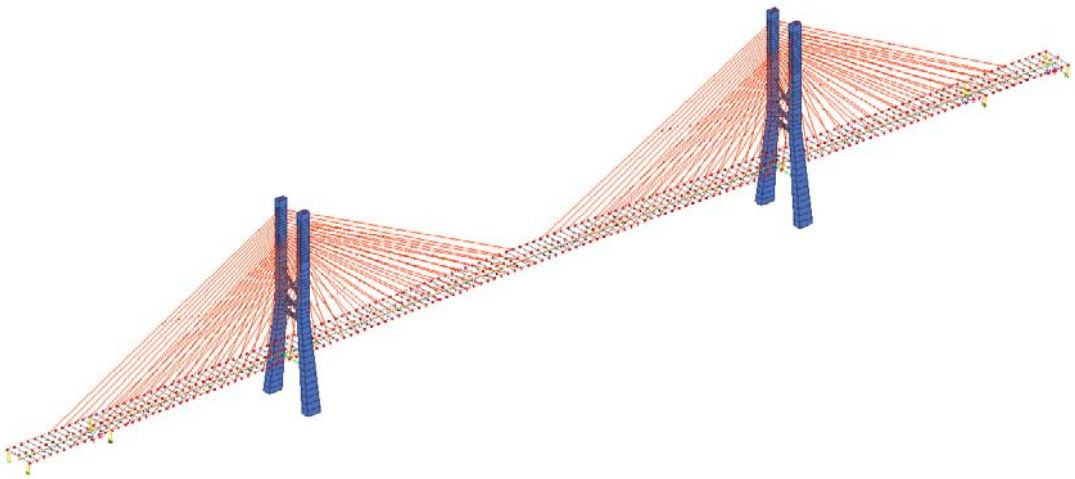


Fig. 5.1 – Vista geral de um modelo dito em *espinha de peixe* com torres em forma de H.

A configuração longitudinal da estrutura representa uma ponte com duas torres, um vão central e dois vãos laterais e, uma disposição de tirantes em semi-leque. Como se viu no Capítulo 2, outras configurações longitudinais têm sido adoptadas, desde disposições assimétricas com um só vão até soluções atirantadas com vãos múltiplos. No entanto, a configuração apresentada corresponde à utilizada na maioria das pontes de tirantes de grande vão.

A solução estrutural é constituída por um vão central de 540 m e vãos laterais de 300 m perfazendo um comprimento total de 1140 m. Nos vãos laterais existem dois pilares intermédios que dividem estes em dois troços de 90 m e 210 m. O interesse estrutural destes apoios consiste em bloquear o deslocamento vertical do tabuleiro em determinados pontos estratégico, originando tirantes de retenção que por sua vez actuam na limitação do deslocamento longitudinal no topo dos mastros e, em consequência diminuem a deformabilidade do vão central (Fig. 5.2).

As duas torres têm uma altura de 190 m com 137,7 m acima do tabuleiro. Os fustes, por sua vez, são modelados com secções idênticas, tanto para a torre em forma de H ou em V invertido (Fig. 3.11), e estão ligados por um sistema de contraventamento formado por caixões metálicos em forma de cruzes. É apenas modelada a parte de betão armado das torres desprezando-se a estrutura metálica associada ao sistema de ancoragem dos tirantes. Por fim, tanto para a análise estática bem como para análise dinâmica considerou-se as torres encastradas na base, correspondendo ao modelo numérico a introdução de amortecedores de rigidez igual a 1e+08 kN/ml.

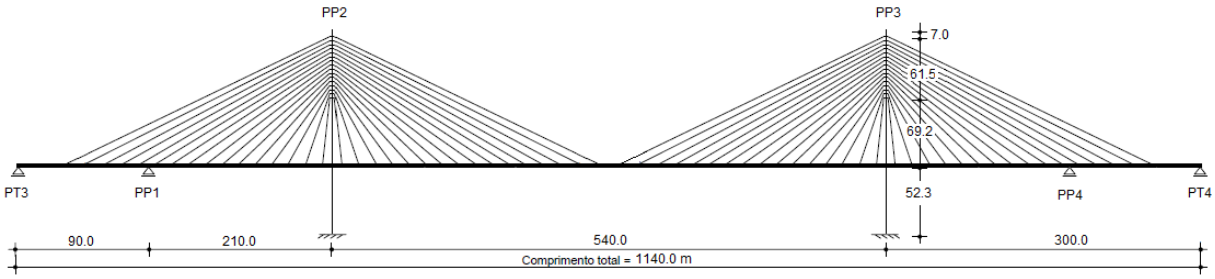


Fig. 5.2 – Alçado longitudinal esquemático.

No sentido longitudinal, o tabuleiro não se encontra ligado nem aos pilares de transição nem aos pilares intermédios estando apenas conectado junto às torres. A ligação é efectuada por meio de aparelhos do tipo bloqueador, os s*hock-transmitter*, instalados em série com aparelhos do tipo amortecedor pré-esforçado, os *spring damper*. O dispositivo foi concebido de modo a ter um duplo efeito e a trabalhar tanto em tracção como em compressão (Fig. 5.3).

A função dos *shock-transmitter* permitem a livre dilatação do tabuleiro sob o efeito de acções lentas como o efeito da temperatura e a mobilização do funcionamento do amortecedor pré-esforçado sob o efeito de acções de curta duração como o vento.

Um amortecedor pré-esforçado é um aparelho que, abaixo da sua força de pré-esforço, reage como um apoio elástico de grande rigidez, quase como um apoio fixo, e que, acima dessa força, funciona como um amortecedor, dissipando energia. Assim, permite reduzir as reacções transmitidas às fundações com controlo simultâneo dos deslocamentos da estrutura, reduzindo estes últimos relativamente aos que se verificariam com a utilização de um aparelho do tipo fusível, o qual, para além de uma determinada força, libertaria totalmente a estrutura.

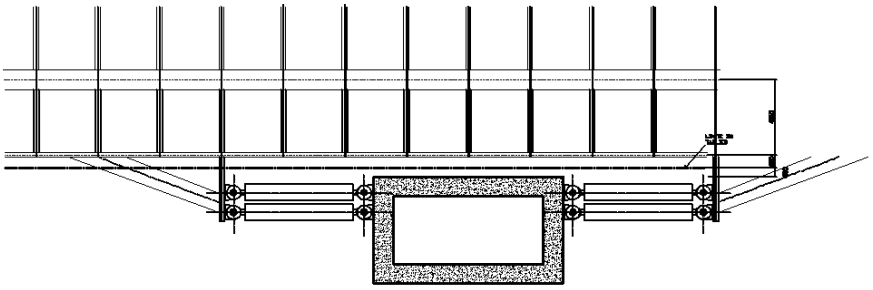


Fig. 5.3 – Ligação longitudinal do tabuleiro junto às torres.

No sentido transversal, o tabuleiro encontra-se conectado aos pilares de transição e intermédios bem como as torres (Fig. 5.4 e Fig. 5.5).

A ligação entre as torres e o tabuleiro é efectuada por meio de aparelhos do tipo amortecedor pré-esforçado instalados em série com aparelhos que permitem a deformação transversal dos fustes sob as acções lentas sem os travar. Estes aparelhos podem trabalhar tanto em tracção como em compressão.

A ligação entre os pilares e o tabuleiro faz-se por meio de aparelhos do tipo amortecedor pré-esforçado trabalhando exclusivamente em compressão.

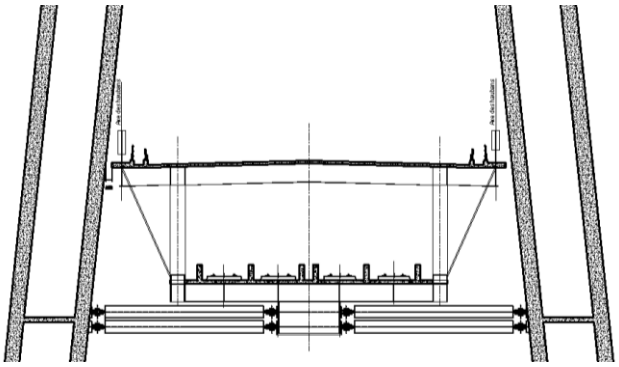


Fig. 5.4 – Ligação transversal do tabuleiro junto às torres.

Por fim, verticalmente, o tabuleiro encontra-se suspenso pelos tirantes nos 750 m centrais, pelos pilares intermédios e pelos pilares de transição, não existindo nenhum apoio vertical ao nível das torres.

Na vertical de cada pilar intermédio, o tabuleiro assenta em dois aparelhos de apoio situados sobre os elementos longitudinais inferiores das treliças verticais. Todos estes aparelhos são do tipo multi-direccional com cursos máximos de +/- 400 mm no sentido transversal e de +/-300 mm no sentido longitudinal.

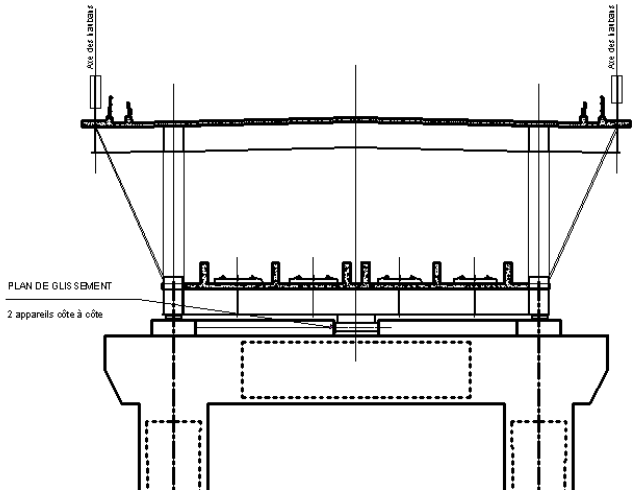


Fig. 5.5 – Ligação transversal do tabuleiro aos pilares de transição e intermédios.

Em suma, no modelo numérico as ligações com o tabuleiro são modeladas a partir de amortecedores (Fig. 5.6). A conexão tabuleiro-torre, no sentido longitudinal, é modelada a partir de um amortecedor de rigidez igual K = 150 000 kN/ml por fuste, enquanto no sentido transversal a rigidez é igual a K = 40 000 kN/ml por fuste. Estes dois valores são tomados em conta tanto para análise estática como dinâmica.

Junto aos pilares de transição e intermédios, o tabuleiro encontra-se livre longitudinalmente. Transversalmente, para os cálculos estáticos considera-se o tabuleiro bloqueado enquanto nos cálculos dinâmicos um amortecedor é introduzido com rigidez igual a K = 25 000 kN/ml por pilar.

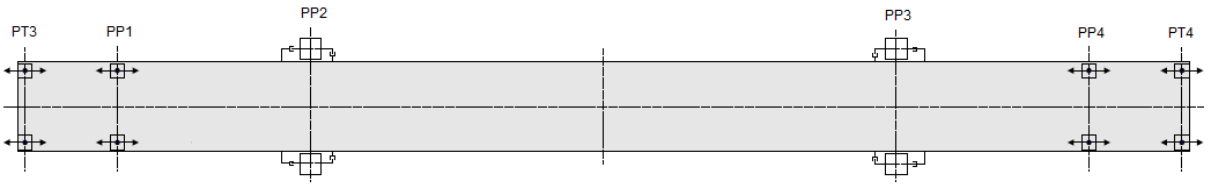


Fig. 5.6 – Planta esquemática dos aparelhos de apoios para a análise estática.

Na solução projectada, a suspensão do tabuleiro é lateral e constituída por dois planos verticais (torre em forma de H) ou inclinados (torre em forma de V invertido) de 4 vezes 17 tirantes, espaçados de 15 m longitudinalmente. A suspensão lateral é obrigatória nas soluções de tabuleiros mistos aço-betão formados por treliças metálicas. A configuração dos tirantes é em semi-leque e este são constituídos por cordões de 7 fios de 15 mm de diâmetro com as seguintes características: área igual a 150 mm^2; $F_{p\,0,1k}$ = 1640 MPa; e F_{pk} = 1860 MPa (Fig. 5.7).

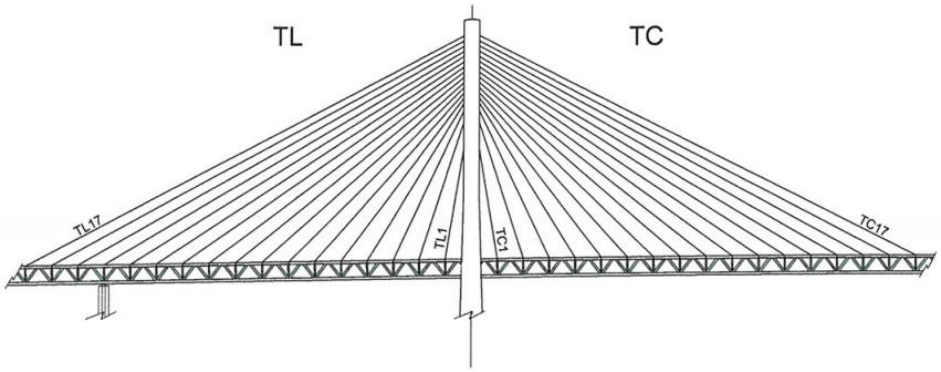


Fig. 5.7 – Esquema de localização dos tirantes.

O Quadro 5.1 representa as características geométricas dos tirantes no vão lateral e central e a variável *i* corresponde a inclinação dos tirantes com a horizontal.

Por fim, algum lastro é posicionado na plataforma inferior do tabuleiro de um e outro lado dos pilares intermédios PP1 e PP4 impedindo qualquer elevação do tabuleiro nos casos de cargas de serviço. Este lastro representa 4039 t repartidas ao longo de 120 m na vertical de cada um dos pilares PP1 e PP4 (Fig. 5.8).

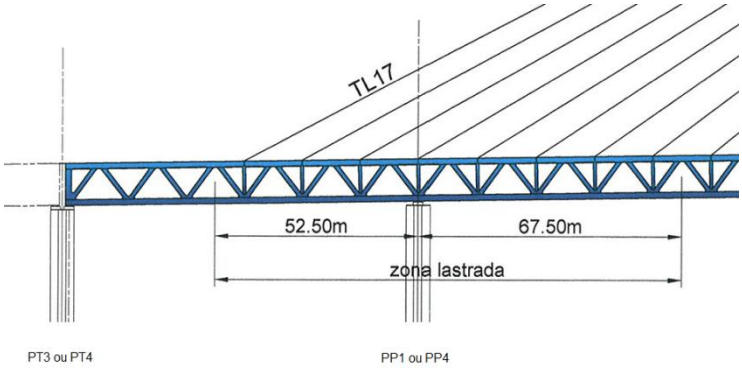


Fig. 5.8 – Esquema de localização da zona lastrada.

Quadro 5.1 – Características geométricas dos tirantes no vão lateral e central.

Tirante	Nº de Cordões	*i* (º)
TL1	109	80,53
TL2	109	72,02
TL3	83	64,60
TL4	83	58,29
TL5	83	52,85
TL6	91	48,37
TL7	91	44,69
TL8	115	41,62
TL9	115	39,04
TL10	132	36,85
TL11	132	34,98
TL12	122	33,35
TL13	122	31,93
TL14	140	30,68
TL15	140	29,58
TL16	190	28,59
TL17	190	27,72

Tirante	Nº de Cordões	*i* (º)
TC1	127	80,52
TC2	127	71,87
TC3	91	64,34
TC4	91	57,89
TC5	91	52,30
TC6	91	47,73
TC7	109	43,95
TC8	109	40,82
TC9	120	38,18
TC10	120	35,95
TC11	120	34,04
TC12	122	32,39
TC13	122	30,96
TC14	127	29,70
TC15	127	28,59
TC16	164	27,60
TC17	164	26,72

5.2.1. PROPRIEDADES DOS ELEMENTOS DO MODELO

O tabuleiro misto aço-betão da ponte principal é representado por uma viga, homogeneizada em aço estrutural do tipo S355 ($E_{aço}$ = 210 000 MPa), com as propriedades mecânicas equivalentes do Quadro 4.6.

As leis constitutivas adoptadas para os materiais das torres de betão armado correspondem a um betão do tipo C 50/60 e para o sistema de contraventamento metálico é adoptado aço estrutural do tipo S355.

5.2.2. DISCRETIZAÇÃO DO MODELO

O modelo geral de cálculo é definido por um referencial global do seguinte modo: o eixo dos X corresponde à direcção longitudinal do tabuleiro e é positivo do Norte para o Sul, com X = 0,00 m no nó 1001. O eixo Y corresponde à direcção vertical e é positivo de baixo para cima, com Y = +51,88 m no nó 1001. Por fim, o eixo Z corresponde à direcção transversal sendo positivo de Oeste para Este, com Z = 0,00 m sobre o eixo longitudinal.

Na zona de inserção da ponte o traçado em planta é recto e em perfil é constituído numa curva convexa de 15 000 m de raio e de comprimento 540 m e ambas as suas extremidades prolongam-se por rectas de inclinação 18‰ (Fig. 5.9).

O tabuleiro é discretizado todo os 7,5 m totalizando 152 elementos. A torre em forma de H é constituída por 342 elementos por fuste e a torre em forma de V invertido por 347 elementos por fuste. Por fim, os tirantes são modelados a partir de 2 × 68 elementos (Fig. 5.10 e Fig. 5.11).

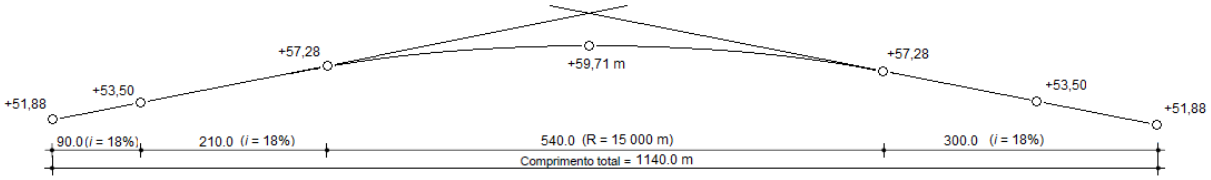


Fig. 5.9 – Traçado em perfil da ponte.

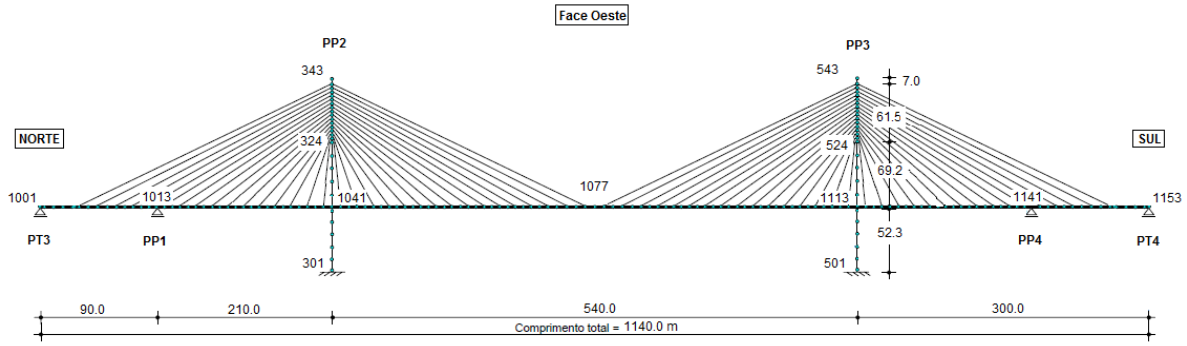


Fig. 5.10 – Discretização dos nós da ponte principal para um mastro em forma de H.

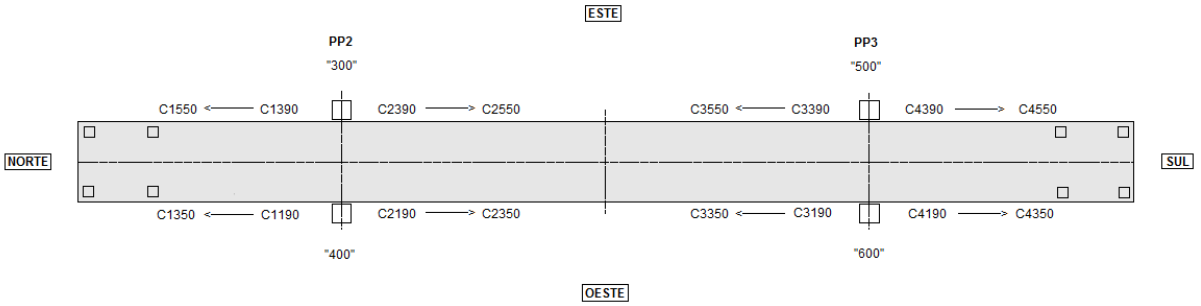


Fig. 5.11 – Discretização dos tirantes.

5.3. GEOMETRIA INICIAL E FORÇAS NOS TIRANTES

A geometria inicial do tabuleiro e das torres bem como as forças de instalação e retensionamento dos tirantes são definidas com vista a que a estrutura se encontre numa determinada posição e com determinadas forças nos tirantes, no horizonte de projecto. Em regra, admite-se que o tabuleiro fique perfeitamente horizontal, o que constitui uma pequena simplificação relativamente à rasante de projecto, em curva convexa de raio extremamente elevado.

Não se pretende neste trabalho realizar o cálculo da geometria inicial da estrutura e das forças de instalação dos tirantes, mas antes avaliar o comportamento da ponte principal sob a influência de torres de formas distintas. Assim, adoptou-se valores utilizados num estudo realizado previamente pelo grupo VINCI Grands Projets (Quadro 5.2 e Quadro 5.3).

Os tirantes são constituídos por cabos em aço com uma resistência de rotura à tracção F_{pk} = 1860 MPa. Deste modo, a tensões limite admissível não deve ultrapassar em estado limite de serviço 50% da força de ruptura, o que é verificado.

Quadro 5.2 – Forças de instalação nos tirantes dos vãos laterais.

Tirante	Força de instalação [kN]	Tensão instalada [MPa]	$\sigma_{inst.}$ / σ_{Fpk}
TL1	9 027	552	30 %
TL2	9 327	570	31 %
TL3	6 499	522	28 %
TL4	7 513	603	32 %
TL5	7 989	642	34 %
TL6	8 741	640	34 %
TL7	9 256	678	36 %
TL8	10 893	631	34 %
TL9	11 443	663	36 %
TL10	13 739	694	37 %
TL11	14 326	724	39 %
TL12	11 449	626	34 %
TL13	11 862	648	35 %
TL14	5 881	280	15 %
TL15	5 996	286	15 %
TL16	19 724	692	37 %
TL17	20 367	715	38 %

Quadro 5.3 – Forças de instalação nos tirantes do vão central.

Tirante	Força de instalação [kN]	Tensão instalada [MPa]	$\sigma_{inst.}/\sigma_{Fpk}$
TC1	8 580	450	24 %
TC2	8 917	468	25 %
TC3	6 699	491	26 %
TC4	7 307	535	29 %
TC5	7 837	574	31 %
TC6	8 577	628	34 %
TC7	9 173	561	30 %
TC8	9 754	597	32 %
TC9	10 342	575	31 %
TC10	10 785	599	32 %
TC11	11 349	631	34 %
TC12	12 136	663	36 %
TC13	12 684	693	37 %
TC14	11 331	595	32 %
TC15	11 777	618	33 %
TC16	16 398	667	36 %
TC17	16 958	689	37 %

5.4. CARREGAMENTOS

5.4.1. ACÇÕES PERMANENTES

O peso próprio dos diversos elementos é determinado com base nas áreas das respectivas secções e do peso específico dos materiais. Assim, as cargas permanentes aplicadas na estrutura são:

- O peso próprio das torres, determinado para o peso específico do betão armado igual a 25 kN/m^3;

- O peso próprio do sistema de contraventamento dos fustes, determinado para o peso específico do aço estrutural igual a 77,01 kN/m^3;

- O peso próprio dos tirantes, determinado para o peso específico do aço igual a 77,01 kN/m^3;

- O peso próprio do lastro correspondendo a 336,60 kN/ml repartidos em 120 m nos dois vãos laterais;

- O peso próprio do tabuleiro, isto é, da barra equivalente que corresponde a 548,12 kN/ml;

- O peso dos equipamentos instalados na plataforma ferroviária do tabuleiro que equivalem a 64,80 kN/ml;

- O peso dos equipamentos instalados na plataforma rodoviária do tabuleiro que corresponde a 83,50 kN/ml; e

- As forças de instalação nos tirantes.

5.4.2. ACÇÕES VARIÁVEIS

5.4.2.1. Sobrecarga de Tráfego

Tratando-se de uma ponte de tirantes do tipo rodo-ferroviária devem ser aplicadas cargas respectivas a cada tipo de tráfego, conforme descrito na norma EN 1991-2.

Contudo, com o objectivo de uniformizar o presente estudo, optou-se apenas raciocinar, para efeito comparativo entre os dois modelos, a partir da sobrecarga ferroviária pois esta é a mais importante. Aplicou-se a carga conforme a Fig. 5.12, com a pequena particularidade de se considerar somente a parte respectiva a carga uniformemente distribuída, 80 kN/ml por via-férrea [2].

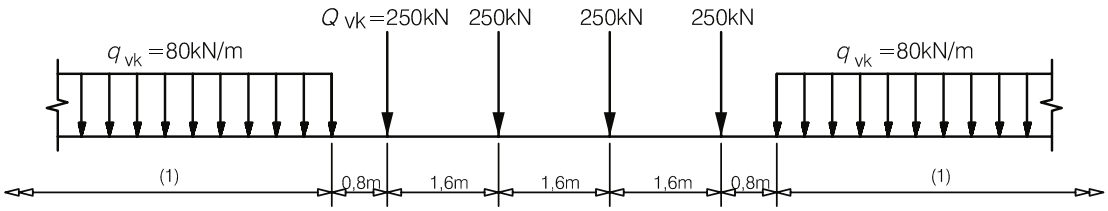


Fig. 5.12 – Modelo de cargas estáticas LM71. (adaptado de (EN1991-2, 2003))

Assim, definiu-se o caso em que temos 4 vias-férreas carregadas correspondendo a 240 kN/ml (0,75·4·80 kN/ml). Aplica-se um coeficiente minorador de 0,75 devido a baixa probabilidade de haver 4 comboios ao mesmo tempo. Para análise da torsão nas torres definiu-se o caso correspondente a ter apenas 2 vias ferroviárias, isto é, 160 kN/ml com uma excentricidade transversal de 4,5 m em relação ao eixo da viga equivalente [2].

5.4.2.2. Acção do Vento

A acção do vento é tomada em consideração segundo a norma EN 1991-1-4 complementada pelo respectivo anexo nacional NP EN 1991-1-4, que especifica, em particular, os parâmetros respectivo a Portugal [1].

O caderno de encargos estabelece a velocidade de base $v_{b,0}$ = 27 m/s (97,2 km/h). Relativamente aos elementos principais da ponte atirantada (tabuleiro, tirantes e torres), adoptou-se um coeficiente de exposição $c_e(z)$ que é em função da altitude do elemento em estudo e da rugosidade do local da obra. O local de inserção da TTT é classificado na categoria I para efeitos de cálculo dos esforços de vento.

O tabuleiro está situado a cota aproximada +50,00 m o que corresponde a um coeficiente de exposição c_e= 3,90 e uma pressão de ponta q_p = 1,78 kPa, (5.5) onde ρ representa a densidade do ar igual a 1,25 kg/m^3.

$$q_p = {}^1\!/_2 \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot c_e \qquad (5.1)$$

A força transversal exercida no tabuleiro depende da proporção de transparência em relação a sua área total exposta. Esta relação vale 0,50 para as estruturas em treliça do tipo adoptada, o que equivale a

um coeficiente de força C_f =1,60 e um coeficiente $C_f = C_{f0}$, desprezando pelo lado da segurança o efeito da esbelteza.

A força transversal aplicada ao tabuleiro equivale a 17 kN/ml,(5.6) onde H representa a altura do tabuleiro exposta ao vento igual a 12 m.

$$F = {}^{1}/_{2} \cdot H \cdot c_f \cdot q_p \quad (5.2)$$

Os tirantes, por sua vez, estão situados a uma altitude média igual a 110 m, o que corresponde a um coeficiente de exposição c_e= 4,40 e uma pressão de ponta q_p = 2,00 kPa.

A força exercida nos cabos equivale a equação (5.7).

$$F = \emptyset \cdot c_f \cdot q_p \quad (5.3)$$

C_f é um coeficiente de força que depende do número de Reynolds (5.8), da rugosidade do elemento e da sua geometria.

$$Re = \frac{\emptyset \cdot v(z)}{v} \quad (5.4)$$

onde,

$\emptyset$ é o diâmetro do tirante, 30 cm;

v é a viscosidade cinemática do ar, $15 \cdot 10^{-6}$ m^2/s;

v(z) é a velocidade ponta do vento a altitude considerada, 57 m/s;

Deste modo, obtêm-se Re = $1{,}14 \cdot 10^6$. A rugosidade equivalente do elemento é igual a 0,00067 do qual advém um coeficiente c_{fo} = 0,80 e um coeficiente c_f = 0,74 (para uma esbeltaza de 70).

A força exercida transversalmente sobre os tirantes é então igual a 0,44kN/ml, equação (5.3).

A definição das acções ao vento foi realizada antes da realização do estudo de optimização da secção dos fustes, pelo que a largura deste variava consoante a altura. Contudo, visto que se trata de um estudo paramétrico, para efeito comparativo entre as duas formas de mastro, H e V invertido, isto pouco importa.

Os fustes são assimilados a secções rectangulares e são considerados 3 níveis, o primeiro entre a cota 0,00 relativo a uma largura de fuste igual a 14 × 8 m, o segundo correspondendo a cota +95,00 m relativo a uma largura de 10 × 5,50 m e por fim o último referente ao topo do mastro, cota + 195 m.

O coeficiente de exposição relativo a estas diferentes altura valem respectivamente 1,70 , 4,40 e 4,50 o que corresponde a uma pressão de ponta a 0,78 kPa, 2,00 kPa e 2,05 kPa.

O vento transversal depende da relação entre o comprimento da face do fuste paralelo ao vento e da face perpendicular ao vento. Este quociente é aproximadamente constante sobre toda a altura da torre e vale 0,56 , correspondendo a c_{f0} = 2,35. A esbelteza média do mastro equivale a 23 traduzindo num c_f = 1,88.

Assim, a força transversal que actua nas torres é:

- Cota 0,00: 20 kN/ml;
- Cota +95,00: 38 kN/ml; e
- Cota +195,00: 39 kN/ml.

5.4.2.3. Acção Sísmica

Para o dimensionamento da ponte principal, a metodologia adoptada no AN 1998-1 [5] define dois tipos de eventos sísmicos que podem afectar a região continental Portuguesa. O primeiro resulta do movimento da fronteira entre as placas Euroasiática e Africana, aqui designados por eventos interplacas (sismo "afastado") e o segundo originado por falhas no interior da placa Euroasiática, aqui designados por eventos intraplacas (sismo "próximo"). Sendo assim, a cada um dos cenários anteriores associa-se intrinsecamente um determinado espectro [3].

Por sua vez, a cada um dos sismos anteriores, dois níveis de intensidade devem ser tomado em conta para o dimensionamento Quadro 5.4, respectivamente:

- Sismo de projecto utilizado para verificar a resistência da estrutura ao estado último, ELU; e
- Sismo provável utilizado para verificara estrutura ao estado limite de serviço, ELS.

Quadro 5.4 – Níveis de intensidade segundo o tipo de sismo.

	Tipo de sismo	
	Sismo "afastado"	Sismo "próximo"
Nível de intensidade	ELU	ELU
	ELS	ELS

Tendo em conta que o nosso estudo foca-se na análise da influência da forma das torres sobre no comportamento estrutural da TTT, torna-se um pouco subjectivo a escolha do tipo sismo, contudo o importante é a aplicação da mesma acção nos dois modelos a fins de poder compará-los.

Para tal, tomou-se em conta um sismo "afastado", isto é de Tipo 1, correspondente a um nível de intensidade de serviço, isto é, minimização de danos.

Para a definição do espectro de resposta elástica $S_e(T)$ – componente horizontal da acção sísmica – e tendo em conta a fase de concurso da TTT, adoptou-se a forma do espectro de resposta, em aceleração, disposto no EN 1998 -1, dado pelas expressões seguintes [3]:

$0 \leq T \leq T_B$: $$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2{,}5 - 1)\right] \quad (5.5)$$

$T_B \leq T \leq T_C$: $$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2{,}5 \quad (5.6)$$

$T_C \leq T \leq T_D$: $$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2{,}5 \cdot \left[\frac{T_C}{T}\right] \quad (5.7)$$

$T_D \leq T$: $$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2{,}5 \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2}\right] \quad (5.8)$$

onde,

$S_e(T)$ é a ordenada do espectro da resposta elástica;

T é o período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade;

a_g é o valor de cálculo da aceleração para um terreno tipo A;

T_B é o limite inferior dos períodos no patamar da aceleração espectral constante;

T_D é o valor que define no espectro o ramo de deslocamento constante;

S é o parâmetro de caracterização do tipo de terreno; e

η é coeficiente de correcção do amortecimento, com o valor de referência η = 1 para 5% de amortecimento viscoso.

Este espectro de resposta elástico $S_e(T)$ conduz a forma espectral genérica representada na Fig. 5.13 (normalizada pelo valor da aceleração de projecto a_g) [3].

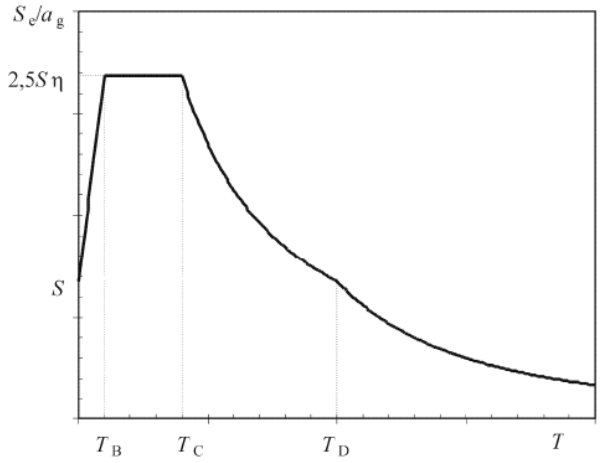


Fig. 5.13– Forma genérica do espectro de resposta elástica da EN 1998 -1.

Sendo o valor de cálculo da aceleração a_g dada por:

$$a_g = \gamma_I \cdot a_{gR} \quad (5.9)$$

A partir do zonamento sísmico de Portugal Continental, considerando-se uma acção do Tipo 1 (sismo afastado), a Terceira Travessia do Tejo encontra-se na zona sísmica 1.3 . Deste modo, o valor máximo da aceleração de referência, a_{gR}, a reter para um período de retorno de 95 anos, sismo ELS, é de 60 cm/s^2. Por sua vez, tendo em conta o nível de importância desta ponte, esta é classificada com o nível III, o que corresponde a um coeficiente de importância, γ_I, igual a 1,3 . Deste modo, conclui-se que a_g = 78 cm/s^2.

Os valores dos Parâmetros S, T_B, T_C e T_D são definidos conforme o tipo de terreno na fundação dos apoios da ponte principal. Um estudo geológico-geotécnico, definindo o perfil estratigráfico do local, permitiu concluir que estamos perante um de classe D. Isto posto, resultam os seguintes parâmetros:

Quadro 5.5 – Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico da Acção sísmica Tipo 1 na zona sísmica 1.3

Tipo de Terreno	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
D	1,8	0,1	0,8	2,0

Deduzimos assim o seguinte espectro de resposta elástica $S_e(T)$ para um valor de amortecimento, ζ, de 5% (Fig. 5.14).

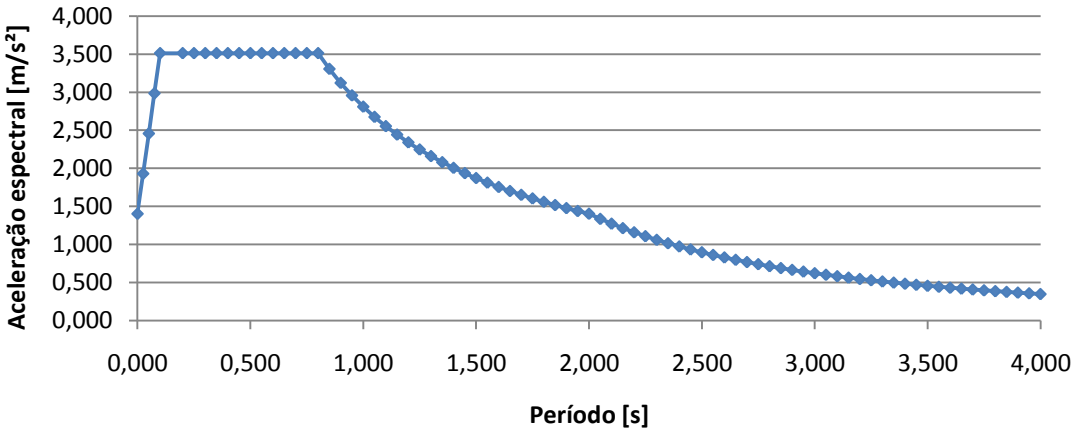


Fig. 5.14 – Espectro de resposta elástica $S_e(T)$ para um amortecimento de 5%, sismo Tipo 1 – ELS.

A componente vertical da acção sísmica deve ser representada por um espectro de resposta elástica $S_{ve}(T)$, determinado utilizando as expressões em EN 1998 – 1 [3]:

$0 \leq T \leq T_B$: $$S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 3{,}0 - 1)\right] \quad (5.10)$$

$T_B \leq T \leq T_C$: $$S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3{,}0 \quad (5.11)$$

$T_C \leq T \leq T_D$: $$S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3{,}0 \cdot \left[\frac{T_C}{T}\right] \quad (5.12)$$

$T_D \leq T$: $$S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3{,}0 \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2}\right] \quad (5.13)$$

Os valores de a_{vg}, T_B, T_C e T_D a considerar nas expressões adjacentes para a definição do espectro de resposta elástica vertical podem ser consultados no Quadro 5.6:

Quadro 5.6– Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico da Acção sísmica Tipo 1 na zona sísmica 1.3

Acção sísmica	a_{vg}/a_g	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
Tipo 1	0,75	0,05	0,25	1,0

Obtêm-se, por conseguinte, o respectivo espectro de resposta elástica $S_{ve}(T)$ para um valor de amortecimento, ζ, de 5% (Fig. 5.15).

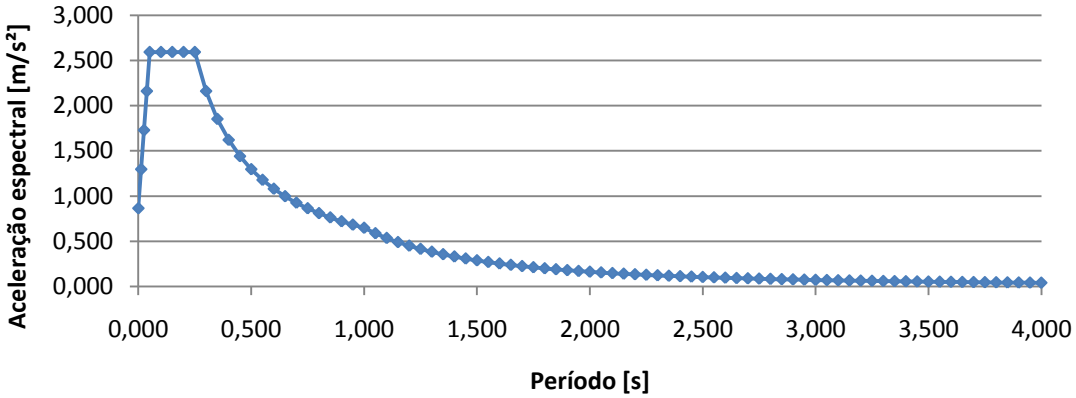


Fig. 5.15 – Espectro de resposta elástica $S_{ve}(T)$ para um amortecimento de 5%, sismo Tipo 1 – ELS.

5.5. COMBINAÇÕES DE ACÇÕES

Para efectuar a análise da influência da não linearidade considerando os efeitos P-Delta, a não linearidade geométrica dos cabos e a teoria dos grandes deslocamentos a partir de um calculo estático, definiram-se duas combinações LC–Final e LC–Ferro respectivamente, (Fig. 5.16 e Fig. 5.17).

LC – Final: cargas permanentes.

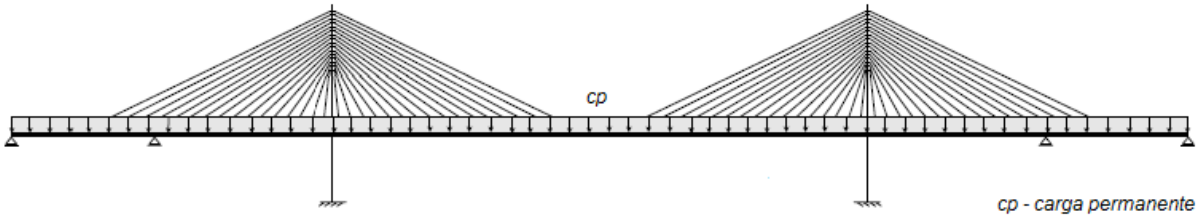


Fig. 5.16 – Esquema de aplicação correspondente a combinação LC – Final.

LC – Ferro: cargas permanentes e sobrecarga ferroviária, 4 comboios no vão central.

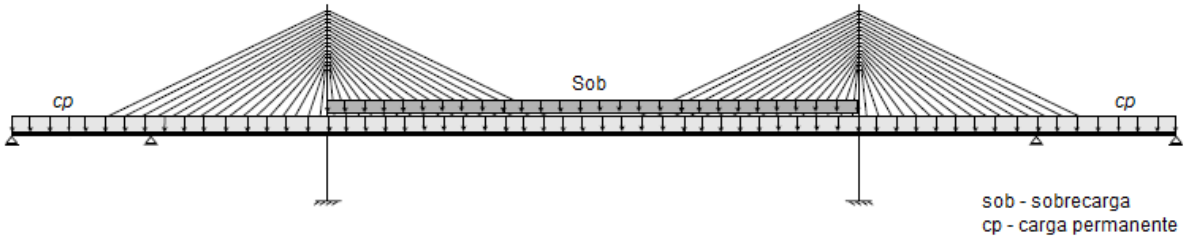


Fig. 5.17 - Esquema de aplicação correspondente a combinação LC – Ferro.

Seguidamente, definiram-se as combinações, LC–201, LC–202, LC–203 e LC–204 para a análise estática comparativa entre os dois modelos numéricos (Fig. 5.18, Fig. 5.19, Fig. 5.20 e Fig. 5.21).

Por fim, estudou-se um caso particular a partir da combinação LC–205 (Fig. 5.22), que visa os fustes se deslocarem de forma oposta no sentido longitudinal e obter uma certa torsão devida a excentricidade transversal das cargas em relação ao eixo longitudinal do tabuleiro.

LC – 201: sobrecarga ferroviária, 4 comboios ao longo de todo o tabuleiro.

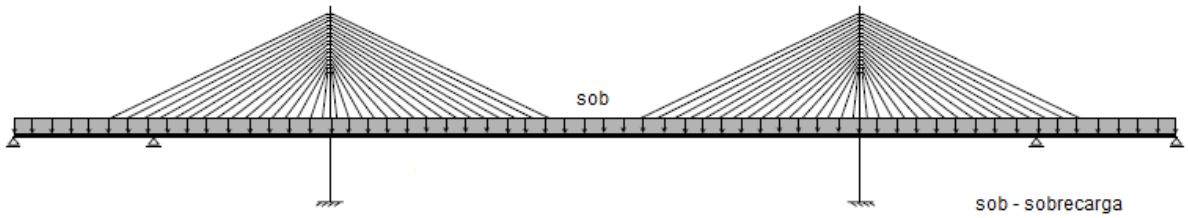


Fig. 5.18 - Esquema de aplicação correspondente a combinação LC – 201.

LC – 202: sobrecarga ferroviária, 4 comboios no vão central.

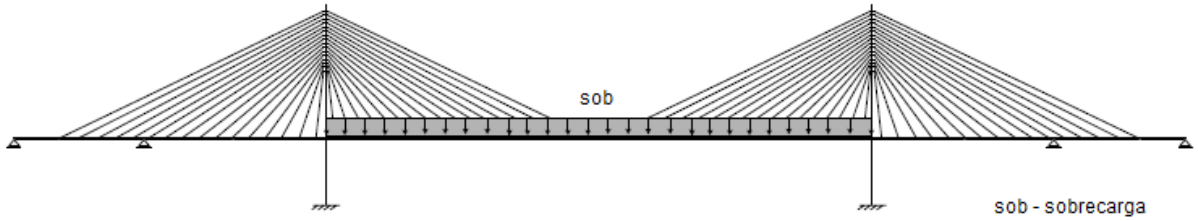


Fig. 5.19 - Esquema de aplicação correspondente a combinação LC – 202.

LC – 203: sobrecarga ferroviária, 2 comboios ao longo de todo o tabuleiro na face Este.

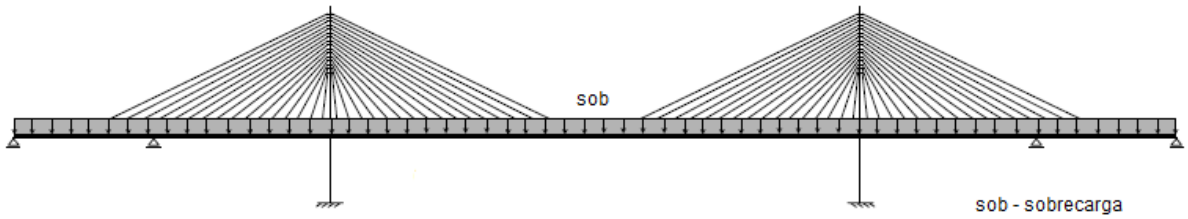


Fig. 5.20 - Esquema de aplicação correspondente a combinação LC – 203.

LC – 204: sobrecarga ferroviária, 2 comboios no vão central face Este.

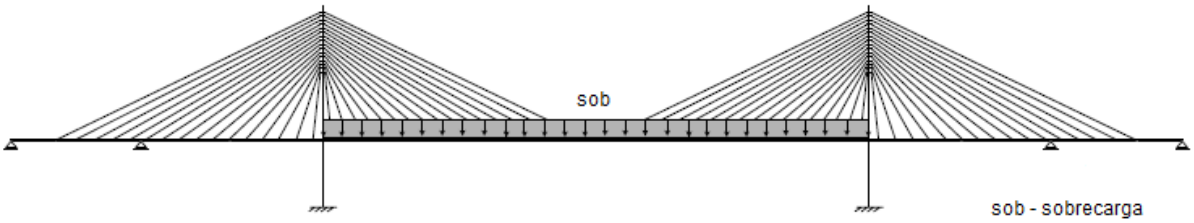


Fig. 5.21 - Esquema de aplicação correspondente a combinação LC – 204.

LC – 205: sobrecarga ferroviária, 2 comboios na face Este no vão central e 2 comboios no vãos laterais na face Oeste.

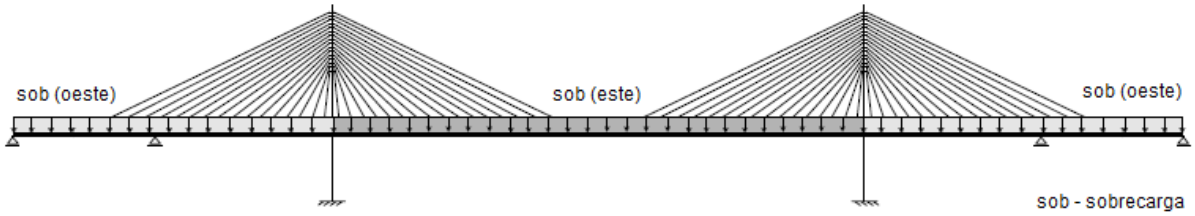


Fig. 5.22 - Esquema de aplicação correspondente a combinação LC – 205.

Com vista o comportamento da ponte principal sobre a acção do vento (acção transversal) definiram-se quatro combinações. Três delas (LCvent_tablier, LCvent_pylone e LCvent_haubans) representam a acção do vento sobre cada um dos elementos principais da ponte – tabuleiro, torre e tirante – e a quarta corresponde a combinação das três anteriores (LCvent).

Por último, definiu-se a combinação relativa ao sismo (LCseísme) que engloba as seguintes massas:

- As massas respectivas às acções permanentes;
- A acção sísmica definida anteriormente;
- A massa correspondente a 2 vias ferroviárias ponderadas de um coeficiente 0,30; e
- A massa respectiva às 6 vias rodoviárias ponderadas de um coeficiente 0,20.

Tendo em conta que as cargas respectivas ao tráfego ferroviário e rodoviário são excêntricas relativamente ao eixo longitudinal do tabuleiro, optou-se por aplicar estas do mesmo lado para aumentar o efeito da torsão no tabuleiro.

5.6. ANÁLISE DOS EFEITOS DE 2ª ORDEM (CÁLCULO ESTÁTICO)

O objectivo deste ponto é averiguar se podemos desprezar a não linearidade permitindo posteriormente fazer o estudo paramétrico entre os dois mastros apenas raciocinando-se a partir das sobrecargas ferroviárias. Isto é, permitindo assim aplicar o princípio da sobreposição dos efeitos. É no entanto importante salientar que não se tomou em conta as não linearidades físicas associadas as torres. Deste modo para análise definiu-se as combinações LC–Final e LC–Ferro. Por conseguinte, nos dois modelos criados realizou-se um primeiro cálculo desprezando-se a não linearidade e em seguida tomando-se em conta mesma. Os efeitos de segunda ordem são tomados em conta no modelo a partir do efeito P-Delta, da não linearidade dos tirantes e pela teoria dos grandes deslocamentos.

Assim, analisando o Quadro 5.7 e Quadro 5.8 verifica-se que os efeitos de 2ª ordem podem ser desprezados tendo em conta que os valores são praticamente os mesmo apenas se efectuarmos um cálculo de primeira ordem. Esta conclusão permite-nos simplificar os cálculos posteriores apenas raciocinando-se a partir da sobrecarga ferroviária.

Quadro 5.7 – Comparação dos efeitos de 1ª e 2ª ordem, torre em forma de H.

	1ª Ordem		2ª Ordem		Δ	
	LC – Final	LC – Ferro	LC – Final	LC – Ferro	LC – Final	LC – Ferro
N_{max} [kN] – Tirantes	+18 330	+23 266	+18 333	+23 328	**+0,02%**	**+0,30%**
δ_y (m) – ½ vão central	+0,16	-0,85	+0,16	-0,86	**0,00%**	**+1,18%**
N_{max} [kN] – Tabuleiro	-224 480	-288 149	-224 535	-288 653	**+0,02%**	**+0,17%**
M_{max} [kN.m] – Tabuleiro	+284 014	+772 757	+284 531	+774 360	**+0,18%**	**+0,20%**
M_{min} [kN.m] – Tabuleiro	-218 854	-543 980	- 217 999	- 557 919	**-0,40%**	**+2,56%**
$\delta_{x,max}$ (m) – Torre	-0,04	-0,35	-0,04	-0,36	**0,00%**	**+2,86%**
N_{max} [kN] – Torre	-358 283	-409 432	-358 248	-409 409	**0,00%**	**0,00%**
M_{base} [kN.m] – Torre	-53 804	-129 938	-55 670	-132 383	**+3,47%**	**+1,88%**

Quadro 5.8 - Comparação dos efeitos de 1ª e 2ª ordem, torre em forma de V invertido.

	1ª Ordem		2ª Ordem		Δ	
	LC – Final	LC – Ferro	LC – Final	LC – Ferro	LC – Final	LC – Ferro
N_{max} [kN] – Tirantes	+18 490	+23 435	+18 494	+23 498	**+0,02%**	**+0,30%**
δ_y (m) – ½ vão central	+0,13	-0,91	+0,13	-0,92	**0,00%**	**+1,10%**
N_{max} [kN] – Tabuleiro	-230 103	-295 251	-230 176	-295 737	**+0,03%**	**+0,16%**
M_{max} [kN.m] – Tabuleiro	+283 265	+805 579	+283 764	+806 946	**+0,18%**	**+0,17%**
M_{min} [kN.m] – Tabuleiro	-223 018	-551 980	-222 158	-566 579	**-0,39%**	**+2,64%**
$\delta_{x,max}$ (m) – Torre	-0,04	-0,37	-0,04	-0,37	**0,00%**	**0,00%**
N_{max} [kN] – Torre	-357 662	-408 652	-357 627	-408 625	**0,00%**	**0,00%**
M_{base} [kN.m] – Torre	-55 252	-133 881	-56 977	-136 669	**+3,12%**	**+2,08%**

5.7. ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DA PONTE DE TIRANTES SOBRE CARGAS ESTÁTICAS

Apresenta-se neste ponto a análise do comportamento estrutural da ponte de tirantes quando esta apresenta uma torre em forma de H ou V invertido, sobre cargas estáticas. A análise comparativa entre os dois modelos gerais da ponte é realizada a partir da redistribuição de esforços e deslocamentos nos diferentes elementos principais – tirantes; tabuleiro e torres.

Primeiramente, faz uma análise comparativa a partir do carregamentos LC–201, LC–202, LC–203 e LC–204. Em seguida, estuda-se os mesmos casos de carga quando reduzimos a inércia de torsão e flexão longitudinal do tabuleiro de 1/10.

Em seguida, analisou-se separadamente o caso de carga LC–205. Por fim, estuda-se o comportamento da ponte sobre a acção do vento.

5.7.1. ANÁLISE DOS RESULTADOS: LC – 201, LC – 202, LC – 203 E LC – 204

5.7.1.1. Esforços nos Tirantes

Analisando os diagramas respectivo aos esforços axiais nos tirantes verificou-se que não podemos concluir nada em concreto. Os valores são praticamente idênticos nos dois modelos.

Podemos fazer uma pequena chamada de atenção no caso dos carregamentos assimétricos, LC–203 e LC–204, em que os esforços nos tirantes de retenção (1340 e 1540) se equilibram mais no caso de um mastro em forma de V invertido, Quadro 5.9.

N.B. : Os esforços axiais negativos nos diagramas representam uma descompressão dos tirantes.

Quadro 5.9 – Comparação entre os esforços axiais dos tirantes de retenção 1340 e 1540.

Combinação	LC – 203		Δ	LC – 204		Δ
N [kN] - Tirante	1340	1540		1340	1540	
Torre em H	+2 261	+2 931	**+30%**	+3 057	+3 726	**+22%**
Torre em V invertido	+2 470	+2 733	**+11%**	+3 401	+3 422	**+0,6%**

5.7.1.2. Esforços e Deslocamentos nas Torres

Comparando-se os deslocamentos longitudinais das torres verificou-se que nos casos de cargas simétricas, LC–201 e LC–202, estes são praticamente idênticos tanto no modelo com a torre em forma de H ou V invertido, Quadro 5.10. Este resultado era aguardado pelo facto de a inércia longitudinal das torres, H ou V invertido, é praticamente idêntica. E, chegamos a mesma conclusão se comparamos a redistribuição de momentos nesta direcção. Os momentos mínimos são obtidos na zona onde o tabuleiro se conecta às torres, e estes são ligeiramente superiores com as torres em forma de V invertido. Todavia, os momentos máximos encontram-se na zona de atirantamento e este são superiores no caso da torre em forma de H, Quadro 5.11.

Quadro 5.10 – Comparação dos deslocamentos longitudinais no topo das torres.

Combinação	LC – 201		Δ	LC – 202		Δ
Torre	H	V invertido		H	V invertido	
$\delta_{x,\text{Topo das Torres}}$ [m]	0,261	0,268	**+2,7%**	0,332	0,339	**+2,1%**

Quadro 5.11 – Comparação dos momentos longitudinais nas torres.

Combinação	LC – 201		Δ	LC – 202		Δ
Torre	H	V invertido		H	V invertido	
M_{min} [kN.m]	-148 732	-160 372	**+8%**	-214 456	-230 168	**+7%**
M_{max} [kN.m]	+29 346	+26 718	**-9%**	+136 557	+128 756	**-6%**

Outro aspecto importante a analisar é o comportamento de cada um dos fustes das torres sob acções assimétricas. Porém, constata-se o que era previsto. O facto de unir os dois fustes na parte superior, torre em V invertido, torna cada um deste depende do outro. Assim, como os Quadro 5.12 e Quadro 5.13 ilustram, os deslocamentos diferenciais entres os fustes da torre em H são superiores aos da torre em V invertido.

O mais surpreendente surge quando analisamos os momentos longitudinais nas torres sob acções assimétricas. Verifica-se o oposto do que estávamos a espera. Assim, constata-se que os momentos em cada fuste, da torre em forma de H, são relativamente os mesmos. Isto é, apesar de estes funcionarem de forma mais "independente" verifica-se uma redistribuição de esforços praticamente simétrica, parte dela conferida pela posição do sistema de contraventamento em cruzes metálicas, Quadro 5.14.

Quando analisamos a torre em forma de V invertido, verifica-se na zona do tabuleiro momentos iguais em ambos os fustes. Porém, na zona de atirantamento este são completamente distintos, isto pode ser confirmado analisando-se a curvatura da deformada nesta zona. Assim, podemos concluir que a redistribuição dos momentos longitudinais sobre cargas assimétricas é mais equilibrada no caso da torre em forma de H, que é de facto surpreendente. Quadro 5.15.

Quadro 5.12 – Comparação dos deslocamentos longitudinais no topo da torre em forma de H.

	Torre em H					
Combinação	LC - 203		Δ	LC -204		Δ
Fuste	"400"	"300"		"400"	"300"	
$\delta_{x,\text{Topo das Torres}}$ [m]	0,158	0,190	**+20%**	0,185	0,245	**+32%**

Quadro 5.13 – Comparação dos deslocamentos longitudinais no topo da torre em forma de V invertido.

	Torre em V invertido					
Combinação	LC - 203		Δ	LC -204		Δ
Fuste	"400"	"300"		"400"	"300"	
$\delta_{x,\text{Topo das Torres}}$ [m]	0,177	0,181	**+2,3%**	0,222	0,229	**+3,2%**

Quadro 5.14 – Comparação dos momentos longitudinais na torre em forma de H.

	Torre em H					
Combinação	LC - 203		Δ	LC -204		Δ
Fuste	"400"	"300"		"400"	"300"	
M_{min} [kN.m]	-90 750	-106 476	**+17%**	-132 064	-153 513	**+16%**
M_{max} [kN.m]	+19 462	+20 518	**+5%**	+84 799	+97 651	**+15%**

Quadro 5.15 – Comparação dos momentos longitudinais na torre em forma de V invertido.

	Torre em V invertido					
Combinação	LC - 203		Δ	LC -204		Δ
Fuste	"400"	"300"		"400"	"300"	
M_{min} [kN.m]	-108 032	-109 004	**+0,90%**	-153 519	-154 662	**+0,70%**
M_{max} [kN.m]	+ 8 529	+28 706	**+337%**	+ 69 653	+103 419	**+48%**

Quanto ao momento torsor nos fustes verificou-se que estes têm uma redistribuição completamente distinta no caso de uma torre em forma de H ou V invertido. Comparando-se os momentos torsor máximos apenas nos fustes com numeração "300", (face Este, onde são aplicadas as cargas assimétricas) constatou-se que estes são 26% inferiores na torre em V invertido, o que é significativo (Quadro 5.16). Contudo, tendo em conta que os tirantes se encontram num plano inclinado, no caso do V invertido, as torres são sujeitas a maiores momentos de torsão na sua parte superior. Assim, a solução em V invertido não se torna muito vantajosa.

Por fim, o ponto de mudança de sinal do momento corresponde ao ponto de ligação tabuleiro-torre pela introdução de uma força axial.

Quadro 5.16 – Comparação do momento torsor na base dos fustes de numeração "300".

	Torre em H	Torre em V invertido	Δ
M_{base} [kN.m]	+48 367	+35 919	**-26%**

Relativamente aos momentos transversais nos fustes, os valores máximos são muito distintos nos dois casos sendo estes 56% inferiores no caso em V invertido. Contudo, a forma do diagrama é muito mais complexa, no caso V invertido, devido ao sistema de contraventamento, inclinação das torres e pelos planos inclinados de tirantes (Quadro 5.17). Por fim, os deslocamentos transversais das torres são desprezáveis, na ordem do centímetro, pelo que não tem qualquer interesse em compará-los.

Quadro 5.17 - Comparação do momento transversal máximo nos fustes.

	Torre em H	Torre em V invertido	Δ
$M_{y,max}$ [kN.m]	+45 696	+20 254	**-56%**

5.7.1.3. Esforços e Deslocamentos no Tabuleiro

A partir do Quadro 5.18 verificou-se que a forma do mastro não tem qualquer influência sobre a flexão longitudinal do tabuleiro. Isto é normal, pois a rigidez do mastro longitudinalmente praticamente não variou ao mudar de forma, como explicado anteriormente.

No entanto, a forma de V invertido permite reduzir de forma significativa os momentos torsores no tabuleiro provocado pelas cargas assimétricas, LC–203 e LC–204. Com a torre em forma de H, os fustes tem deslocamentos diferencias superiores entre si tornando o tabuleiro mais deformável, aumentando assim suas rotações (Quadro 5.19).

Quadro 5.18 - Comparação do deslocamento vertical e do momento longitudinal a meio vão central do tabuleiro.

	LC – 201		Δ	LC – 202		Δ
Torre	H	V invertido		H	V invertido	
δ_y [m] – ½ vão central	-0,876	-0,902	**+3,0%**	-1,009	-1,037	**+2,8%**
M_z [kN.m] – ½ vão central	+689 198	+701 469	**+1,8%**	+756 528	+767 782	**+1,5%**

	LC – 203		Δ	LC – 204		Δ
Torre	H	V invertido		H	V invertido	
δ_y (m) – ½ vão central	-0,584	-0,601	**+2,9%**	-0,673	-0,691	**+2,7%**
M_z [kN.m] – ½ vão central	+459 465	+467 782	**+1,8%**	+504 352	+511 855	**+1,5%**

Quadro 5.19 - Comparação do momento torsor máximo no tabuleiro.

	Torre em H	Torre em V invertido	Δ
$M_{x,max}$ [kN.m]	+86 674	+65 733	**-24%**

Por fim, analisando os momentos no plano do tabuleiro, Quadro 5.20, verificou-se que estes são também muito inferiores no caso de mastro em forma de V invertido. Isto deve-se a mesma razão enunciada anteriormente. Contudo, os deslocamentos neste plano são desprezáveis.

Quadro 5.20 - Comparação do momento no plano do tabuleiro.

	LC – 203		Δ	LC – 204		Δ
Torre	H	V invertido		H	V invertido	
$M_{y,min}$ [kN.m]	-72 177	-55 075	**-24%**	-60 658	-34 695	**-43%**
$M_{y,max}$ [kN.m]	+61 350	+47 360	**-23%**	+45 561	+39 398	**-14%**

5.7.2. ANÁLISE DOS RESULTADOS: I_x E I_z DO TABULEIRO REDUZINDOS DE 1/10

Neste ponto pretende-se analisar a redistribuição dos esforços e deslocamento quando diminuímos a inércia de torção e flexão longitudinal do tabuleiro de um 1/10 (Quadro 5.21).

Quadro 5.21 – Valores das propriedades mecânicas do tabuleiro.

Grandeza	Tabuleiro ALTAVIA Tejo (fase BAFO)
A_X [m^2]	2,78
A_Y [m^2]	"Infinita"
A_Z [m^2]	0,275
I_X [m^4]	**4,77**
I_Y [m^4]	**7,16**
I_Z [m^4]	207,58
$I_{\text{Rotação Dinâmica}}$ [$t.m^2/m$]	6 758,67

5.7.2.1. Esforços e Deslocamentos nas Torres

Quando analisamos a deformada longitudinal das torres tanto sob cargas simétricas ou assimétricas verifica-se o mesmo tipo de comportamento anterior. O mastro em forma de V invertido é ligeiramente mais flexível nesta direcção do que o mastro em forma de H (Quadro 5.22 e Quadro 5.23).

Em geral, diminuindo as respectivas inércias constatou-se que há mais esforços que passam nas torres e obrigatoriamente nos cabos.

Quadro 5.22 – Comparação dos momentos longitudinais na torre em forma de V invertido.

	Torre em V invertido					
Combinação	LC - 203		Δ	LC -204		Δ
Fuste	"400"	"300"		"400"	"300"	
M_{min} [kN.m]	-116 880	-120 987	**+3,5%**	-208 850	-209 694	**+0,4%**
M_{max} [kN.m]	- 15 328	+20 846	**+236%**	+88 139	+144 635	**+64%**

Quadro 5.23 – Comparação dos momentos longitudinais na torre em forma de H.

	Torre em H					
Combinação	LC - 203		Δ	LC -204		Δ
Fuste	"400"	"300"		"400"	"300"	
M_{min} [kN.m]	-92 750	-125 481	**+35%**	-163 239	-222 216	**+36%**
M_{max} [kN.m]	+5 565	+5 646	**+1,4%**	+105 734	+133 604	**+26%**

Quanto a redistribuição dos momentos torsores e transversais no fustes, este são inferiores no caso da torre em forma de V invertido, mas com valores superiores aos obtidos anteriormente (há mais esforços nos mastros quando o tabuleiro é mais flexível, o que é normal). Assim, o facto de diminuir a rigidez de torsão e de flexão longitudinal não diferencia em quase nada o comportamento das torres, Quadro 5.24 e Quadro 5.25. Os deslocamentos associados a aos momentos transversais são praticamente nulos. Isto é, a torre é extremamente rígida neste sentido em relação as acções que é submetida.

Quadro 5.24 - Comparação do momento torsor máximo no tabuleiro.

	Torre em H	Torre em V invertido	Δ
$M_{x,max}$ [kN.m]	+76 996	+52 812	**-31%**

Quadro 5.25 - Comparação do momento transversal máximo nos fustes.

	Torre em H	Torre em V invertido	Δ
$M_{y,max}$ [kN.m]	+53 081	+28 893	**-46%**

5.7.2.2. Esforços e Deslocamentos no Tabuleiro

A partir do Quadro 5.26 verificou-se o mesmo que o ponto anterior: a forma do mastro não tem influência na flexão longitudinal do tabuleiro. Contudo, analisando os diagramas de momentos longitudinais do tabuleiro constatou-se que os momentos máximos positivos estão sobre os pilares intermédios PP1 e PP4 e não a meio do vão central. Porém, os valores são praticamente idênticos nos dois modelos numéricos da ponte. Assim, verificou-se uma redistribuição de momentos longitudinais no tabuleiro distinta quando diminuímos inércia de flexão de um factor 10.

Quadro 5.26 - Comparação do deslocamento vertical a meio vão central do tabuleiro.

	LC – 201		Δ	LC – 202		Δ
Torre	H	V invertido		H	V invertido	
δ_y [m] – ½ vão central	-1,107	-1,141	**+3,0%**	-1,371	-1,408	**+2,7%**

	LC – 203		Δ	LC – 204		Δ
Torre	H	V invertido		H	V invertido	
δ_y (m) – ½ vão central	-0,738	-0,761	**+3,1%**	-0,914	-0,939	**+2,7%**

No que diz respeitos aos momentos torsores, a forma de V invertido permite reduzir de forma significativa este esforço no tabuleiro, LC–203 e LC–204. Com a torre em forma de H, os fustes tem deslocamentos diferencias superiores entre si tornando o tabuleiro mais deformável, aumentando assim suas rotações (Quadro 5.27).

Quadro 5.27 - Comparação do momento torsor máximo no tabuleiro.

	Torre em H	Torre em V invertido	Δ
$M_{x,max}$ [kN.m]	+86 674	+65 733	**-24%**

Por fim, analisando os momentos no plano do tabuleiro, Quadro 5.28, verificou-se que estes são também muito inferiores no caso de mastro em forma de V invertido. Isto deve-se a mesma razão enunciada anteriormente. Contudo, os deslocamentos neste plano são desprezáveis.

Quadro 5.28 - Comparação do momento no plano do tabuleiro.

	LC – 203		Δ	LC – 204		Δ
Torre	H	V invertido		H	V invertido	
$M_{y,min}$ [kN.m]	-72 177	-55 075	**-24%**	-60 658	-34 695	**-43%**
$M_{y,max}$ [kN.m]	+61 350	+47 360	**-23%**	+45 561	+39 398	**-14%**

5.7.3. ANÁLISE DOS RESULTADOS: LC – 205

5.7.3.1. Esforços nos Tirantes

Comparando-se os esforços axiais nos tirantes verificou-se que estes são praticamente idênticos nos dois casos, Quadro 5.29, pelo que nada se pode concluir entre os dois modelos.

Quadro 5.29 – Comparação entre os esforços axiais máximos nos tirantes.

	Torre em H	Torre em V invertido	Δ
N_{max} [kN.m]	+3 764	+3 699	**-1,7%**

5.7.3.2. Esforços e Deslocamentos nas Torres

Longitudinalmente, observou-se que as torres flectem em direcção ao vão central, e constatou-se que o comportamento é praticamente o mesmo nos modelos Quadro 5.30 e Quadro 5.31.

Quadro 5.30 – Comparação dos deslocamentos longitudinais no topo das torres.

	Torre em H	Torre em V invertido	Δ
$\delta_{x,Topo\ das\ Torres}$ [m]	0,222	0,226	**+1,8%**

Quadro 5.31 – Comparação dos momentos longitudinais no topo das torres.

Torre	Torre em H		Δ	Torre em V invertido		Δ
Fuste	"400"	"300"		"400"	"300"	
$M_{z,min}$ [kN.m]	-137 168	-148 580	**+8,3%**	-152 667	-154 630	**+1,3%**
$M_{z,max}$ [kN.m]	+86 937	+94 421	**+8,6%**	+83 364	+89 390	**+7,2%**

Transversalmente, constatou-se que a solução em forma de V invertido tem um pior desempenho acarretando mais 50% de momentos na base dos mastros, $M_{y\,Max}$ (Quadro 5.32). Contudo, analisando-se os momentos torsores nos fustes da torres verificou-se que estes são bastantes inferiores no caso de V invertido (Quadro 5.33).

Quadro 5.32 – Comparação entre os momentos transversais máximos e mínimos nas torres.

	Torre em H	Torre em V invertido	Δ
$M_{y,min}$ [kN.m]	-102 880	-89 290	**-13%**
$M_{y,max}$ [kN.m]	+65 977	+98 974	**+50%**

Quadro 5.33 – Comparação entre os momentos transversais máximos e mínimos nas torres.

	Torre em H	Torre em V invertido	Δ
$M_{x,max}$ [kN.m]	+34 453	+26 258	**-24%**

5.7.3.3. Esforços e Deslocamentos no Tabuleiro

Analisando-se o Quadro 5.34, constatou-se que longitudinalmente a meio vão central, o deslocamento vertical é aproximadamente o mesmo nos dois modelos, diferindo em apenas 2,7%. Isto era de prever, pois o comportamento das torres em forma de H ou V invertido neste mesmo sentido é semelhante.

Relativamente ao comportamento no plano do tabuleiro, com a forma de V invertido verificou-se deslocamento a meio do vão central é inferior, no entanto, analisando-se a redistribuição de momentos correspondentes a esta variável verificou-se que é praticamente igual nos dois modelos. Assim, não se pode concluir nada de concreto.

A diferença repercuta-se no comportamento a torsão do tabuleiro, este torna-se menos deformável na presença de uma torre em forma de V invertido o que já tinha sido verificado nos dois pontos anteriores.

Quadro 5.34 – Comparação entre esforços e deslocamentos no tabuleiro.

	Torre em H	Torre em V invertido	Δ
δ_y [m] – ½ vão central	-0,673	-0,691	**+2,7%**
δ_z [m] – ½ vão central	-0,270	-0,204	**-24%**
$M_{x,max}$ [kN.m]	+108 753	+88 642	**-18%**

5.7.4. ANÁLISE DOS RESULTADOS: LCVENT

5.7.4.1. Esforços e Deslocamentos nas Torres

O comportamento transversal das torres, H ou V invertido, é completamente diferente sob acção do vento. No entanto, não estávamos a espera aos resultados observados, Quadro 5.35. Mesmo que se a torre em forma de V invertido tende a aproximar-se da forma triangular, o valor máximo do deslocamento transversal é sem dúvida muito superior do que no caso de uma torre em H. Isto traduz-se pelo sistema de contraventamento que está muito disposto na parte superior do mastro, ao contrário da torre em H. Assim, os momentos associados são por vez muito superior na torre em V invertido, Quadro 5.36.

Quadro 5.35 – Comparação do deslocamento transversal máximo nas torres.

	Torre em H	Torre em V invertido	Δ
$\delta_{z,max}$ [m] – LCvent	0,1260	0,1860	**+48%**
$\delta_{z,max}$ [m] – LCvent_tablier	0,0267	0,0409	**+53%**
$\delta_{z,max}$ [m] – LCvent_pylone	0,0796	0,1140	**+43%**
$\delta_{z,max}$ [m] – LCvent_haubans	0,0365	0,0322	**-12%**

Quadro 5.36 – Comparação dos momentos transversais máximos nas torres.

	Torre em H	Torre em V invertido	Δ
$M_{y,min}$ [kN.m]	-151 153	-202 865	**+34%**
$M_{y,max}$ [kN.m]	+199 007	+263 196	**+32%**

A distribuição da torção nas torres é diferente em cada caso, Quadro 5.37. Enquanto com uma torre em H esta tem sempre o mesmo sinal, com o mastro em V invertido esta muda. Isto quer dizer, que na zona de ligação torre-tabuleiro, a diferença do esforço normal de compressão, na zona da torres, é inferior no caso de uma torre em H.

Comparando os momentos longitudinais, estes são superiores no caso de uma torre em V invertido, Quadro 5.38. Assim, o mesmo mastro não traz nada benéfico sob acções transversais. Podemos concluir que a concepção do sistema de contraventamento deve ser repensada.

Quadro 5.37 – Comparação dos momentos de torsão máximos nas torres.

	Torre em H	Torre em V invertido	Δ
$M_{x,min}$ [kN.m]	-	-3 341	**-**
$M_{x,max}$ [kN.m]	+17 967	+8 653	**-52%**

Quadro 5.38 – Comparação dos momentos longitudianis máximos nas torres.

	Torre em H	Torre em V invertido	Δ
$M_{z,max}$ [kN.m]	+25 588	+32 284	**-26%**

5.7.4.2. Esforços e Deslocamentos no Tabuleiro

Relativamente ao tabuleiro, constatou-se que os deslocamento transversais e dos momentos associados são praticamente os mesmos nos dois modelos. No entanto, quando analisamos o efeito da torção observou-se que estes são 20% inferiores no caso da torre em forma de V invertido, Quadro 5.39.

Com esta última observação, podemos afirmar que o mastro em forma de V invertido não acarreta qualquer melhoria no comportamento estrutural da ponte, sob cargas transversais.

Quadro 5.39 – Comparação dos esforços e deslocamentos no tabuleiro.

	Torre em H	Torre em V invertido	Δ
$\delta_{z,max}$ [m] – LCvent	0,478	0,501	**+5%**
$M_{y,min}$ [kN.m]	-336 514	-342 299	**+2%**
$M_{y,max}$ [kN.m]	+514 868	+526 866	**+2%**
$M_{x,max}$ [kN.m]	+54 854	+43 701	**-20%**

5.8. ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DA PONTE DE TIRANTES SOBRE CARGAS DINÂMICAS

Com o objectivo de obter um primeiro comportamento ao sismo da ponte principal uma análise modal espectral foi realizada, considerando o conjunto de massas associadas a combinação sísmica. O modo de cálculo dos esforços é obtido pela combinação quadrática dos modos próprios de vibração. Porém, pela sua natureza baseada no comportamento linear da estrutura em estudo, o cálculo espectral não permite de tomar em conta o correcto comportamento dos amortecedores de ligação entre o tabuleiro e os pilares intermédios. Deste modo, os cálculos efectuados representam um cálculo envelope.

Os espectros de resposta elásticos definidos são aplicáveis para um amortecimento crítico (ζ) de 5%. $\zeta = c/(2m\omega)$, caracteriza o amortecimento da estrutura no seu todo e é em função dos materiais e dos modos de assemblagem dos mesmos. Assim, o coeficiente, ζ, pode tomar um valor para além dos 5%. Pelo que, se este parâmetro for diferente de 5%, os espectros de respostas elásticos devem ser corrigidos de um factor.

Com o *RM Bridge V8i* tivemos a dúvida se os espectros são corrigidos segundo o valor do amortecimento global da estrutura. Todavia, como este ponto tem por finalidade a comparação dos tipos de mastros sob sismo, isto não significado.

Para o cálculo tomamos em conta os seguinte valores de amortecimento:

- Elementos de aço estrutural e cabos: 2%
- Elemento em betão armado: 5%
- Amortecedores de ligação longitudinal na zona das torres: 30%*
- Amortecedores de ligação transversal na zona das torres: 15%*

*Para o cálculo espectral, os amortecimentos associados ao aparelhos de ligação junto as torres foram estimados num estudo precedente pelo gabinete de estudo VINCI Grands Projets. Assim, tomamo-los como valores de referência.

A análise modal permite assim identificar quais são os principais modos de vibração da estrutura, pelo que foram calculados os primeiros 80 modos.

1. Direcção longitudinal – eixo dos X

Longitudinalmente, o comportamento da ponte pode ser assimilado a de um oscilador simples. Nesta direcção, o modo de baloiço do tabuleiro é predominante, (Quadro 5.40).

Quadro 5.40 – Modos de vibração longitudinal.

	Modo	Frequência [Hz]	Período [s]	% Massa participante
Torre em H	Mode#2	0,168	5,95	**93,57**
Torre em V invertido	Mode#2	0,172	5,81	**93,54**

2. Direcção transversal – eixo dos Z

Transversalmente, o comportamento da estrutura não pode ser comparado a de um oscilador simples. Dois modos principais definam o comportamento do tabuleiro enquanto os mastros, estes, são solicitados por um terceiro modo, (Quadro 5.41).

Quadro 5.41 – Modos de vibração transversal.

	Modo	Frequência [Hz]	Período [s]	% Massa participante
Torre em H	Mode#1	0,144	6,94	31,75
	Mode#4	0,263	3,80	43,29
	Mode#8	0,418	2,39	16,53
			Total	**91,57**
Torre em V invertido	Mode#1	0,145	6,90	34,94
	Mode#4	0,261	3,83	51,40
	Mode#7	0,357	2,80	6,68
			Total	**93,02**

3. Direcção vertical – eixo dos Y

Na direcção vertical é difícil excitar a estrutura pelo facto de principalmente apenas a massa do tabuleiro participar. Deste modo, o comportamento da ponte é caracterizada pela combinação de múltiplos modos de vibração, (Quadro 5.42).

Quadro 5.42 – Modos de vibração vertical.

	Modo	Frequência [Hz]	Período [s]	% Massa participante
Torre em H	Mode#5	0,286	3,50	10,83
	Mode#18	0,655	1,53	5,39
	Mode#22	0,827	1,21	16,42
	Mode#25	0,896	1,12	10,58
	Mode#50	1,893	0,53	8,42
			Total	**51,64**
Torre em V invertido	Mode#5	0,282	3,55	10,98
	Mode#15	0,654	1,53	4,71
	Mode#19	0,823	1,22	18,76
	Mode#22	0,887	1,13	7,04
	Mode#48	1,890	0,53	8,53
			Total	**49,42**

4. Modos de torção

A torção no tabuleiro resulta da combinação de massa participante na direcção transversal bem como na direcção vertical. Porém, constatou-se que estas são muito baixas, (Quadro 5.43) o que quer dizer que é difícil solicitar o tabuleiro a torsão.

Quadro 5.43 – Combinação entre os modos de vibração vertical e transversal.

	Modo	Frequência [Hz]	Período [s]	% Massa participante	
				Y	Z
Torre em H	Mode#6	0,329	3,04	0,03	0,75
	Mode#28	0,969	1,03	0,03	0,05
	Mode#55	2,133	0,47	2,70	0,01
	Mode#56	2,141	0,47	0,04	0,44
Torre em V invertido	Mode#14	0,646	1,55	1,21	0,02
	Mode#21	0,865	1,16	0,22	0,04
	Mode#22	0,887	1,13	7,04	0,02
	Mode#23	0,903	1,11	0,91	0,07

Em seguida, apresentamos a redistribuição de esforços e deslocamento nos elementos principais da ponte de tirantes, torres e tabuleiro, sob cada acção sísmica direccional.

5.8.1 Esforços e Deslocamentos nas Torres

A partir do Quadro 5.44 verificou-se que acção sísmica que solicita mais a compressão as torres é o sismo transversal. Nesta direcção, a torre em V invertido é mais eficaz que a torre em H, tendo um esforço normal de compressão 50% inferior. Sob sismo longitudinal esta componente é sensivelmente a mesma.

Quadro 5.44 – Comparação do esforço normal máximo nas torres.

N_{max} [kN]	Torre em H	Torre em V invertido	Δ
Seísme longitudinal - X	-3 124	-3 677	**+18%**
Seísme transversal - Z	-39 760	-22 038	**-45%**

Comparando-se os momentos longitudinais sob sismo na mesma direcção, observou-se resultados surpreendentes, Quadro 5.45 e Quadro 5.46. A torre em V invertido é incomparavelmente mais desfavorável, com esforços e deslocamentos máximos claramente superiores, o que nos coloca uma dúvida sobre a veracidade dos valores obtidos neste sentido. E por fim, relativamente aos momentos, sob sismo transversal, estes são idênticos.

Quadro 5.45 – Comparação do momento longitudinal máximo nas torres.

$M_{z,max}$ [kN.m]	Torre em H	Torre em V invertido	Δ
Sismo longitudinal - X	+80 232	+193 018	**+240%**
Sismo transversal - Z	+46 992	+46 986	**0%**

Quadro 5.46 – Comparação do deslocamento longitudinal máximo nas torres.

$\delta_{x,max}$ [m]	Torre em H	Torre em V invertido	Δ
Sismo longitudinal - X	+0,015	+0,166	**+1084%**

Os momentos transversais são praticamente idênticos nos dois casos, mas ligeiramente inferiores no caso do mastro em V invertido, Quadro 5.47. Deste modo, não se pode concluir nada de concreto e conciso. Todavia, constatou-se que sob sismo vertical o mastro em forma de H é mais deformável Quadro 5.48.

Quadro 5.47 – Comparação do momento transversal máximo nas torres.

$M_{y,max}$ [kN.m]	Torre em H	Torre em V invertido	Δ
Sismo transversal - Z	+12 661	+11 699	**-8%**
Sismo vertical - Y	+193 542	+165 962	**-14%**

Quadro 5.48 – Comparação do deslocamento transversal máximo nas torres.

$\delta_{y,max}$ [m]	Torre em H	Torre em V invertido	Δ
Sismo vertical - Y	+0,142	+0,103	**-27%**

5.8.2 Esforços e Deslocamentos no Tabuleiro

Sob sismo longitudinal, o esforço normal no tabuleiro no caso da torre em V invertido é quase três vezes superior do que com o mastro em H, Quadro 5.49. O que evidencia que o V invertido não acarreta qualquer benefício, como já o demonstramos.

No que diz respeito aos momentos longitudinais verificou-se que com o V invertido o tabuleiro encontra-se mais solicitado, Quadro 5.50. Os deslocamento verticais do tabuleiro são desprezáveis, na ordem do centímetro.

Quadro 5.49 – Comparação do esforço normal máximo no tabuleiro.

N_{max} [kN]	Torre em H	Torre em V invertido	Δ
Sismo longitudinal - X	-3 180	-8 930	**+280%**
Sismo transversal - Z	-9 828	-10 081	**+3%**

Quadro 5.50 – Comparação do momento longitudinal máximo no tabuleiro.

$M_{z,max}$ [kN.m]	Torre em H	Torre em V invertido	Δ
Sismo longitudinal - X	+62 141	+82 493	**+33%**
Sismo transversal - Z	+98 876	+99 917	**+1%**

No plano do tabuleiro, sob sismo transversal, os momentos são superiores no mastro em V invertido, no entanto, os deslocamentos associados são desprezáveis. Sob sismo vertical, os dois modelos têm um comportamento muito similar, Quadro 5.51 e Quadro 5.52 .

Quadro 5.51 – Comparação do momento no plano do tabuleiro.

$M_{y,max}$ [kN.m]	Torre em H	Torre em V invertido	Δ
Sismo transversal - Z	+45 221	+57 886	**+28%**
Sismo vertical - Y	+335 640	+300 934	**-10%**

Quadro 5.52 – Comparação do deslocamento transversal máximo do tabuleiro.

$\delta_{y,max}$ [m]	Torre em H	Torre em V invertido	Δ
Sismo vertical - Y	-0,182	-0,185	**+2%**

Quando comparamos a torção no tabuleiro sob sismo longitudinal, observou-se que esta é largamente superior com um mastro em V invertido. Porém, verificou-se o contrário sob sismo vertical, Quadro 5.53.

Quadro 5.53 – Comparação dos momentos de torsão máximos no tabuleiro.

$M_{x,max}$ [kN.m]	Torre em H	Torre em V invertido	Δ
Sismo longitudinal - X	+20 405	+30 658	**+50%**
Sismo transversal - Z	+16 402	+17 430	**+6%**
Sismo vertical - Y	+83 859	+52 896	**-37%**

Assim, o estudo dinâmico da ponte de tirantes permitiu-nos ocnlcuir que o comportamento da estrutura com a torre em forma de H é claramente mais vantajosa, mesmo se temos algumas dúvidas em relação a alguns resultados.

6
CONCLUSÕES

A presente dissertação teve como finalidade o estudo das torres da Terceira Travessia do Tejo, mais propriamente, a análise comparativa entre um mastro em forma de H ou V invertido, sob cargas estáticas e dinâmicas.

Para efeito do estudo paramétrico entre as duas soluções estruturais verificou-se que os efeitos de 2ª ordem tais como, os efeitos P-Delta, não linearidade geométrica dos cabos bem como a teoria dos grandes deslocamentos podem ser desprezados. Isto por ventura simplificou a análise comparativa posterior permitindo apenas raciocinar-se a partir das sobrecargas ferroviárias, visto estas serem a mais importantes.

A partir dos resultados obtidos pelas combinações LC – 201, LC – 202, LC – 203 e LC – 204, cálculos estáticos, concluímos que a solução em H e V invertido têm o mesmo comportamento sob acções simétricas (combinação LC – 201 e LC – 202). Contudo, sob acções assimétricas verticais (combinação LC – 203 e LC – 204) a torre em V invertido não acarreta qualquer benefício no comportamento da ponte, apresentando ainda efeitos de pórtico.

Relativamente ao comportamento das torres sob acção do vento, verificou-se que, apesar no caso da torre em V invertido, a sua forma apresentar uma certa triangularidade dos fustes, esta apresenta os deslocamentos máximos transversais, tornando-se a solução mais desvantajosa. Isto traduz, por sua vez, a eficácia do sistema de contraventamento na solução em H que não se verifica na solução em V invertido.

Assim, a concepção deve ser revista no caso da torre em V invertido, principalmente no sistema de contraventamento, a fim de melhorar o seu comportamento. Assim, podemos dizer que o V invertido não conduz a quase nenhum beneficio no comportamento da estrutura em relação a torre em H.

No caso de acções dinâmicas, na direcção longitudinal os valores obtidos no caso de uma torre em H não têm coerência pelo que se suspeita de erro na introdução da rigidez nas molas de ligação tabuleiro-torre. Deste modo, apenas se conseguiu obter o comportamento da ponte sob acção de um sismo transversal. Neste caso, averiguou-se que a solução em H é mais tem um comportamento mais vantajoso.

Em suma, as sobrecargas que são aplicadas conduzem a uma rigidez do sistema de suspensão e do tabuleiro, o que faz com a rigidez das torres, que estejam conectados ou não no topo, tem pouca influência como demonstrado.

Finalmente, ao longo deste estágio, os problemas encontrados foram maioritariamente falta de conhecimentos acerca do comportamento estrutural das pontes de tirantes. Problemas que tentei eliminar ao longo desta experiência e que transformaram-se em benefícios para o meu futuro.

Os ensinamentos que pude tirar ao longo deste estágio, quanto a estes, são numerosos e variados:

- O domínio do software aos elementos finitos *ROBOT*;
- Introdução ao software aos elementos finitos *RM Bridge V8i*;
- O conhecimento das cargas e combinações nos diferentes cálculos ao ELS e ELU;
- A análise de cortes e desenhos esquemáticos;
- O comportamento sob cargas simétricas e assimétricas de uma ponte de tirantes;
- O princípio e conteúdo de uma nota de cálculo;
- A simplificação de problemas;
- O aspecto relacional entre o Engenheiro, o Arquitecto e os Construtores; e

Para concluir, este estágio permitiu-me conhecer o trabalho efectuado por um engenheiro civil especializado em obras de arte e a oportunidade de associar os aspectos técnicos (gabinete) e práticos (obra) na concepção das torres. E por fim, de adquirir numerosos conhecimentos que me serão fortemente úteis para o meu projecto profissional enquanto Engenheiro Civil.

BIBLIOGRAFIA

[1] EUROCODE 1. *Actions sur les structures – Partie 1-4: Actions du vent,* EN 1991-1.4, Comité Européen de Normalisation, Février 2006.

[2] EUROCODE 1. *Actions sur les structures – Partie 2: Actions sur les ponts,* EN 1991-2, Comité Européen de Normalisation, Février 2006.

[3] EUROCODE 8. *Calcul des structures pour leur résistance aux seísme – Partie 2 : Ponts ,* EN 1998-2, Comité Européen de Normalisation, Février 2006.

[4] GIMSING, Niels J. . *Cable Supported Bridges*. John Wiley & Sons Ltd, 1983, 399 p.

[5] OLIVEIRA DE PEDRO, José J. . *Folhas da Disciplinas de Pontes : Pontes*. IST: DECivil, 2007, 35 p.

[6] OLIVEIRA PEDRO, José J. . *Pontes Atirantadas Mistas – Estudo do Comportamento Estrutural*. Doctorat, Instituto Superior Técnico de Lisboa, Juillet 2007, 413 p.

[7] RAVE – Rede Ferroviária de Alta Velocidade

Base de dados sobre os concursos públicos internacionais: www.rave.pt

[8] REIS, António. *Folhas da Disciplinas de Pontes*. IST: DECivil, 2002, 32 p.

[9] TORRES TAVARES, Filipe. *Avaliação das Larguras efectivas de Lajes de Betão para Tabuleiros Atirantados Mistos*. PFE, Instituto Superior Técnico de Lisboa, Octobre 2009, 112 p.

[10] WALTHER, René et autres. *Ponts Haubanés*. Lausanne : Presses Polytechniques Romandes, 1985, 202 p.

[11] VIRLOGEUX, Michel. *Fonction, classification et historique de la construction des ponts*. In : VIRLOGEUX, Michel, *Conception et Construction des Ponts*. ENPC 2009/2010, 107 p.

[12] VIRLOGEUX, Michel. *Les ponts à Haubans*. In : VIRLOGEUX, Michel, *Conception et Construction des Ponts*. ENPC 2009/2010, 55 p.

U.PORTO
FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO

ANEXOS

Volume II

VINCENT GOMES RODRIGUES

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor Raimundo Moreno Delgado

JULHO DE 2010

ANEXO A1

Cálculo das Propriedades Mecânicas do Tabuleiro

AFFAIRE JOB : TTT

OBJET SUBJECT : Calcul des caractéristiques du tablier ALTAVIA – Noeuds

- Coordonnées des noeuds d'une section transversale :

repère centré sur le point 10.009 (0 ; 0 ; 0) → (x ; y ; z)

Partie Inf.

10.001	0 ; -10,55 ; -0,9	20.001	0 ; -10,55 ; 8,73
10.002	0 ; -9,95 ; -0,9	20.002	0 ; -9,95 ; 8,73
10.003	0 ; -9,35 ; -0,9	20.003	0 ; -9,35 ; 8,73
10.004	0 ; -10,55 ; 0	20.004	0 ; -14,89 ; 9,72
10.005	0 ; -9,35 ; 0	20.005	0 ; -14,24 ; 9,61
10.006	0 ; -8,35 ; 0	20.006	0 ; -13,05 ; 9,61
10.007	0 ; -6,50 ; 0	20.007	0 ; -10,55 ; 9,61
10.008	0 ; -3,50 ; 0	20.008	0 ; -9,35 ; 9,61
10.009	0 ; 0 ; 0	20.009	0 ; -7,55 ; 9,61
10.010	0 ; 3,50 ; 0	20.010	0 ; -4,55 ; 9,61
10.011	0 ; 6,50 ; 0	20.011	0 ; -1,55 ; 9,61
10.012	0 ; 8,35 ; 0	20.012	0 ; 0 ; 9,61
10.013	0 ; 9,35 ; 0	20.013	0 ; 1,55 ; 9,61
10.014	0 ; 10,55 ; 0	20.014	0 ; 4,55 ; 9,61
10.015	0 ; 9,35 ; -0,9	20.015	0 ; 7,55 ; 9,61
10.016	0 ; 9,95 ; -0,9	20.016	0 ; 9,35 ; 9,61
10.017	0 ; 10,55 ; -0,9	20.017	0 ; 10,55 ; 9,61

Partie Sup.

20.018	0 ; 13,05 ; 9,61	20.023	0 ; 10,55 ; 8,73
20.019	0 ; 14,24 ; 9,61	20.024	0 ; 14,24 ; 9,72
20.020	0 ; 14,89 ; 9,72	20.025	0 ; 14,24 ; 9,72
20.021	0 ; 9,35 ; 8,73		
20.022	0 ; 9,95 ; 8,73		

REDACTEUR ISSUED BY : Vincent RODRIGUES

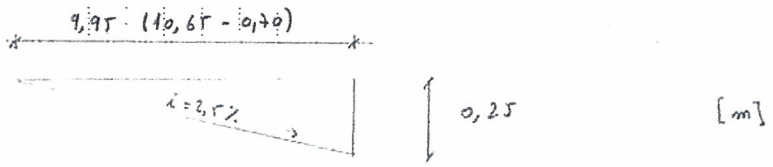
DATE : 15/03/2010

ARCADIS

AFFAIRE / JOB : TTT

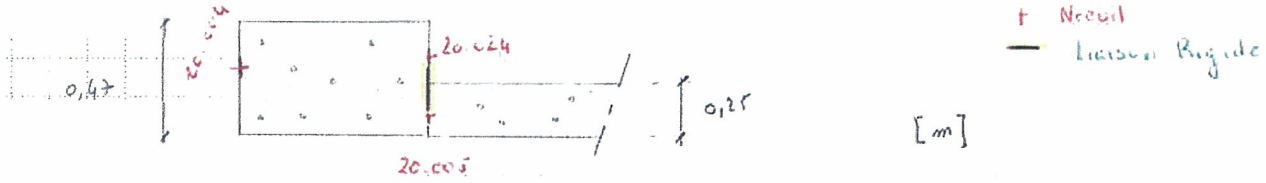
OBJET / SUBJECT : Calcul des caractéristiques du tablier ALTAVIA - Noeuds et Matériaux

- Détermination Axe moyen de la pièce de pont sup. :



$h_{moyen} = \frac{8 + 8,25}{2} = 8,125$ m (attention dalle pas indiv)

- Détails dalle trottoir - dalle roulement.



+ On modélisera une travée isostatique de 135 m pour calculer les caractéristiques du tablier ALTAVIA

+ On néglige l'inclinaison du tablier routier (i = 0 %)

- Matériaux :

- béton : C 40/50
- Acier : S 355

REDACTEUR / ISSUED BY : Vincent RODRIGUES DATE : 15/07/2010

ARCADIS

AFFAIRE JOB TTT

OBJET SUBJECT Calcul des caractéristiques du tablier ALTAVIA - Barres

· Modèle ROBOT - BARRES :

N.° BARRES - Éléments structurels

Partie Inf.:

10.001	à	11.052	(Pas 30)	membrure gauche
10.007	à	11.057	(Pas 30)	longeron gauche 1
10.008	à	11.058	(P30)	longeron gauche 2
10.010	à	11.060	(P30)	longeron droit 1
10.011	à	11.061	(P30)	longeron droit 2
10.016	à	11.066	(P30)	membrure droite

(1er)	30.005	à	30.012	(P120)
(Dernier)	31.085	à	31.092	

30.001 ; 30.002 ; 30.003 ; 30.005
à
31.031 ; 31.032 ; 31.033 ; 31.035
(P30)

liaison rigide gauche

30.013 ; 30.015 ; 30.016 ; 30.017
à
31.093 ; 31.095 ; 31.096 ; 31.097
(P30)

liaison rigide droite

10.006	à	11.056	(P30)	Hauts guide-caisse ext. gauche
10.012	à	11.062	(P30)	Hauts guide-caisse ext. droite

REDACTEUR ISSUED BY Vincent RODRIGUES DATE 15/03/2019

DN 3200-fr3.8

ARCADIS

AFFAIRE JOB TTT

OBJET SUBJECT Calcul des caractéristiques du tablier ALTAVIA - Barres

Partie Sup.

20.004 à 21.054 (P30)	Poutre de rive gauche
20.002 à 21.052 (P30)	membrure gauche
20.022 à 21.072 (P30)	membrure droite
20.020 à 21.070 (P30)	Poutre de rive droite
(1ère) 40.004 à 40.019 (Demi) 41.034 à 41.049 (P30)	Pièce de pont
90.001 ; 90.002 ; 90.003 ; 90.008 à 91.031 ; 91.032 ; 91.033 ; 91.038 (P30)	Liaison rigide gauche
90.021 ; 90.022 ; 90.023 ; 90.017 à 91.101 ; 91.102 ; 91.103 ; 91.097 (P30)	Liaison rigide droite
90.005 à 91.085 (P30)	Liaison rigide gauche (dalle routière)
90.019 à 91.099 (P30)	Liaison rigide droite (dalle routière)

REDACTEUR ISSUED BY Vincent RODRIGUES DATE 11/03/2010

ARCADIS

AFFAIRE JOB TTT

OBJET SUBJECT Calcul des caractéristiques du fabricant ALTAVIA - Barres

Partie Intermédiaire

50.002	à	51.022	(P60)	Diagonal gauche
60.016	à	60.976	(P120)	Diagonal droit
60.032	à	61.042	(P120)	
70.002 , 70.016 ; 71.032 71.046				Soupente

· exemple de numérotation des barres :

· translation de la section transversal de 3,75 m selon l'axe OX

10.002 10.032 10.062 (barre)

10.001 10.031 10.061 10.091 (noeud)

3,75 3,75 3,75 [m]

REDACTEUR ISSUED BY Vincent RODRIGUES DATE 15/03/2010

AFFAIRE JOB TTT

OBJET SUBJECT Calcul des caractéristiques du tablier ALTAVIA – Liaisons Rigides

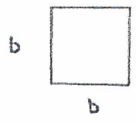
· Définition de l'Inertie de la liaison rigide :

· membrure inférieur.

$$I_y \approx 7.576.000 \text{ cm}^4$$

· liaison rigide

$$I \approx 10 . I_y = 75.760\,000 \text{ cm}^4$$



$I = \frac{b^4}{12}$ ⟺ $b = 173,64$ cm

REDACTEUR ISSUED BY Vincent RODRIGUES DATE 15/03/2010

AFFAIRE / JOB : TTT

OBJET / SUBJECT : Calcul des Caractéristiques du tablier ALTAVIA - Excentricités

- Excentricités des éléments structuraux par rapport à leurs nœuds de définition :

Poutre Inf.

- Longrons (APB - DES - ARC - 1235)

$$Y_G = \frac{400 \times 60 \times 30 + 1410 \times 30 \times 765 + 400 \times 30 \times 1435}{400 \times 60 + 1410 \times 30 + 400 \times 30} = 650,06 \text{ mm}$$

$$\text{exc.} = \frac{300}{2} + (1500 - 650,06) = -999,94 \text{ mm}$$

- Pièce de pont (APB - DES - ARC - 1235)

$$Y_G = \frac{1000 \times 60 \times 30 + 1410 \times 15 \times 765 + 600 \times 30 \times 1435}{1000 \times 60 + 1410 \times 15 + 600 \times 30} = 490,03 \text{ mm}$$

$$\text{exc.} = \frac{300}{2} + (1500 - 490,03) = -1.159,97 \text{ mm}$$

- Murets guide - caisse extérieur

$$Y_G = 600 \text{ mm}$$

$$\text{exc.} = \frac{300}{2} + 600 = 750 \text{ mm}$$

REDACTEUR / ISSUED BY : Vincent RODRIGUES

DATE : 15/03/2010

AFFAIRE / JOB : TTT

OBJET / SUBJECT : Calcul des caractéristiques du tablier ALTAVIA - Excentricités

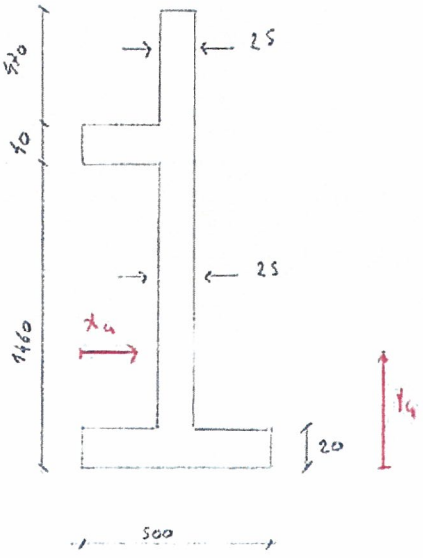
Partie Sup.

- Pièce de pont (APB - DES - ARC - 1232)

$$y_g = \frac{450 \times 25 \times 12,5 + 1450 \times 20 \times 750 + 600 \times 25 \times 1487,5}{450 \times 25 + 1450 \times 20 + 600 \times 25} = 800,06 \text{ mm}$$

$$exc. = \frac{250}{2} + 110 + (1500 - 800,06) = -934,94 \text{ mm}$$

- Poutre de rive



$$y_g = \frac{500 \times 20 \times 10 + 1450 \times 25 \times 995 + 40 \times 237,5 \times 1480}{500 \times 20 + 1450 \times 25 + 40 \times 237,5} = 913,19 \text{ mm}$$

$$x_g = \frac{500 \times 20 \times 250 + 40 \times 237,5 \times \frac{237,5}{2} + 1450 \times 25 \times 250}{500 \times 20 + 1450 \times 25 + 40 \times 237,5} = 231,73 \text{ mm}$$

→ schéma de la poutre de rive droite

Gauche

$exc._{vert.} = \frac{470}{2} + (1500 - 913,24) = -816,31 \text{ mm}$

$exc._{horiz} = 250 - 231,73 - 12,55 = 5,77 \text{ mm}$

Droite

$exc._{vert} = -816,31 \text{ mm}$

$exc._{horiz} = -5,77 \text{ mm}$

REDACTEUR / ISSUED BY : Vincent RODRIGUES — DATE : 15/03/2010

AFFAIRE JOB : TTT

OBJET SUBJECT : Calcul des caractéristiques du tablier ALTAVIA - Sections

Sections des éléments :

Partie Inf.

- Longrons : $b_1 = 400$; $t_{f1} = 30$; $h = 1410$; $t_w = 30$; $b_2 = 400$; $t_{f2} = 60$

- membrure : $b = 1200$; $t_w = 45$; $h = 1390$; $t_f = 45$

- Pièce de pont du tablier fuô. : $b_1 = 600$; $t_{f1} = 30$; $h = 1410$; $t_w = 25$; $b_2 = 1000$; $t_{f2} = 60$

Partie Sup.

- membrure : $b = 1200$; $t_w = 25$; $h = 1450$; $t_f = 25$

- Pièce de pont du tablier routier : $b_1 = 600$; $t_{f1} = 25$; $h = 1450$; $t_w = 20$; $b_2 = 450$; $t_{f2} = 25$

REDACTEUR ISSUED BY : Vincent RODRIGUES

DATE : 15/03/2010

AFFAIRE / JOB : TTT

OBJET / SUBJECT : Calcul des caractéristiques du Jubilee ALTAVIA - Sections

Partie Intermédiaire

- Diagonales : $b = 1100$ $t_w = 30$
  $h = 1090$ $t_f = 55$

- Suspente : $b = 1100$ $t_w = 30$
  $h = 1090$ $t_f = 55$

- muret guide-caisse ext. : $b = 400$

REDACTEUR / ISSUED BY : Vincent RODRIGUES DATE : 15/03/2010

ARCADIS

AFFAIRE / JOB : TTT

OBJET / SUBJECT : Calcul des caractéristiques du tablier ALTAVIA - Coques

Modèle ROBOT - Coques

N.° de coques				Éléments structurels
(1er)	110.005	à 110.014	P30	Dalle Travoiaire
(Dernier)	111.055	à 111.064		
	120.024	à 121.074	P30	
(1er)	120.006	à 121.019	P30	Dalle Roulière
(Dernier)	120.056	à 121.070		
	120.020	à 121.071	P30	

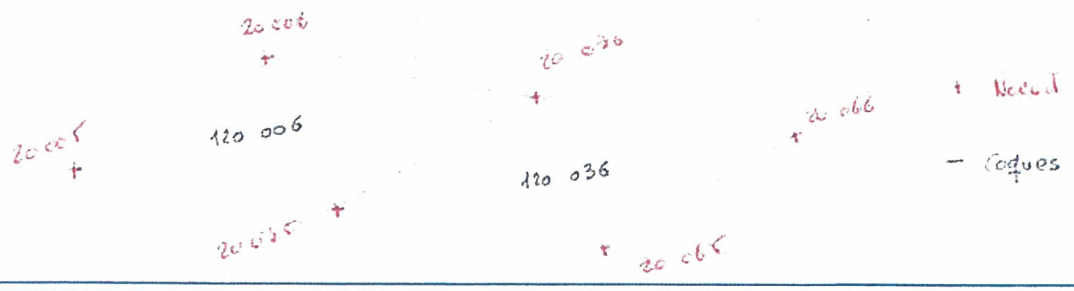
- les éléments de coques sont définis comme des Dalles de Béton

  + dalle Travoiaire : ep = 300 mm

  Tête : ep = 470 mm pour 120.024 / 121.074
  120.020 / 121.071

  ep = 250 mm pour 120.006 / 121.019
  P30
  120.056 / 121.070

- Exemple de numérotation des coques :



REDACTEUR / ISSUED BY : Vincent RODRIGUES

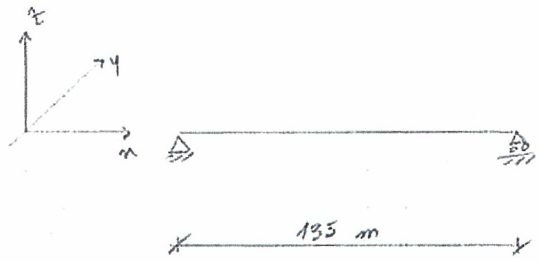
DATE : 15/03/2010

AFFAIRE JOB TTT

OBJET SUBJECT Calcul des caractéristiques du tablier ALTAVIA - Chargements

- L'objet de la note est de calculer les caractéristiques équivalentes du tablier ALTAVIA :

1. A_x
2. I_y et A_z
3. I_z et A_y
4. I_x
5. $I_{rotation\ dynamique}$



- Pour le calcul de ces grandeurs, on choisira les chargements qui permettent au tablier de se comporter le plus proche possible de la poutre "pour". On évitera les chargements qui induisent une flexion local.

- Pour calculer ces grandeurs, on procédera aux chargements suivants :

1. Chargement normal :

$$A_x = \frac{F_x \cdot L}{E_{acier} \cdot U_x}$$

F_x sera une force appliquée aux 4 membrures et de valeur égale à 10.000 kN

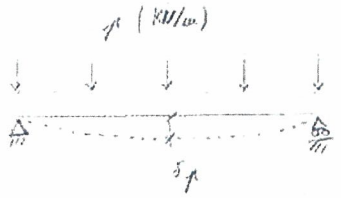
REDACTEUR ISSUED BY Vincent RODRIGUES DATE 15/03/2010

AFFAIRE / JOB : TTT

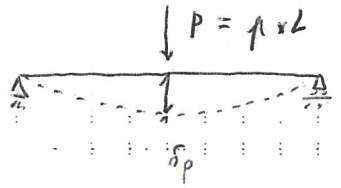
OBJET / SUBJECT : Calcul des caractéristiques du tablier ALTAVIA – Chargements

2. Chargements pour le calcul de I_y et I_z :

(1) $$\delta_q = -\frac{5}{384} \cdot \frac{q l^4}{EI} - \frac{q l^2}{8 G S_1}$$



(2) $$\delta_P = -\frac{1}{48} \cdot \frac{P l^3}{EI} - \frac{P l}{4 G S_1}$$



- Calcul en tenant compte de la déformation d'effort tranchant

(3) $$2\delta_q - \delta_P = \left(-\frac{10}{384} + \frac{1}{48}\right) \times \frac{q l^4}{EI}$$

(4) $$I = \left(-\frac{10}{384} + \frac{1}{48}\right) \times \frac{q l^4}{E(2\delta_q - \delta_P)}$$

(5) Alors $$S_1 = -\frac{q l^2}{8 G} \div \left(\delta_q + \frac{5}{384} \cdot \frac{q l^4}{EI}\right)$$

- les efforts seront appliqués seulement sur les membrures supérieures
- $q = 100$ kN/m et par membrure
- $P = 100 \times 135 = 13.500$ kN et par noeud

REDACTEUR / ISSUED BY : Vincent RODRIGUES — DATE : 16/03/2010

AFFAIRE
JOB TTT

OBJET
SUBJECT Calcul des caractéristiques du tablier ALTAVIA - Chargements

5. Chargements pour le calcul de I_x ;

$$\frac{d\theta}{dx} = \frac{M_x}{G I_x} \quad \Rightarrow \quad \theta_f - \theta_i = \frac{C \cdot l}{G I_x}$$

$$I_x = \frac{C \cdot l}{G \times (\theta_f - \theta_i)}$$

- Dans notre modèle, on crée une toile orientée dans la section d'extrémité situé a 135 m. Puis nous apliquons un moment de torsion au noeud central de valeur 268.650 kN.m.

- liaison des membrures au noeud central par des barres rigide.

REDACTEUR
ISSUED BY Vincent RODRIGUES

DATE 11/03/2016

AFFAIRE
JOB TTT

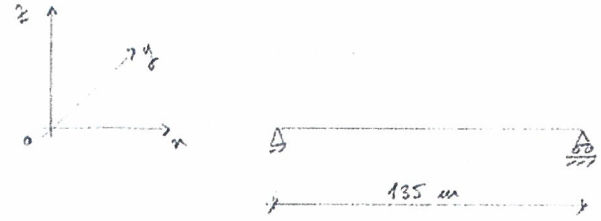
OBJET
SUBJECT Calcul des caractéristiques des tablier ALTAVIA - Conditions d'appuis

Condition d'appuis :

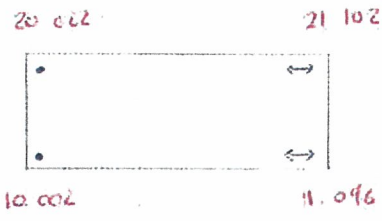
1. Pour dl. A_x, I_y et A_z :

Vue en plan OXY

2. Pour dl. I_z et A_y :

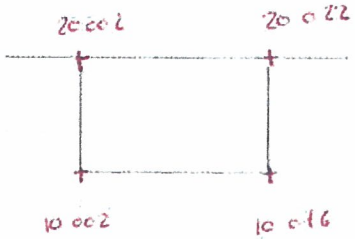


Vue en plan OZX



3. Pour dl. I_x :

Vue en plan OZY



- appui appliqué au membrure (nœud)

REDACTEUR
ISSUED BY

DATE

AFFAIRE / JOB : TTT

OBJET / SUBJECT : Calcul des caractéristiques du tablier ALTAVIA - A_x

· Calcul de A_x :

+ manuel :

2 x membrure sup.	$2 \times 1325 \times 10^{-4}$	$= 0,265\ m^2$
2 x membrure inf.	$2 \times 2331 \times 10^{-4}$	$= 0,466\ m^2$
2 x poutre de rive	$2 \times 682,50 \times 10^{-4}$	$= 0,137\ m^2$
		$0,868\ m^2$

dalle ferroviaire	$0,30 \times 21,10$	$= 6,33\ m^2$	béton C40/50
2 x muret garde-caisse	$0,40 \times 1,20 \times 2$	$= 0,96\ m^2$	
dalle routière	$0,15 \times 14,24$	$= 3,56\ m^2$	
2 x trottoir	$2 \times 0,47 \times 0,65$	$= 0,611\ m^2$	
		$11,461\ m^2$	

$E_{acier} = 210\ GPa$

$E_{béton} = 35\ GPa$

$$n = \frac{E_a}{E_b} = \frac{210}{35} = 6$$

$$A_x = 0,868 + \frac{1}{6} \cdot 11,461 = 2,78\ m^2$$

modélisation ROBOT :

$$F_x = 4 \times 10\,000\ kN = 40.000\ kN$$

$U_x = 1,15\ cm$

En prenant la valeur moyenne : $A_x = \dfrac{40.000 \times 135}{210.000 \times 10^3 \times 0,0115} = 2,24\ m^2$

$U_y = \dfrac{1,10 + 1,20}{2} = 1,15\ cm$

Noeud : 11.032 : $U_x = 1,1$ cm

21.032 : $U_y = 1,20$ cm

REDACTEUR / ISSUED BY : Vincent RODRIGUES — DATE : 16/03/2010

DN 3200 ino.b

AFFAIRE / JOB : TTT

OBJET / SUBJECT : Calcul des caractéristiques du tablier ALTAUIA – I_y et A_z

· Calcul de I_y et A_z :

		0 m	67,5 m	135 m
+ I_y UDL	membrure sup.	U_z = 0 cm	U_z = -7,8 cm	U_z = 0 cm
	membrure inf.	U_z = 0 cm	U_z = -7,8 cm	U_z = 0 cm

- d'où $\delta_q = \dfrac{-7,8 + (-7,8)}{2} = 7,80$ cm

+ I_y PL	membrure sup.	U_z = 0 cm	U_z = -13,4 cm	U_z = 0 cm
	membrure inf.	U_z = 0 cm	U_z = -13,2 cm	U_z = 0 cm

- d'où $\delta_p = \dfrac{-13,4 + (-13,2)}{2} = 13,30$ cm

· $I_y = \left(-\dfrac{10}{384} + \dfrac{1}{48}\right) \times \dfrac{2 \times 100 \times 10^3 \times 135^4}{210.000 \times 10^6 \times (2 \times (-0,078) + (0,133))} = 71,63\ m^4$

· $A_z = S_1 = \dfrac{2 \times 100 \times 10^3 \times 135^2}{8 \times 80\,300 \times 10^6} \times \dfrac{1}{-0,078 + \dfrac{5}{384} \cdot \dfrac{2 \times 100 \times 10^3 \times 135^4}{210.000 \times 10^6 \times 71,63}}$

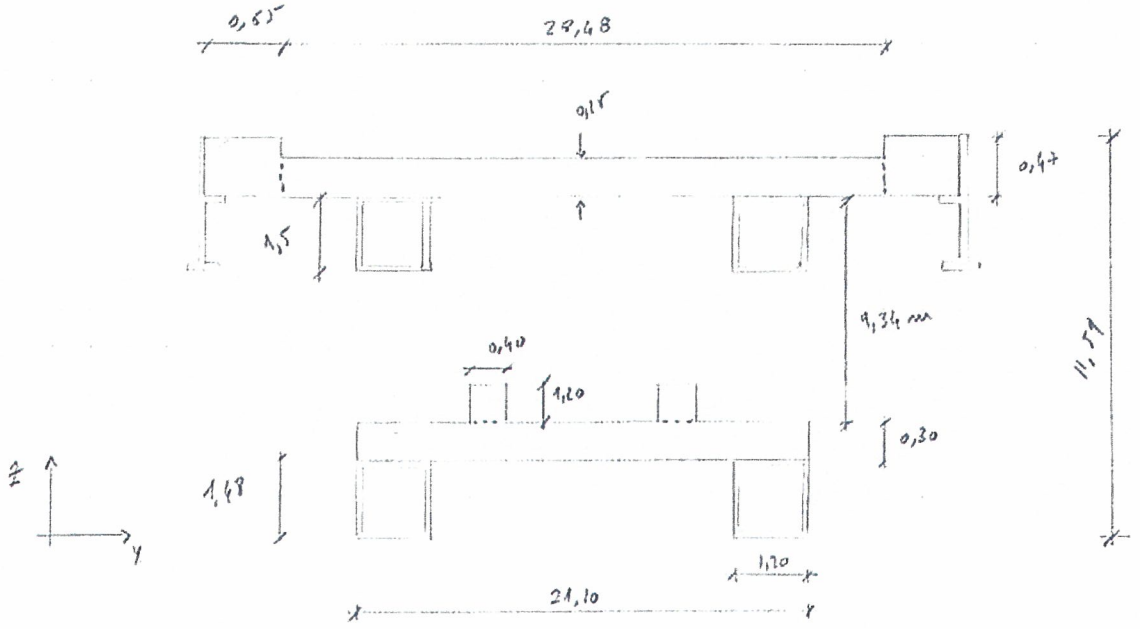
$A_z = S_1 = 0,275\ m^2$

REDACTEUR / ISSUED BY : Vincent RODRIGUES — DATE : 16/03/2010

AFFAIRE / JOB : TTT

OBJET / SUBJECT : Calcul des caractéristiques du tablier ALTAVIA - Vérif. I_y et I_z

· Calcul manuel de I_y après :



- réf. opérationnelle : $n = 6$
- membrure inf. :
  - $S = 2.331\ cm^2 = 0,2331\ m^2$
  - $I_y = 7.575.944\ cm^4 = 0,075776\ m^4$
- membrure sup. :
  - $S = 1.327\ cm^2 = 0,1327\ m^2$
  - $I_y = 4.534.010\ cm^4 = 0,045340\ m^4$

$$z_G = \frac{2 \times 0,2331 \times 0,74 + 2 \times 0,1327 \times 10,37 + \frac{1}{6} \times 21,10 \times 0,30 \times 1,63 + \frac{1}{6} \times 1,20 \times 0,40 \times 2,38 \times 2 + \frac{1}{6} \times 23,43 \times 0,25 \times 11,25 + \frac{1}{6} \times 0,47 \times 0,65 \times 11,355 \times 2 + 2 \times 0,06323 \times 10,54}{2 \times 0,2331 + 2 \times 0,1327 + 21,10 \times 0,30 \times \frac{1}{6} + \frac{1}{6} \times 1,20 \times 0,40 \times 2 + \frac{1}{6} \times 23,43 \times 0,25 + \frac{1}{6} \times 0,47 \times 0,65 \times 2 + 2 \times 0,06325}$$

$z_G = 6,27\ m$

REDACTEUR / ISSUED BY : Vincent RODRIGUES — DATE : 17/03/2010

AFFAIRE
JOB

OBJET
SUBJECT

- dalle fond : $I = \frac{b.h^3}{12} = \frac{21,10 \times 0,30^3}{12} = 0,0475\ m^4$

- murets guide-raine : $I = \frac{0,40 \times 1,10^3}{12} = 0,0576\ m^4$

- Selle roulière :

  - $I_1 = \frac{22,48 \times 0,25^3}{12} = 0,0371\ m^4$

  - $I_2 = \frac{0,65 \times 0,47^3}{12} = 0,00562\ m^4$

$$I_y = 2 \times \left[0,07576 + 0,2331 \times 5,53^2\right] + 2 \times \left[0,04534 + 0,1325 \times 4,10^2\right]$$

$$+ \frac{1}{6} \times \left[0,0475 + 6,33 \times 4,64^2\right] + \frac{1}{6}\left[0,0576 + 0,47 \times 3,89^2\right] \times 2$$

$$+ \frac{1}{6} \times \left[0,0379 + 7,12 \times 4,98^2\right] + \frac{1}{6}\left[0,00562 + 0,31 \times 5,09^2\right] \times 2$$

$$+ 2 \times \left[0,0270 + 0,0222 \times 4,27^2\right]$$

$I_y = 78,77\ m^4$

- poutre de rive :

  - $S = 637,5\ cm^2 = 0,06375\ m^2$
  - $I_y = 2700 . 139\ cm^4 = 0,0270\ m^4$

REDACTEUR
ISSUED BY Vincent RODRIGUES DATE 17/03/2010

AFFAIRE / JOB : TTT

OBJET / SUBJECT : Calcul des caractéristiques du tablier ALTAVIA - I_t et A_y

· Calcul de I_t et A_y :

- On utilisera les déformations de la membrure droite
- Charge appliquée à la membrure gauche sup. et inf.

		0 m	6,5 m	12,5 m
+ I_t UDL	membrure sup.	U_y = 0 cm	U_y = 1,9 cm	U_y = 0 cm
	membrure inf.	U_y = 0 cm	U_y = 2,1 cm	U_y = 0 cm

- d'où $\delta_{pl} = \frac{1,9 + 2,1}{2} = -2,0$ cm

		0 m	6,5 m	12,5 m
+ I_t PL	membrure sup.	U_y = 0 cm	U_y = 3,0 cm	U_y = 0 cm
	membrure inf.	U_y = 0 cm	U_y = 3,3 cm	U_y = 0 cm

- d'où $\delta_p = \frac{3,0 + 3,3}{2} = -3,15$ cm

- Pour le calcul de I_t on ne prend pas compte de la déformation par effort tranchant.

$$I_t \text{ UDL} = -\frac{5}{384} \times \frac{2 \times 100 \times 10^3 \times 135^4}{210.000 \times 10^6 \times -0,020} = 205,95 \text{ m}^4$$

$$I_t \text{ PL} = -\frac{1}{48} \times \frac{2 \times 100 \times 10^3 \times 135^4}{210.000 \times 10^6 \times -0,0315} = 209,22 \text{ m}^4$$

En retenant la valeur moyenne : $I_t = \frac{205,95 + 209,22}{2} = 207,58 \text{ m}^4$

A_y = infinie (pour négliger déformation effort tranchant)

REDACTEUR / ISSUED BY : Vincent RODRIGUES — DATE : 17/09/2010

AFFAIRE JOB TTT

OBJET SUBJECT Calcul des caractéristiques du tablier ALTAVIA – Vérif. I_y et I_z

· Calcul manuel de I_z approx. :

- table sup. : $I = \frac{0,30 \times 21,10^3}{12} = 234,85\ m^4$

- murst : $I = \frac{1,10 \times 0,40^3}{12} = 0,0064\ m^4$

- dalle roulière :

  - $I_z = \frac{0,25 \times 27,49^3}{12} = 431,26\ m^4$

  - $I_z = \frac{0,47 \times 0,65^3}{12} = 0,0103\ m^4$

- membrure sup :

  - $I = 3.222.760\ cm^4 = 0,03223\ m^4$

- membrure inf. :

  - $I = 5.470.274\ cm^4 = 0,05470\ m^4$

- Poutre de rive :

  - $I = 37.996\ cm^4 = 0,000373\ m^4$

$$I_z = \frac{1}{6} \times \left[234,85 + 431,26 \right] + \frac{1}{6} \times 2 \times \left[0,0064 + 0,43 \times 8,35^2 \right] + \frac{1}{6} \times 2 \times \left[0,0103 + 0,31 \times 16,57^2 \right]$$

$$+ 2 \left[0,05470 + 0,6331 \times 9,95^2 \right] + 2 \left[0,03223 + 0,1325 \times 9,95^2 \right]$$

$$+ 2 \left[0,000373 + 0,06825 \times 14,88^2 \right]$$

$$I_z = 256,61\ m^4$$

REDACTEUR ISSUED BY Vincent RODRIGUES DATE 13/03/2010

AFFAIRE / JOB : TTT

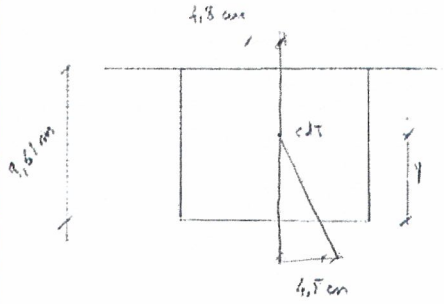
OBJET / SUBJECT : Calcul des caractéristiques des tabliers ALTAVIA – I_x

Poutre type "Warren"

• Calcul de I_x :

- La section tournée autour du centre de torsion (cdT)

- Section : 135 m

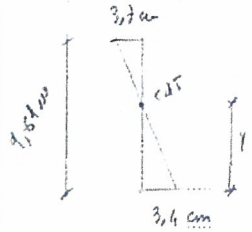


$$\frac{1,61}{0,043 + 0,045} = \frac{Y}{0,045} \Rightarrow Y = 4,65 \text{ m}$$

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{0,045}{4,65}\right) = 0,00968 \text{ rad}$$

$$I_x = \frac{268.650 \times 10^3 \times 135}{30.800 \times 10^6 \times \tan^{-1}(0,00968)} = 46,37 \text{ m}^4$$

- Section : 101,75 m

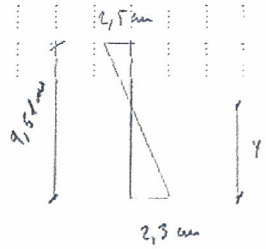


$$\frac{9,61}{0,037 + 0,034} = \frac{Y}{0,034} \Rightarrow Y = 4,60 \text{ m}$$

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{0,034}{4,60}\right) = 0,00739 \text{ rad}$$

$$I_x = \frac{268.650 \times 10^3 \times 33,75}{30.800 \times 10^6 \times \tan^{-1}(0,00968 - 0,00739)} = 49,00 \text{ m}^4$$

- Section : 67,50 m



$$\frac{9,61}{0,028 + 0,023} = \frac{Y}{0,023} \Rightarrow Y = 4,60 \text{ m}$$

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{0,023}{4,60}\right) = 0,00500 \text{ rad}$$

$$I_y = \frac{268.650 \times 10^3 \times 67,50}{30.800 \times 10^6 \times \tan^{-1}(0,00968 - 0,0050)} = 47,95 \text{ m}^4$$

REDACTEUR / ISSUED BY : Vincent RODRIGUES — DATE : 18/03/2015

AFFAIRE JOB TTT

OBJET SUBJECT Calcul des caractéristiques du tablier ALTAVIA - I_x et CdT

- La valeur moyenne est :

$$I_y = \frac{46,37 + 49,00 + 47,94}{3} = 47,77 \text{ m}^4$$

On retient la valeur moyenne : $I_y = 47,77 \text{ m}^4$

- Position du CdT :

$$\frac{4,65 + 4,50 + 4,60}{3}$$

REDACTEUR ISSUED BY Vincent RODRIGUES DATE 18/03/2010

ARCADIS

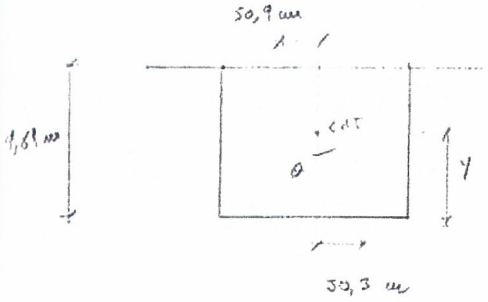
AFFAIRE / JOB : TTT

OBJET / SUBJECT : Calcul des caractéristiques du tablier ALTAUIR - I_x

Poutre type "Vierendeel"

· Calcul de I_x :

- Section : 135 m

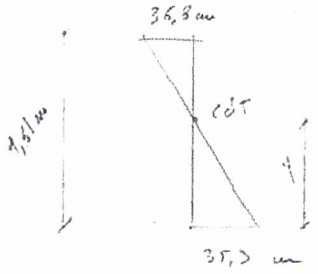


$$\frac{1,61}{0,509 + 0,103} = \frac{y}{0,503} \Rightarrow y = 4,778 \text{ m}$$

$$\theta = \arctg\left(\frac{0,503}{4,778}\right) = 0,1049 \text{ rad}$$

$$I_x = \frac{269,68 \times 10^{-3} \times 135}{30,300 \times 10^{-6} - \sin^2(0,1049)} = 4,29 \text{ m}^4$$

- Section : 101,25 m

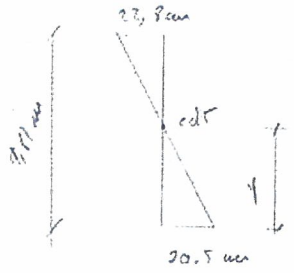


$y = 4,705$ m

$\theta = 0,0749$ rad

$I_x = 3,74$ m^4

- Section : 67,50 m



$y = 4,550$ m

$\theta = 0,045$ rad

$I_x = 3,75$ m^4

REDACTEUR / ISSUED BY

DATE

ARCADIS

AFFAIRE
JOB

OBJET
SUBJECT

- la valeur moyenne est :

$$I_x = \frac{4,19 + 3,74 + 3,75}{3} = 3,93 \text{ m}^4$$

$$\frac{I_{x,\text{mesuré}}}{I_{x,\text{théorique}}} = \frac{47,77}{3,93} = 12,15 \simeq 12 \quad (\text{l'ordre de } 10^{1})$$

REDACTEUR
ISSUED BY

DATE

AFFAIRE / JOB : TTT

OBJET / SUBJECT : Calcul des caractéristiques du tablier ALTAUIA – CdG

· Calcul du centre de gravité (CdG) :

· $\rho_{béton} = 25\ kN/m^3$

· $\rho_{acier} = 77{,}01\ kN/m^3$

- le poid du tablier est de 548,12 kN/m → 55,37 t/m

dalle jusq. 18,53 t/m

- dalle inf. $\frac{21{,}10 \times 0{,}30 \times 25}{9{,}81} = 16{,}13$ t/m ($y = 1{,}53$ m)
- muret $\frac{2 \times 0{,}40 \times 1{,}10 \times 25}{9{,}81} = 2{,}48$ t/m ($y = 2{,}33$ m)

dalle courbe 17,70

- dalle sup. $\frac{28{,}43 \times 0{,}25 \times 25}{9{,}81} = 18{,}14$ t/m ($y = 11{,}25$ m)
- trottoir $\frac{2 \times 0{,}65 \times 0{,}47 \times 25}{9{,}81} = 1{,}56$ t/m ($y = 11{,}355$ m)

- charpente métallique : 55,37 − 18,53 − 17,70 = 17,59 t/m

- longrun $4 \times 733 \times 10^{-4} \times 77{,}01 \div 9{,}81 = 2{,}43$ t/m ($y = 0{,}75$)
- membrure inf. $2 \times 2331 \times 10^{-4} \times 77{,}01 \div 9{,}81 = 3{,}66$ t/m ($y = 0{,}75$)
- membrure sup. $2 \times 1325 \times 10^{-4} \times 77{,}01 \div 9{,}81 = 2{,}08$ t/m ($y = 10{,}37$)
- poutre de rive $2 \times 682{,}50 \times 10^{-4} \times 77{,}01 \div 9{,}81 = 1{,}07$ t/m ($y = 10{,}54$)
- pièce de pont inf. $\frac{1152{,}50 \times 10^{-4} \times 2 \times 1{,}35 \times 15 \times 77{,}01}{135} \div 9{,}81 = 1{,}85$ t/m ($y = 0{,}75$)
- pièce de pont sup. $\frac{552{,}50 \times 10^{-4} \times (28{,}43 + 0{,}65 \times 2) \times 37 \times 77{,}01}{135} \div 9{,}81 = 3{,}54$ t/m ($y = 10{,}37$)
- diagonal + suspente 17,59 − 2,48 − 3,66 − 2,08 − 1,07 − 1,85 − 3,54 = 2,91 t/m ($y = 5{,}57$)

$$Y_G = \frac{16{,}13 \times 1{,}63 + 2{,}48 \times 2{,}33 + 18{,}14 \times 11{,}25 + 1{,}56 \times 11{,}355 + 2{,}43 \times 0{,}75 + 3{,}66 \times 0{,}75 + 2{,}08 \times 10{,}37}{55{,}37}$$

$$\frac{1{,}07 \times 10{,}54 + 1{,}85 \times 0{,}75 + 3{,}54 \times 10{,}37 + 2{,}91 \times 5{,}57}{55{,}37} = 6{,}19\ m$$

CdG (0 ; 4,56) m

REDACTEUR / ISSUED BY : Vincent RODRIGUES

DATE : 19/03/2010

CdT (0 ; 4,62)
CdG (0 ; 4,56)
} exc. = 4,62 - 4,56 = 0,06 m

- excentricité sans éléments de superstructure.

- Prise en compte des superstructures :

- Plateforme fond :
  (3u) - longrine rail : 2,45 t/m
  (4u) - rail + fixation : 1,22 t/m
  } y = 2,0 m
  (4u) (h = 1m) - garde-corp : 0,204 t/m y = 3,48 m
  (ep: 0,14m) - circulation piéton : 1,11 t/m y = 3,05 m

- Plateforme rade :
  (ep = 0,16) - bitumineux : $\frac{(0,12+0,04) \times 24 \times 23,48}{9,81} = 11,15$ t/m y = 11,45 m
  (h = 0,30m) - New-Jersey : 0,637 t/m y = 11,72 m
  (2u) - corniche : 1,02 t/m y = 11,25
  (4u) - garde corp : 2 x 0,102 t/m y = 12,09 m

$$y_G = \frac{6,19 \times 55,37 + (2,45 + 1,22) \times 2 + 0,204 \times 3,48 + 1,11 \times 3,05 + 11,15 \times 11,45 + 0,637 \times 11,72}{55,37 + 4,45 + 1,22 + 0,204 + 1,11 + 11,15}$$

$$\frac{1,02 \times 11,25 + 2 \times 0,102 \times 12,09}{+ 0,637 + 1,02 + 2 \times 0,102} = 6,26 \text{ m}$$

cdG (0 ; 5,23) → exc = 5,23 - 4,62 = 0,61 m

AFFAIRE / JOB : TTT

OBJET / SUBJECT : Calcul des caractéristiques du tablier ALTAVIA - Inertie dynamique

Calcul de l'inertie de rotation dynamique :

$r_i^2 = x_i^2 + y_i^2$, $I = \sum_i m_i \cdot r_i = \sum_i A_i \cdot \rho_i \times r_i^2$

- Béton $\rho = 25\ kN/m^3$

i	A_i (m^2)	$(x_i ; y_i)$	r_i^2 (m^2)	$A_i \cdot \rho_i \cdot r_i^2$ ($kN.m^2/m$)
		Partie inf.		
1	1,10 x 0,30 = 0,36	(- 9,95 ; 4,62)	120,35	0,36 x 120,31 x 25 = 1083,15
2	0,50 x 0,30 = 0,15	(- 9,60 ; 4,62)	113,50	425,63
3	2,35 x 0,30 = 0,705	(- 7,675 ; 4,62)	80,25	1.414,41
4	4 x 0,30 = 1,20	(- 4,50 ; 4,62)	41,59	1.247,70
5	2,60 x 0,30 = 0,75	(- 1,25 ; 4,62)	22,91	429,56
6	0,40 x 1,20 = 0,48	(- 3,35 ; 3,87)	93,30	1.119,60
7	0,75	(+ 1,25 ; 4,62)		429,56
8	1,20	(4,50 ; 4,61)		1.247,70
9	0,705	(7,675 ; 4,62)		1.414,41
10	0,15	(9,60 ; 4,62)		425,63
11	0,36	(9,95 ; 4,62)		1.083,15
12	0,48	(3,35 ; 3,87)		
			Total béton	11.440,09 $kN.m^2/m$

REDACTEUR / ISSUED BY : Vincent RODRIGUES

DATE : 19/03/2010

DIN 3200 Hoja B

ARCADIS

AFFAIRE / JOB : TTT

OBJET / SUBJECT : Calcul des caractéristiques du tablier ALTAVIA – $I_{sst.\ dynamique}$

i	A_i (m^2)	$(x_i ; y_i)$	v_i^2 (m^2)	$A_i \cdot v_i^2 \cdot \rho_i$ (kN.m²/m)
		Partie Sup.		
1	0,65 × 0,47 = 0,306	(-14,565 ; 5,10)	238,15	1.821,85
2	1,19 × 0,25 = 0,298	(-13,645 ; 4,99)	211,09	1.572,62
3	2,50 × 0,25 = 0,625	(-11,90 ; 4,99)	164,14	2.564,69
4	1,20 × 0,25 = 0,30	(-9,95 ; 4,99)	123,90	929,25
5	1,30 × 0,25 = 0,45	(-8,45 ; 4,99)	96,30	1.083,38
6	3 × 0,25 = 0,75	(-6,05 ; 4,99)	61,50	1.153,13
7	3 × 0,25 = 0,75	(-3,05 ; 4,99)	34,20	641,25
8	1,55 × 0,25 = 0,388	(-0,775 ; 4,99)	25,50	247,35
9	0,388	(0,775 ; 4,99)	25,50	
10	0,75	(3,05 ; 4,99)	34,20	
11	0,75	(6,05 ; 4,99)	61,50	
12	0,45	(8,45 ; 4,99)	96,30	
13	0,30	(9,95 ; 4,99)	123,90	
14	0,625	(11,80 ; 4,99)	164,14	
15	0,298	(13,645 ; 4,99)	211,09	
16	0,306	(14,565 ; 5,10)	238,15	
		Total béton sup.		20.027,01 kN.m²/m

Total béton = 11.440,09 + 20.027,01 = 31.467,10 kN.m²/m

REDACTEUR / ISSUED BY : Vincent RODRIGUES

DATE : 19/03/2010

ARCADIS

AFFAIRE / JOB : TTT

OBJET / SUBJECT : Calcul des caractéristiques du tablier ALTAVIA - Inf. dynamique

· Acier $\rho = 77,01\ kN/m^3$

i	A_i	$(x_i ; y_i)$	r_i^2	$A_i \cdot r_i^2 \cdot \rho_i$
1	2.331×10^{-4}	(-9,95 ; 5,52)	129,47	2.324,12
2	733×10^{-4}	(-6,50 ; 5,52)	72,72	433,49
3	733×10^{-4}	(-3,50 ; 5,52)	36,72	221,42
4	733×10^{-4}	(3,50 ; 5,52)	36,72	221,42
5	733×10^{-4}	(6,50 ; 5,52)	72,72	438,49
6	2.331×10^{-4}	(9,95 ; 5,52)	129,47	2.324,12
7	$682,50 \times 10^{-4}$	(-14,33 ; 4,28)	239,73	1.260,00
8	1325×10^{-4}	(-9,95 ; 4,11)	115,89	1.182,52
9	1325×10^{-4}	(9,95 ; 4,11)	115,89	1.182,52
10	$682,50 \times 10^{-4}$	(14,33 ; 4,28)	239,73	1.260,00
11	$1132,5 \times 10^{-4} \times \frac{0,50 \times 10}{135}$	(-1,60 ; 5,52)	132,63	39,61
12	$1.132,5 \times 10^{-4} \times \frac{2,35 \times 10}{135}$	(-7,675 ; 5,52)	89,32	135,69
13	$1.132,5 \times 10^{-4} \times \frac{4 \times 10}{135}$	(-4,50 ; 5,52)	50,72	131,07
14	$1.132,5 \times 10^{-4} \times \frac{2,5 \times 10}{135}$	(-1,25 ; 5,52)	32,03	51,73
15	$209,72 \times 10^{-4}$	(1,25 ; 5,52)	32,03	51,73
16	$335,56 \times 10^{-4}$	(4,50 ; 5,52)	50,72	131,07
17	$192,14 \times 10^{-4}$	(7,675 ; 5,52)	89,38	135,69
18	$41,94 \times 10^{-4}$	(9,60 ; 5,52)	132,63	39,61

REDACTEUR / ISSUED BY : Vincent RODRIGUES

DATE : 19/03/2016

ARCADIS

AFFAIRE / JOB : TTT

OBJET / SUBJECT : Calcul des caractéristiques du tablier ALTAVIA – Inst. dynamique

i	Ai	(xi ; yi)	r_i^2	$A_i \cdot r_i^2 \cdot \rho_i$
19	$552,5\times10^{-4} \times \frac{3,65\times37}{135}$	(-14,565 ; 8,735)	288,44	218,64
20	$552,5\times10^{-4} \times \frac{1,19\times37}{135}$	(-13,645 ; 8,735)	262,49	364,26
21	$552,5\times10^{-4} \times \frac{1,75\times37}{135}$	(-11,80 ; 8,735)	215,54	628,36
22	$552,5\times10^{-4} \times \frac{1,20\times37}{135}$	(-9,95 ; 8,735)	175,30	245,31
23	$552,5\times10^{-4} \times \frac{1,20\times37}{135}$	(-8,48 ; 8,735)	147,70	310,03
24	$552,5\times10^{-4} \times \frac{3\times37}{135}$	(-6,05 ; 8,735)	112,10	396,97
25	454,28	(-3,05 ; 8,735)	85,60	299,46
26	$552,5\times10^{-4} \times \frac{1,55\times37}{135}$	(-0,775 ; 8,735)	76,90	139,00
27	$234,71\times10^{-4}$			139,00
28	$454,28\times10^{-4}$			299,46
29	$454,28\times10^{-4}$			396,97
30	$272,57\times10^{-4}$			310,03
31	$181,71\times10^{-4}$			245,31
32	$378,56\times10^{-4}$			628,36
33	$180,20\times10^{-4}$			364,26
34	$98,43\times10^{-4}$			218,64
35	$1537\times10^{-4} \times \frac{12,21\times18}{135}$	(-9,95 ; 0,705)	99,50	1.917,16
36	2.502×10^{-4}	(9,95 ; -0,705)	99,50	1.917,16
			Total Acier	20.603,68 kN.m²/m

REDACTEUR / ISSUED BY : Vincent RODRIGUES

DATE : 19/03/2010

AFFAIRE / JOB : TTT

OBJET / SUBJECT : Calcul des caractéristiques du tablier ALTAVIA - Lat. dynamiques

· Superstructures :

(1 unité)

Plateforme fuso. :
- longrine nail : 3 kN/m
- nail + fixation : 1,50 kN/m
} 4,50 kN/m → 9,00 kN/m / voie
- garde - corp : 0,50 kN/m ×

Plateforme rodo. :
- bitumineux : 109,36 kN/m (2 p. (0,12 + 0,04))
- New - jersey : 6,25 kN/m
- corniche : 5 kN/m
- garde corp : 0,5 kN/m ×

i	Ai pi (kN/m)	(xi ; yi)	ri²	Ai . ri² pi
1	9,00	(-6,50 ; 4,25)	60,31	542,74
2	"	(-2,50 ; 4,25)	24,31	218,81
3	"	(2,50 ; 4,25)	24,31	218,81
4	"	(6,50 ; 4,25)	60,31	542,74
5	21,87 (109,36 ÷ 5)	(-11,39 ; 5,195)	156,72	3.427,47
6	"	(-5,696 ; 5,195)	59,43	1.299,73
7	"	(0 ; 5,195)	26,99	590,27
8	"	(5,696 ; 5,195)	59,43	1.299,73
9	"	(11,39 ; 5,195)	156,72	3.427,47
10	6,25	(0 ; 5,625)	31,64	

REDACTEUR / ISSUED BY : Vincent RODRIGUES

DATE : 19/03/2010

ARCADIS

AFFAIRE / JOB : TTT

OBJET / SUBJECT : Calcul des caractéristiques du tablier ALTAVIA - $I_{act.\ dynamique}$

i	$A_i \cdot \rho_i$	$(x_i ; y_i)$	r_i^2	$A_i \cdot r_i^2 \cdot \rho_i$
11	5	(-14,39 ; 4,99)	246,61	1.233,06
12	11	(14,39 ; 4,99)	246,61	1.233,06
			Total	14.231,74

$I_{rotation\ dynamique} = I_{tablier} + I_{acier} + I_{sc.}$

$= 31.462,10 + 20.603,63 + 14.231,74$

$= 66.302,52\ t\,m^2/m$

$= 6.758,67\ t\,m^2/m$

REDACTEUR / ISSUED BY : Vincent RODRIGUES

DATE : 19/03/2010

AFFAIRE JOB TTT

OBJET SUBJECT Calcul des caractéristiques du tablier ALTAVIA – CONCLUSION

· Valeur des caractéristiques à prendre en compte :

Paramètre	tablier ALTAVIA		tablier ALTAVIA MODIFIÉ	
A_x	3, 636	m^2	2,730	m^2
I_y	37	m^4	71,63	m^4
A_z	0, 240	m^4	0, 275	m^2
I_z	300	m^4	207, 59	m^4
A_y	"infini"		"infini"	
I_x	33	m^4	47, 77	m^4
$I_{tab.\ dyn.}$			6.713, 67	tm^2/m

REDACTEUR ISSUED BY Vincent RODRIGUES DATE 22/03/2010

NOTE DE CALCUL

Projet: T-iso-135m_ALTAVIA

Résultats du modèle 3D

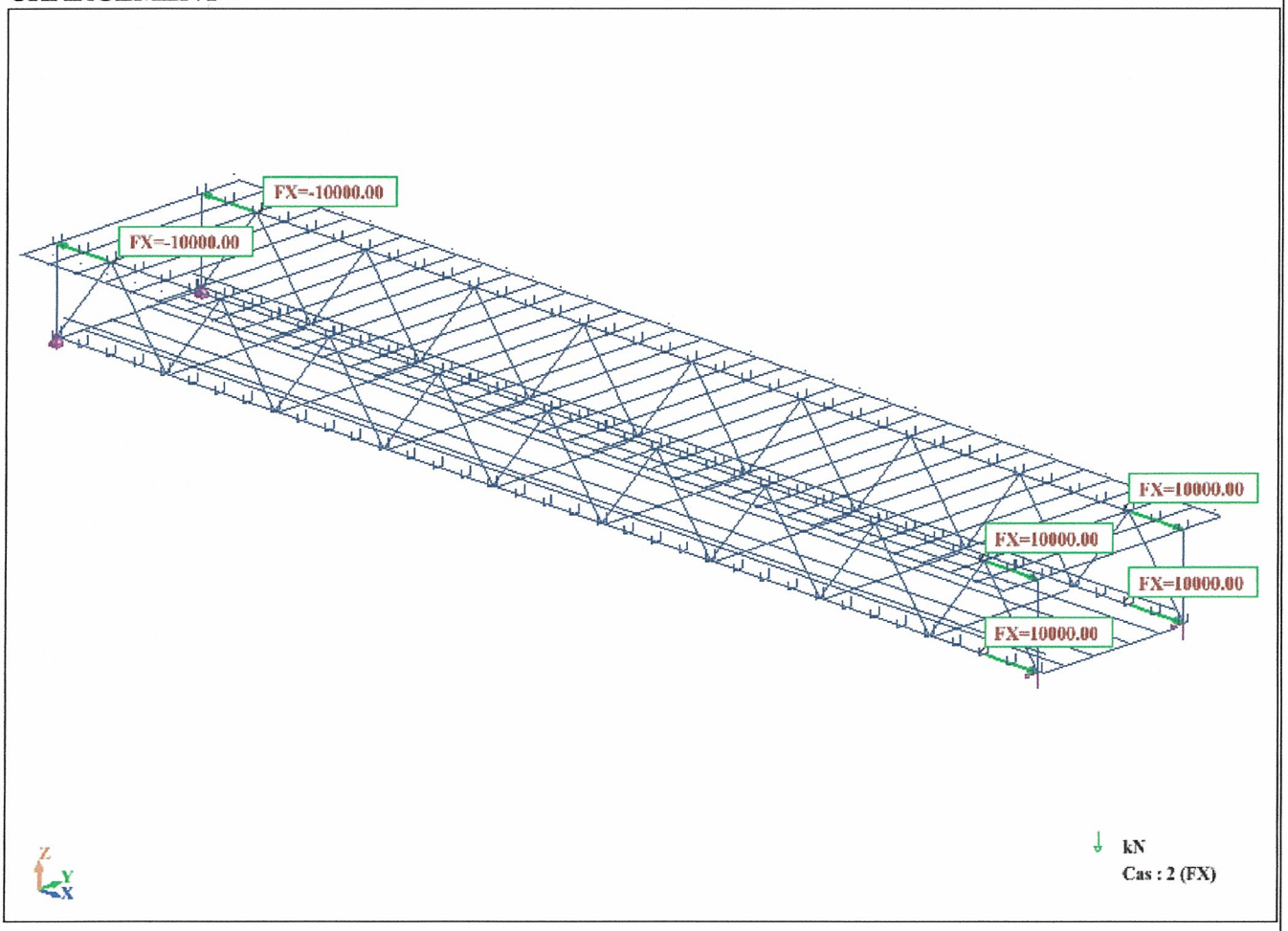
FX
IY UDL
IY PL
IZ UDL
IZ PL
IX

Auteur: Vincent RODRIGUES

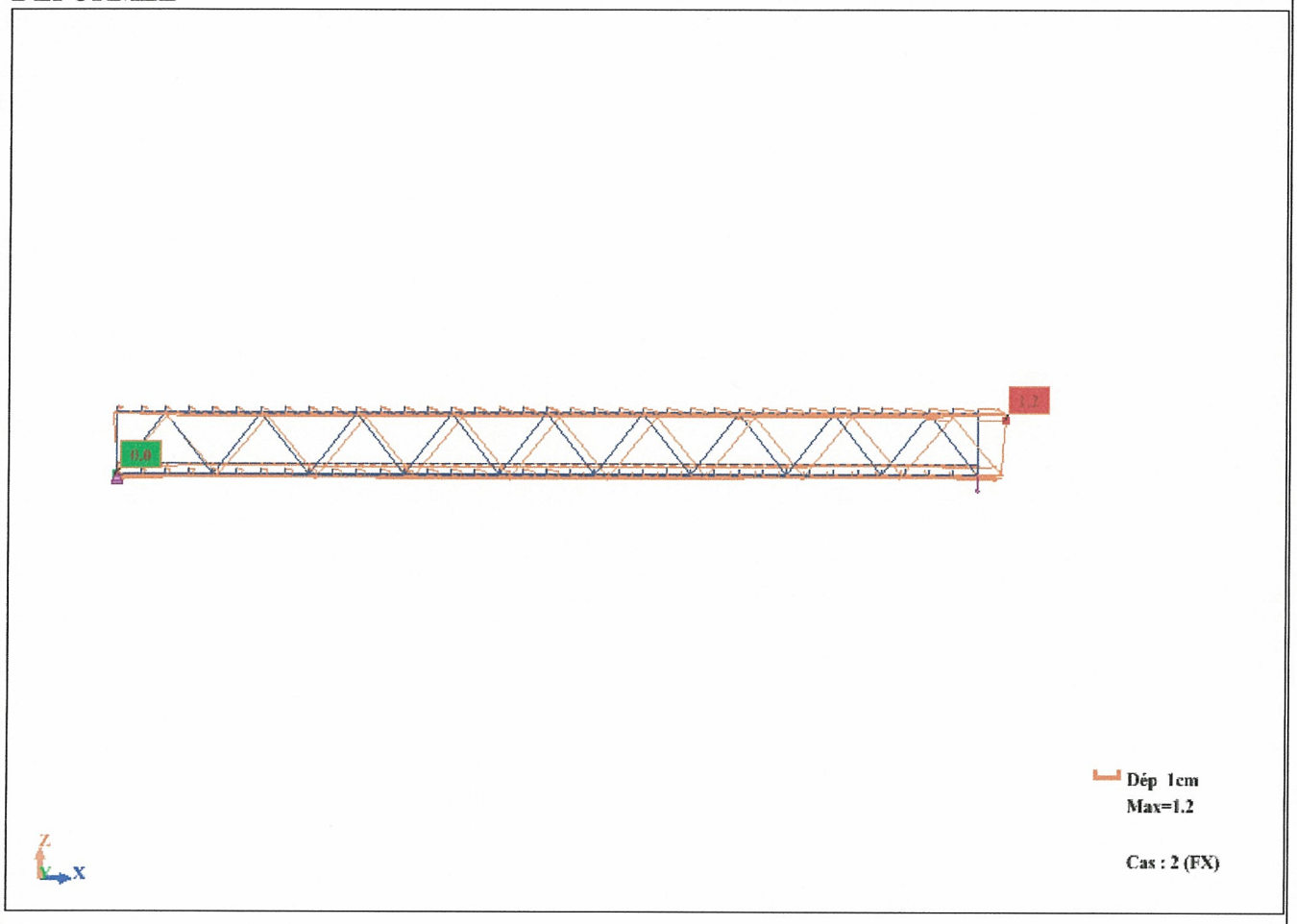
RESULTATS DU MODELE 3D

FX

CHARGEMENT

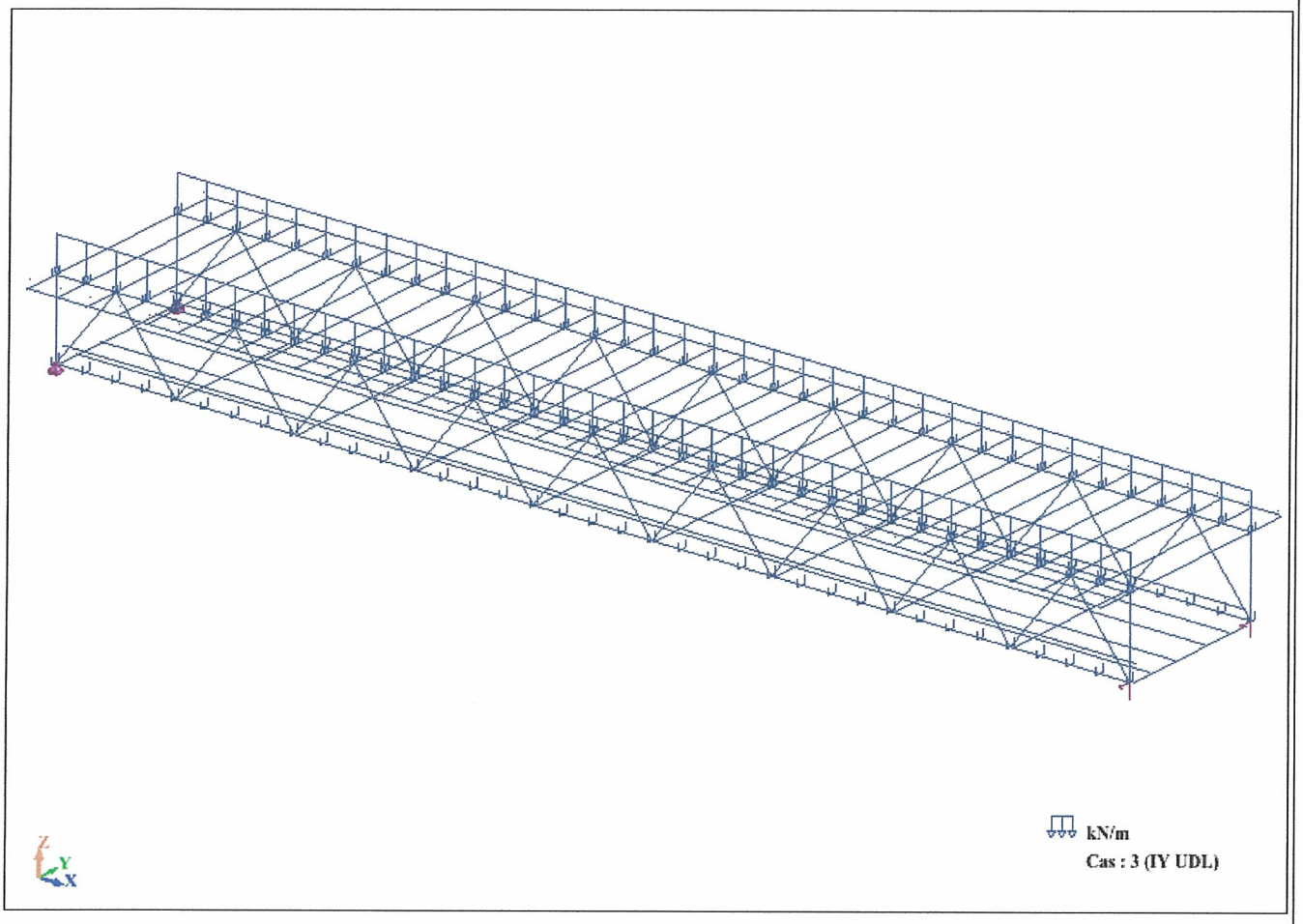


DEFORMEE

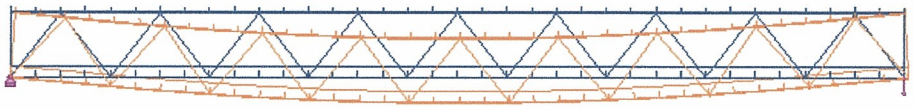


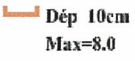
IY UDL

CHARGEMENT



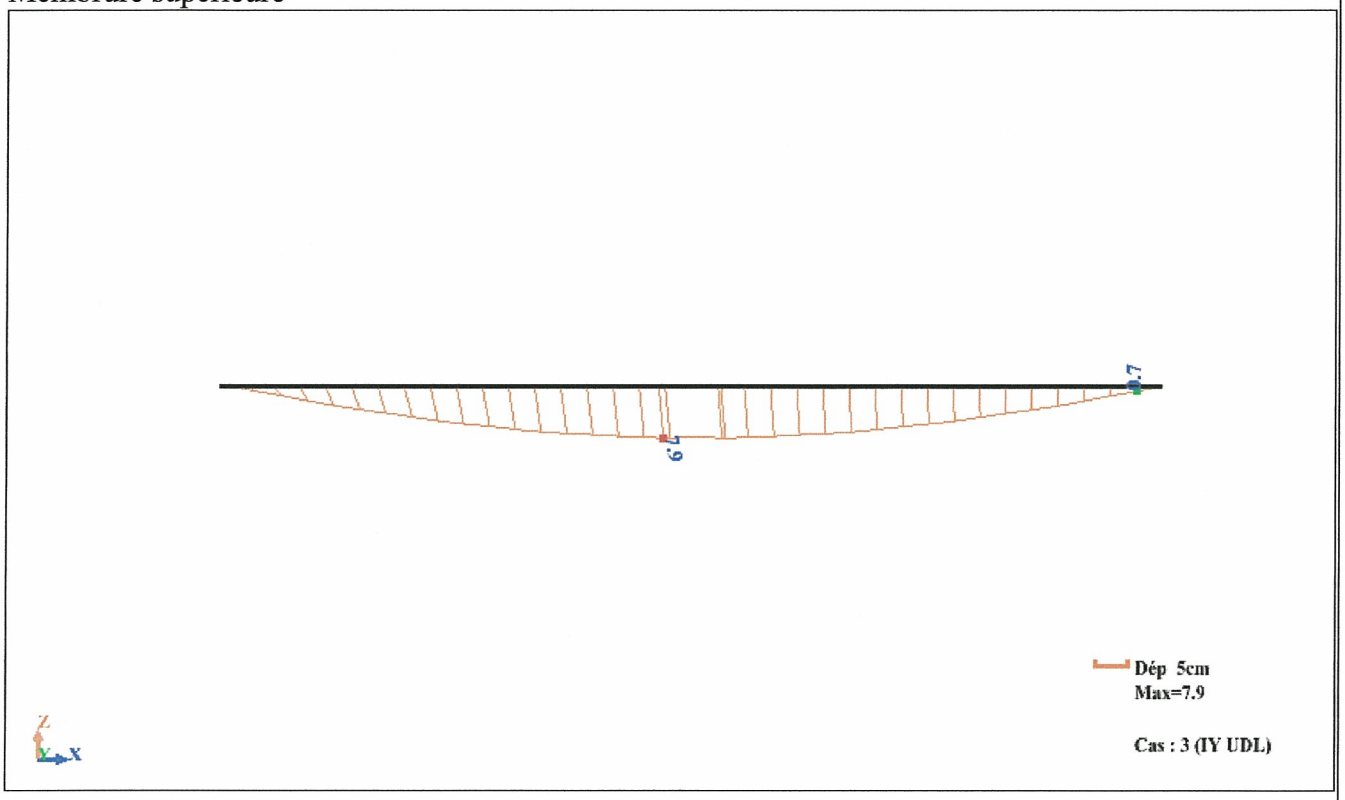
DEFORMEE



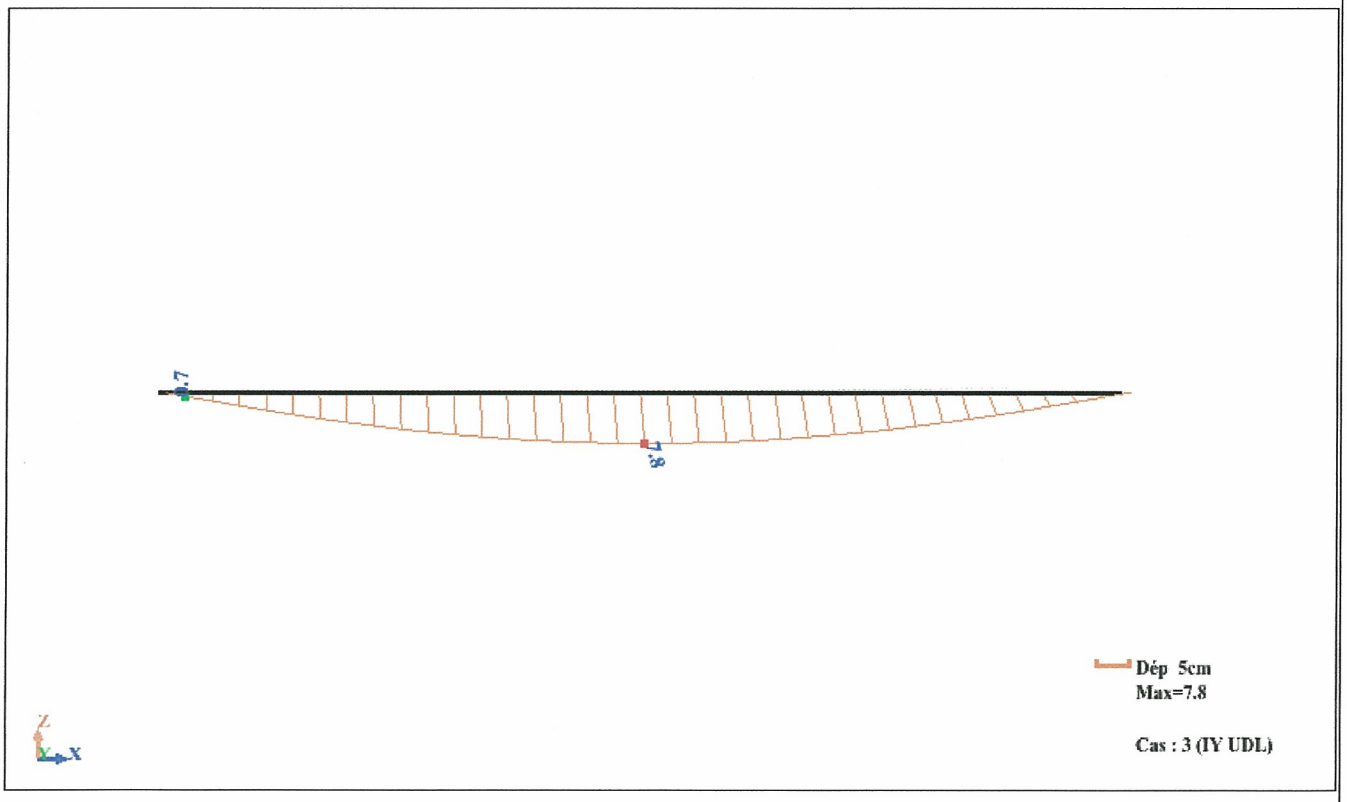


Cas : 3 (IY UDL)

Membrure supérieure

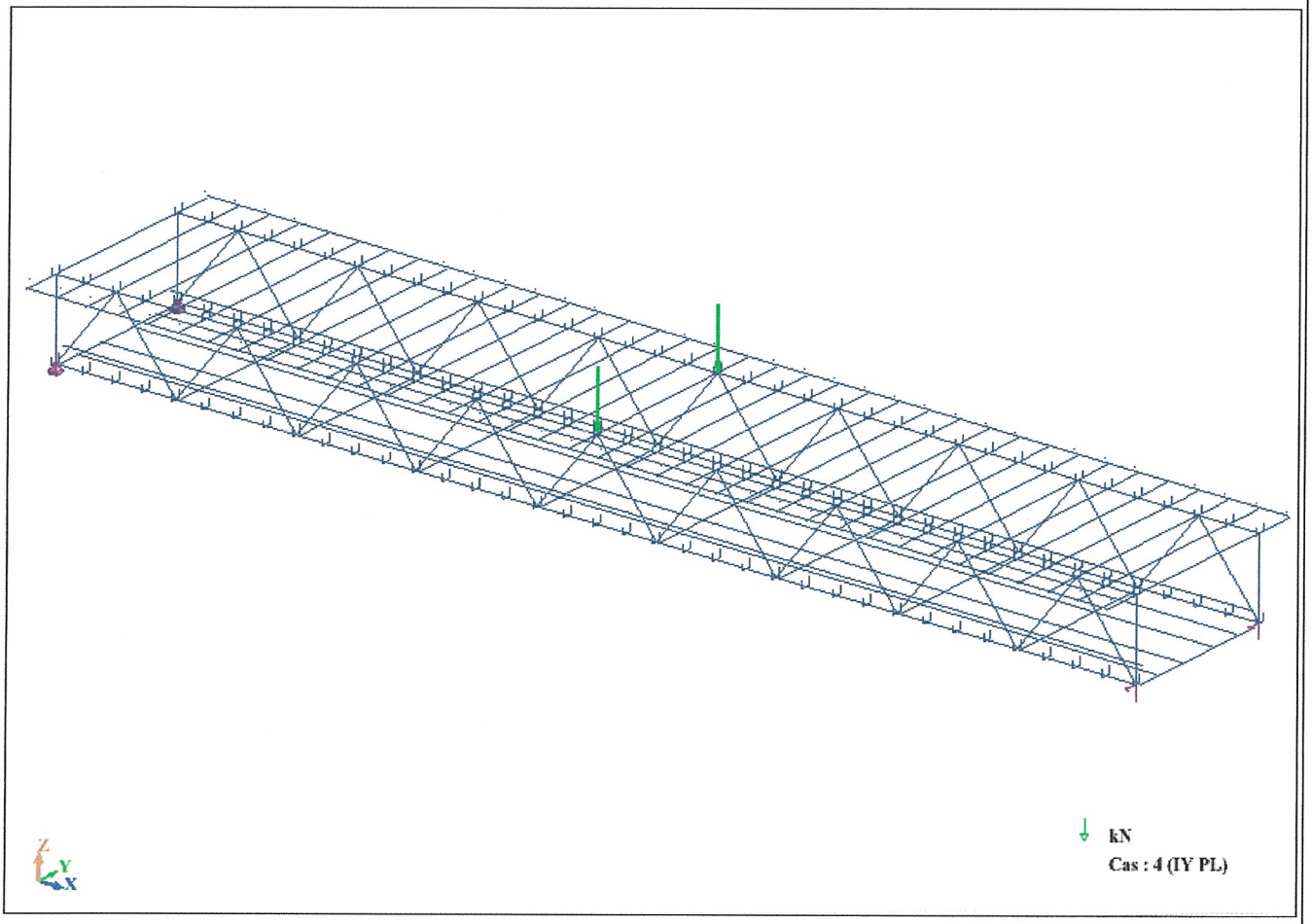


Membrure inférieure

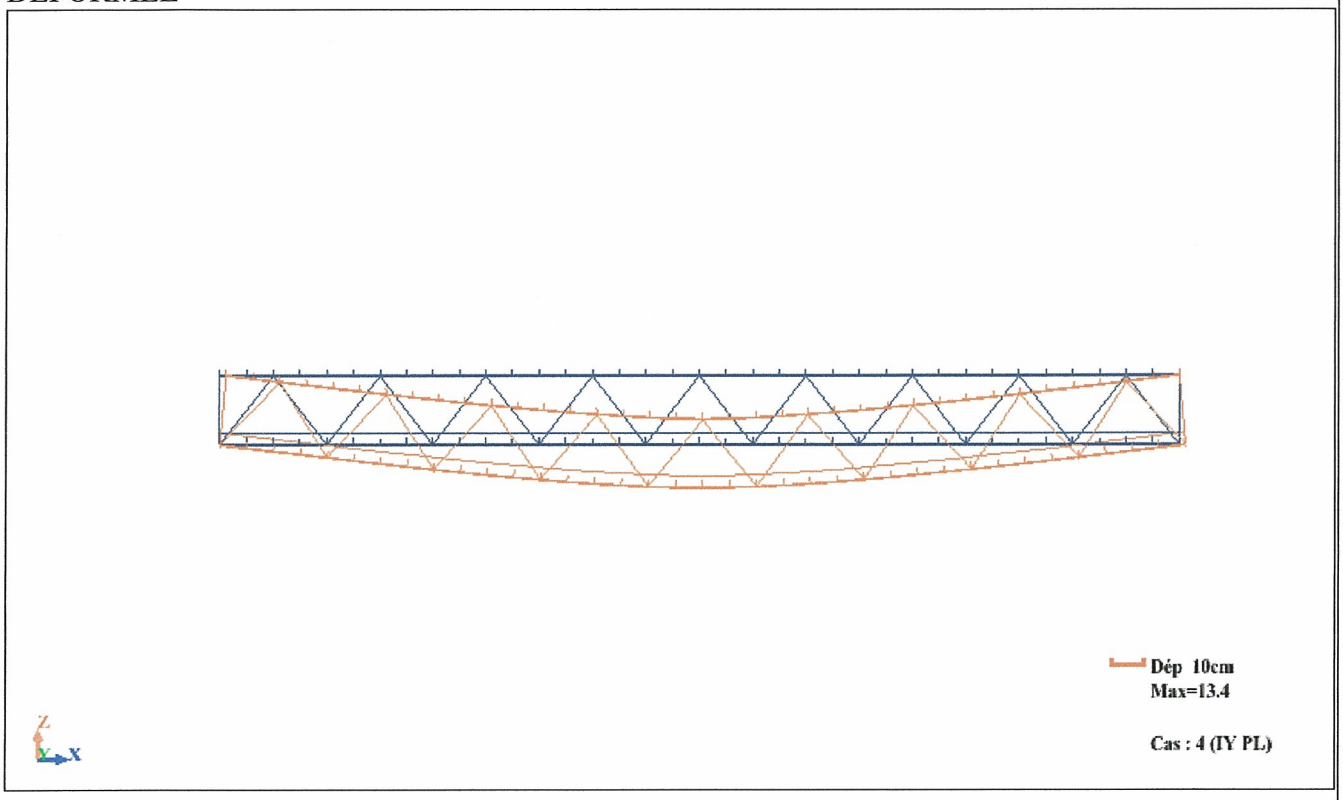


IY PL

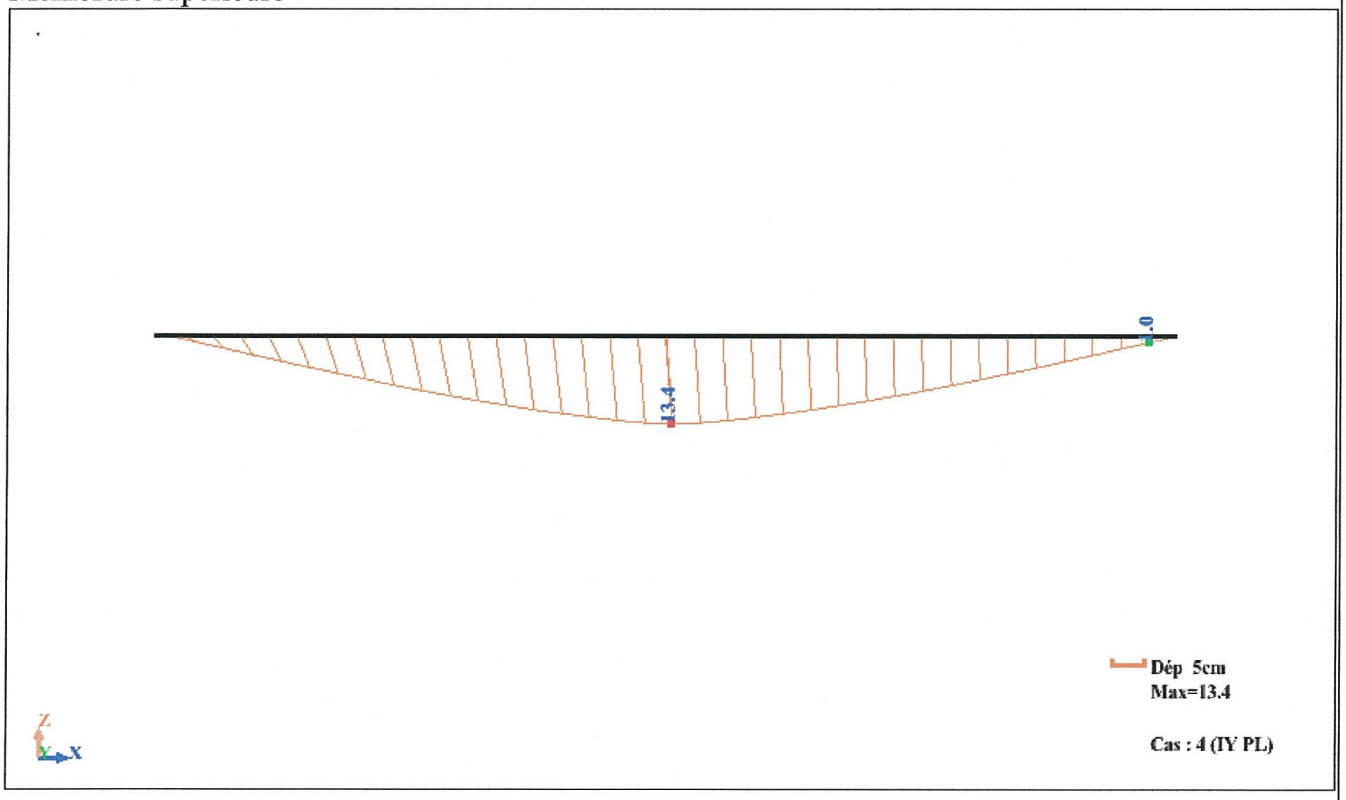
CHARGEMENT



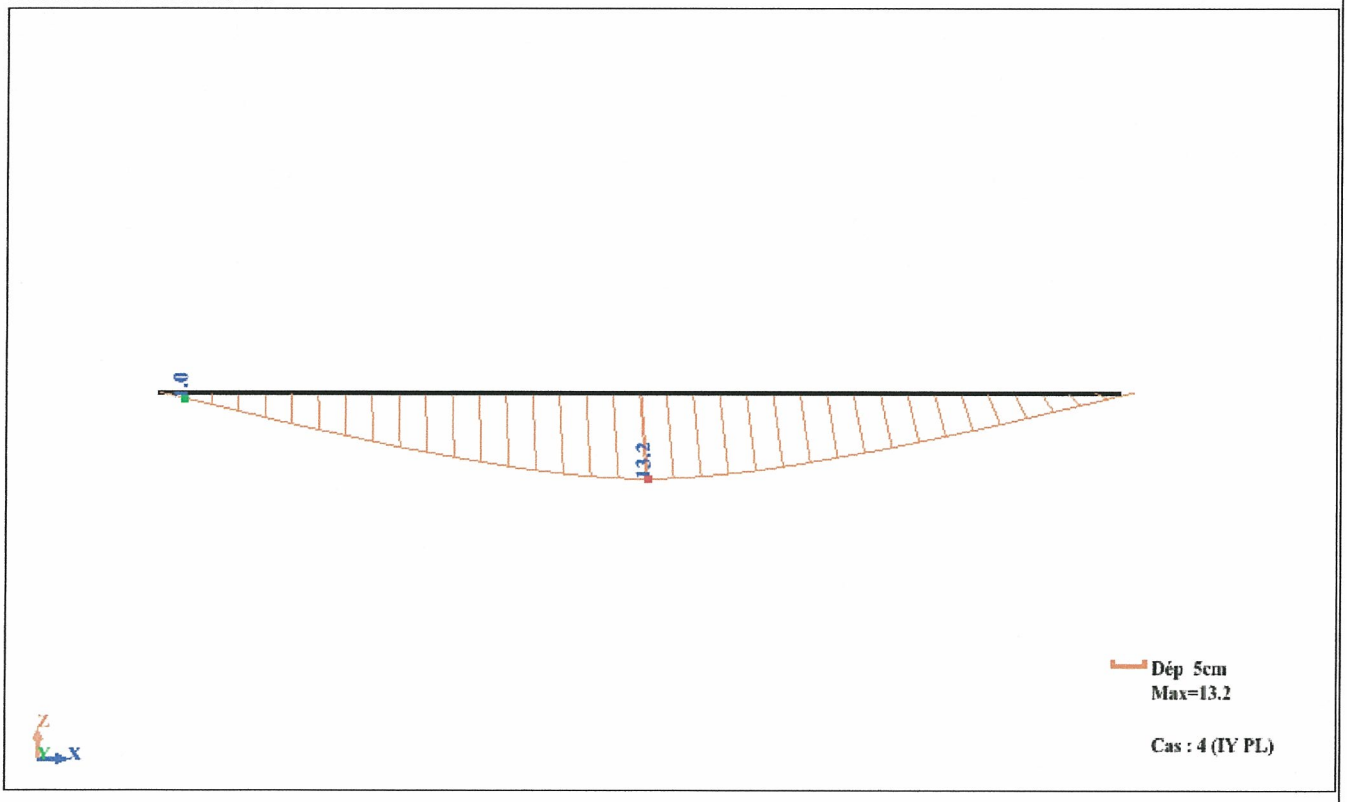
DEFORMEE



Membrure supérieure

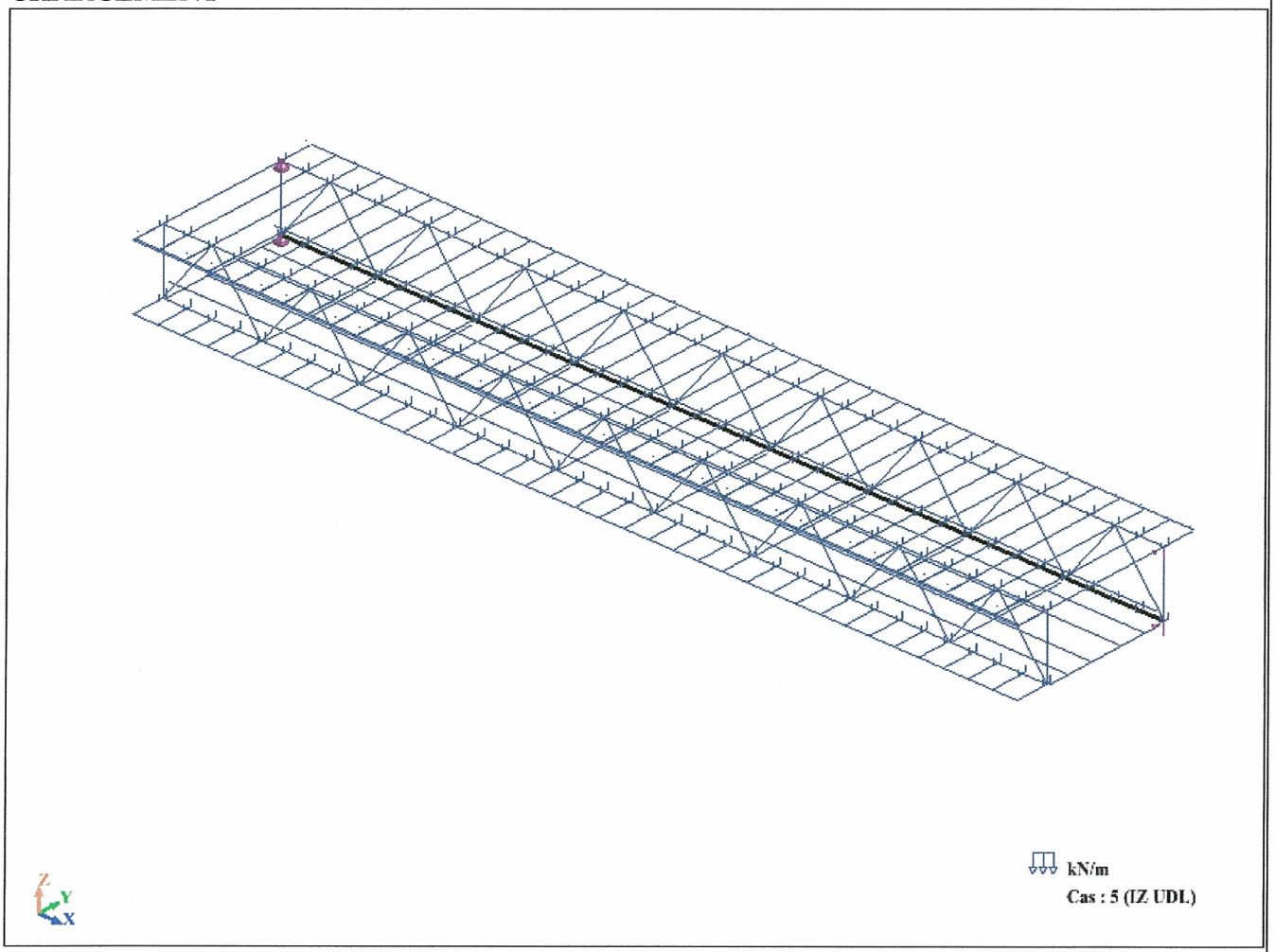


Membrure inférieure

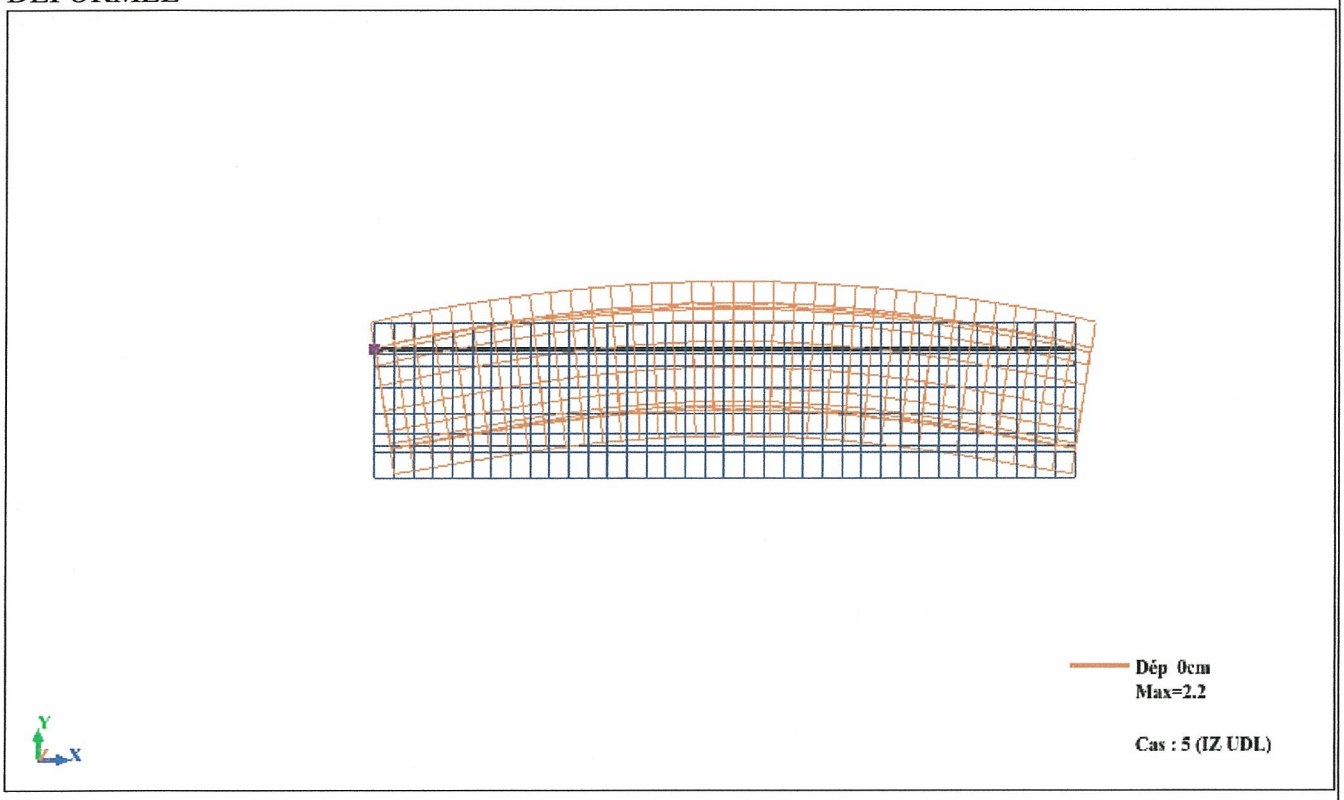


IZ UDL

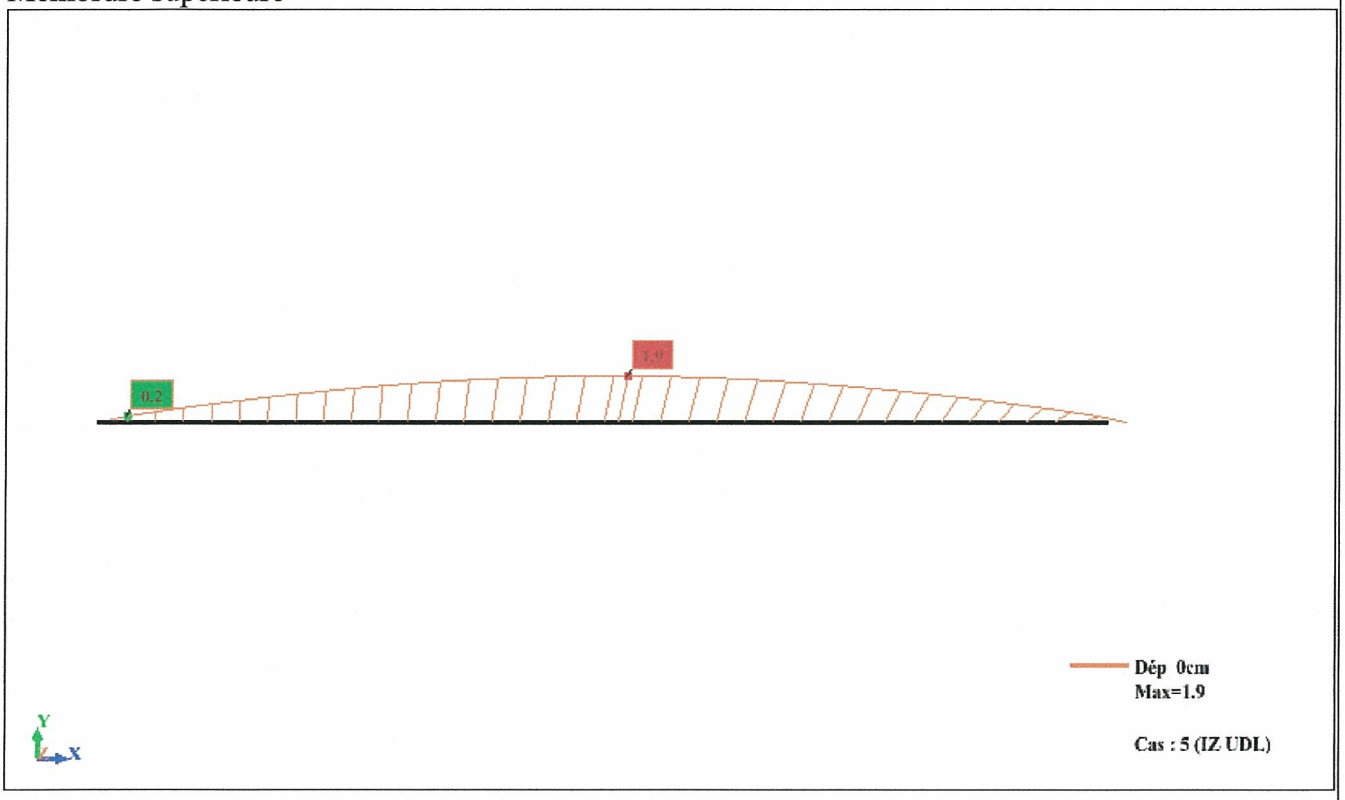
CHARGEMENT



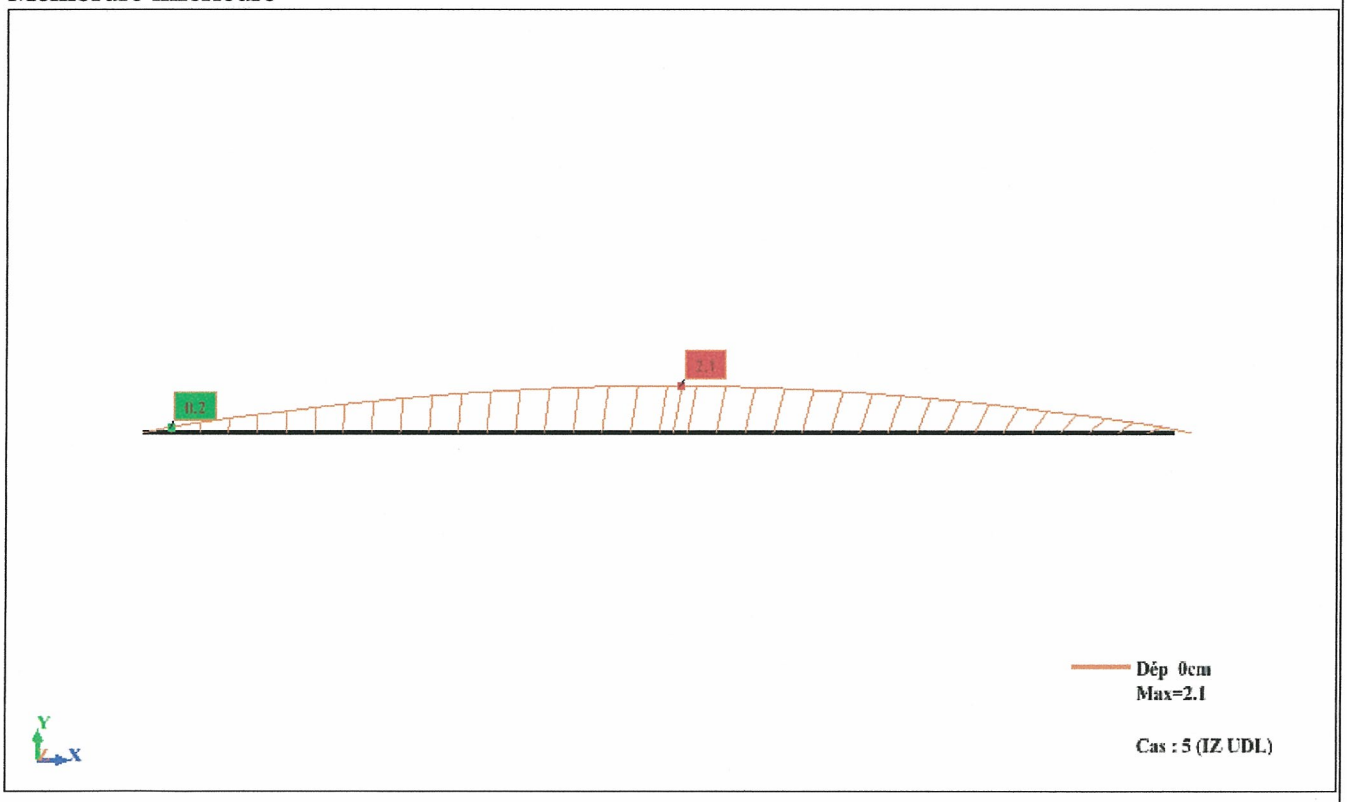
DEFORMEE



Membrure supérieure

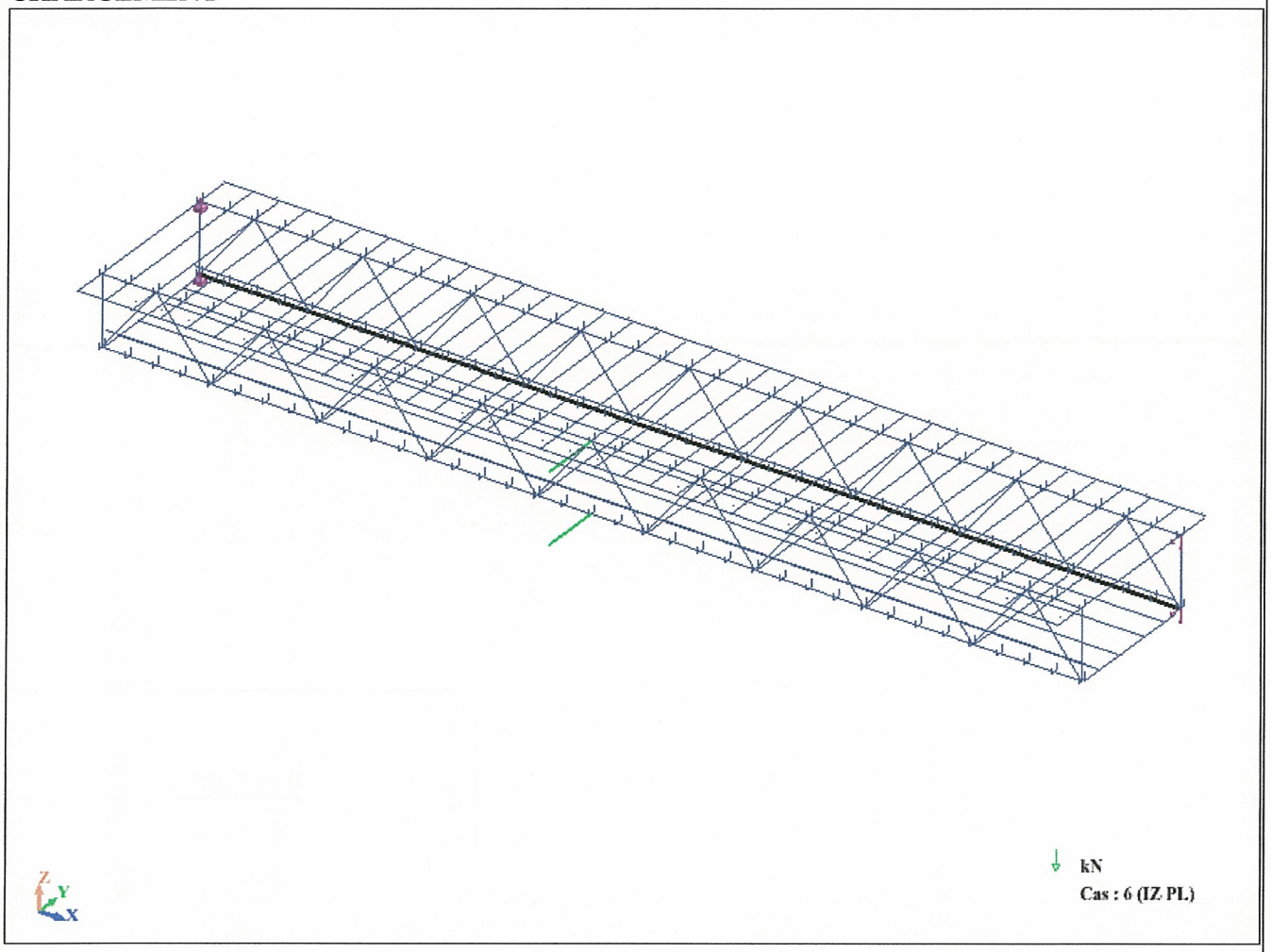


Membrure inférieure

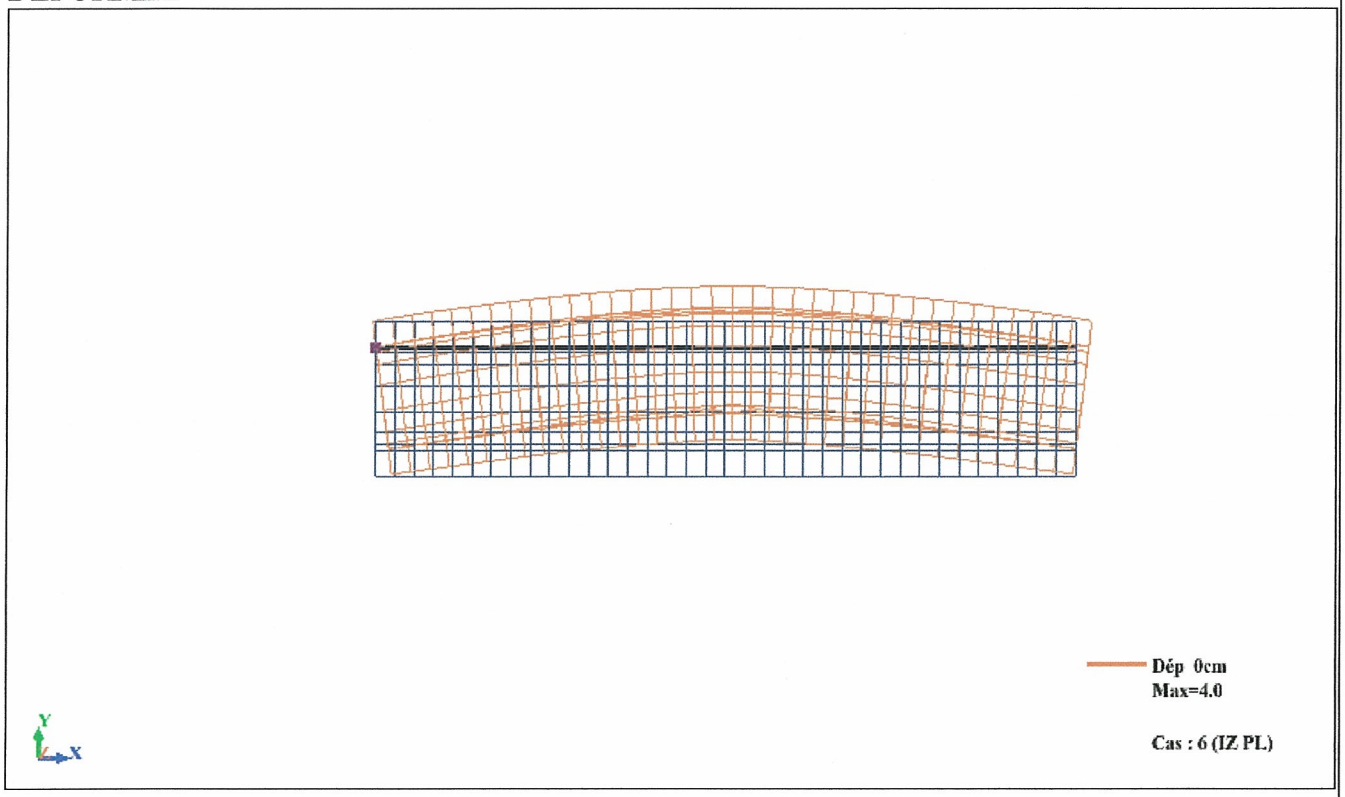


IZ PL

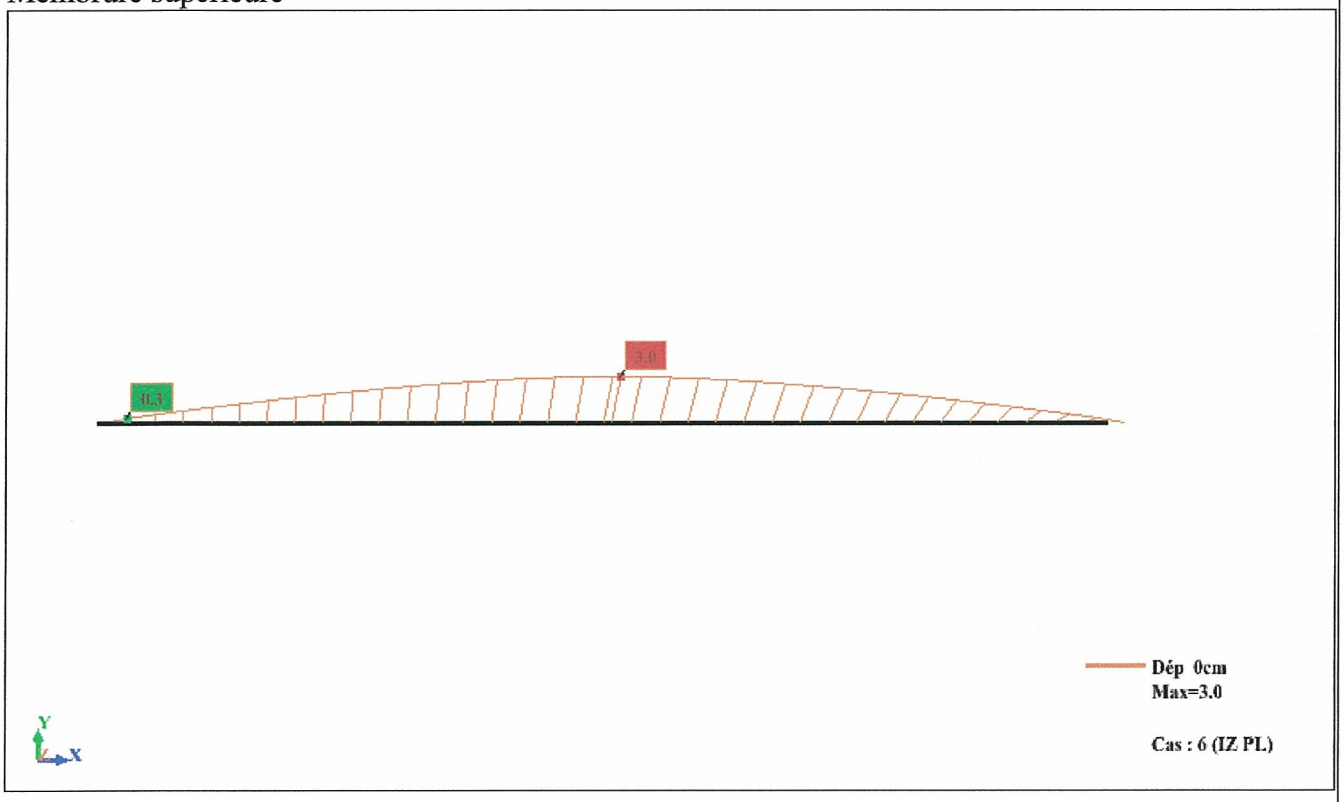
CHARGEMENT



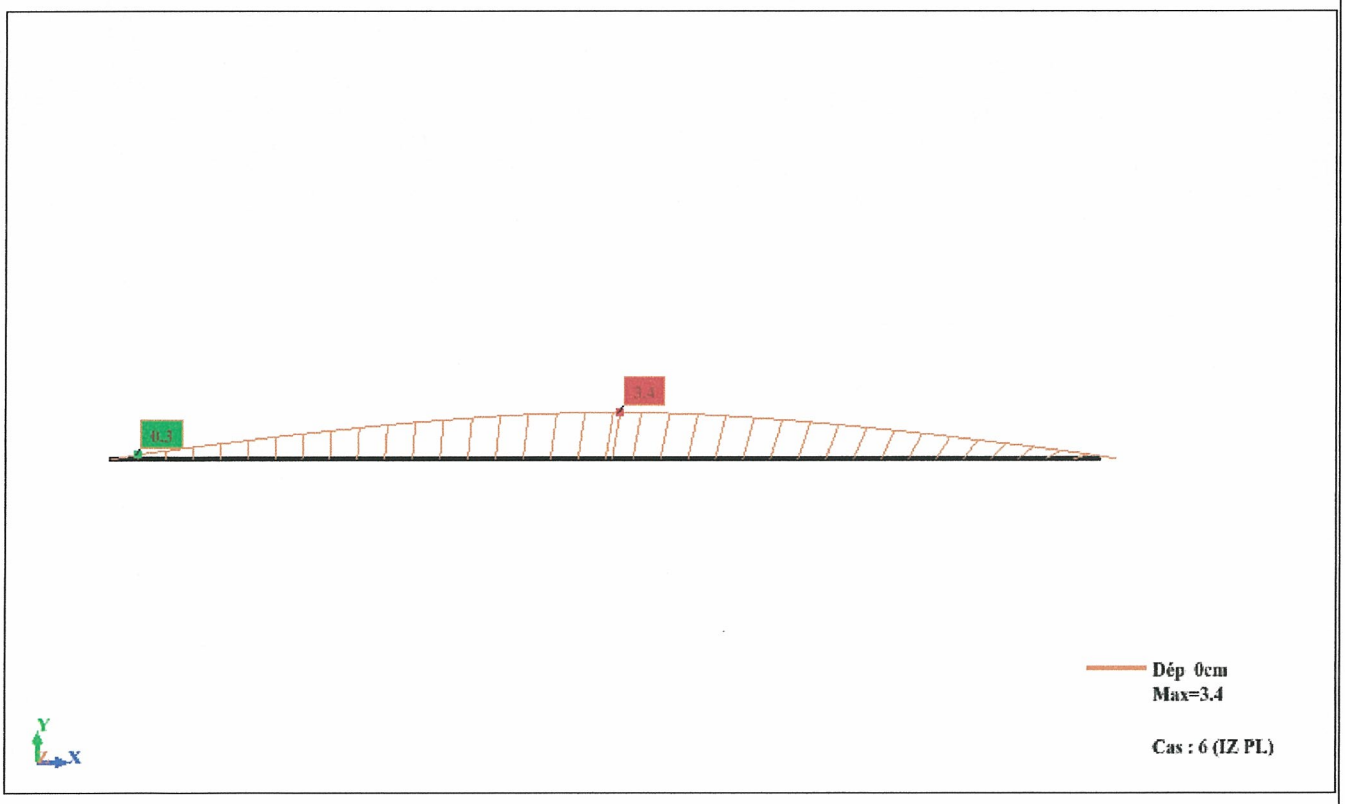
DEFORMEE



Membrure supérieure

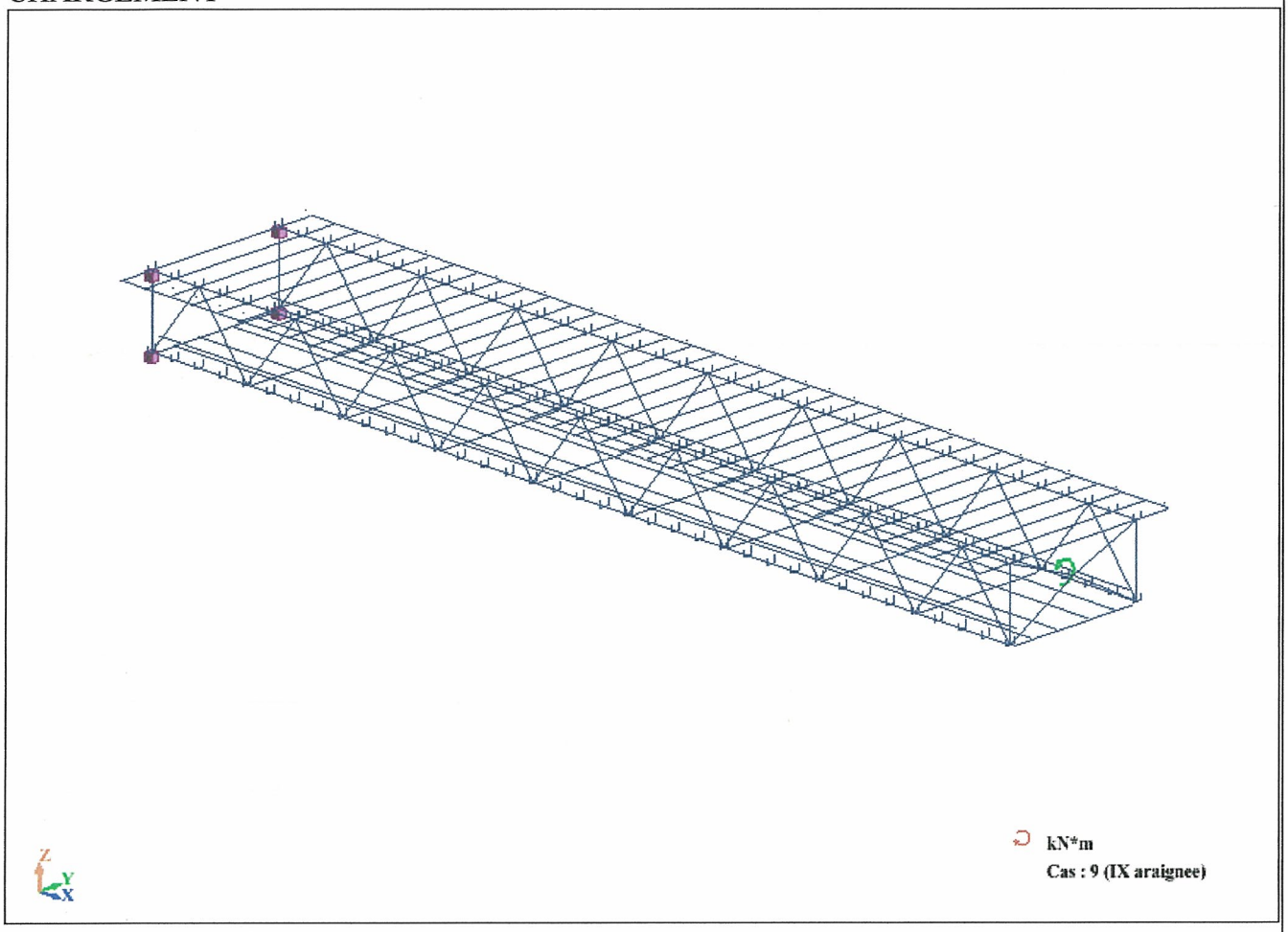


Membrure inférieure

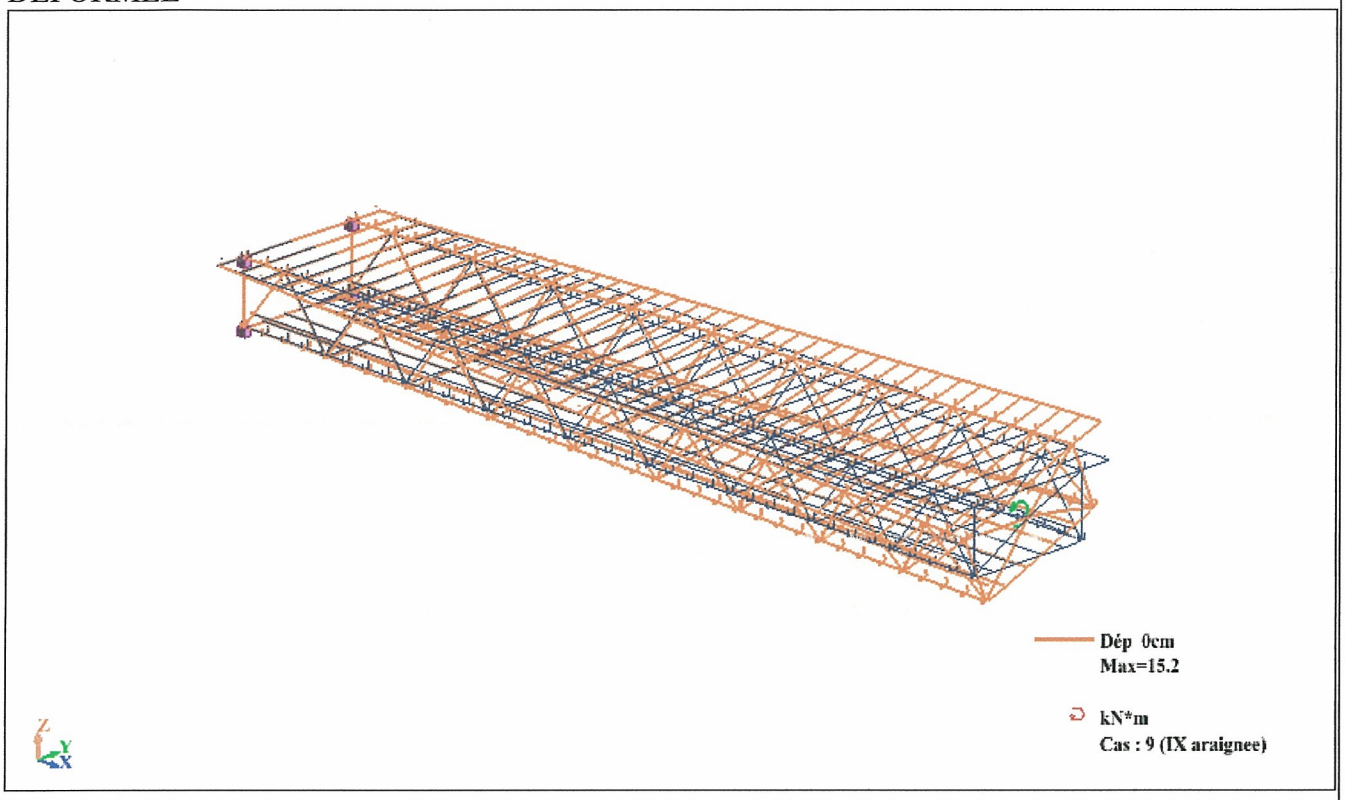


IX ARAIGNEE (Poutre *Warren*)

CHARGEMENT

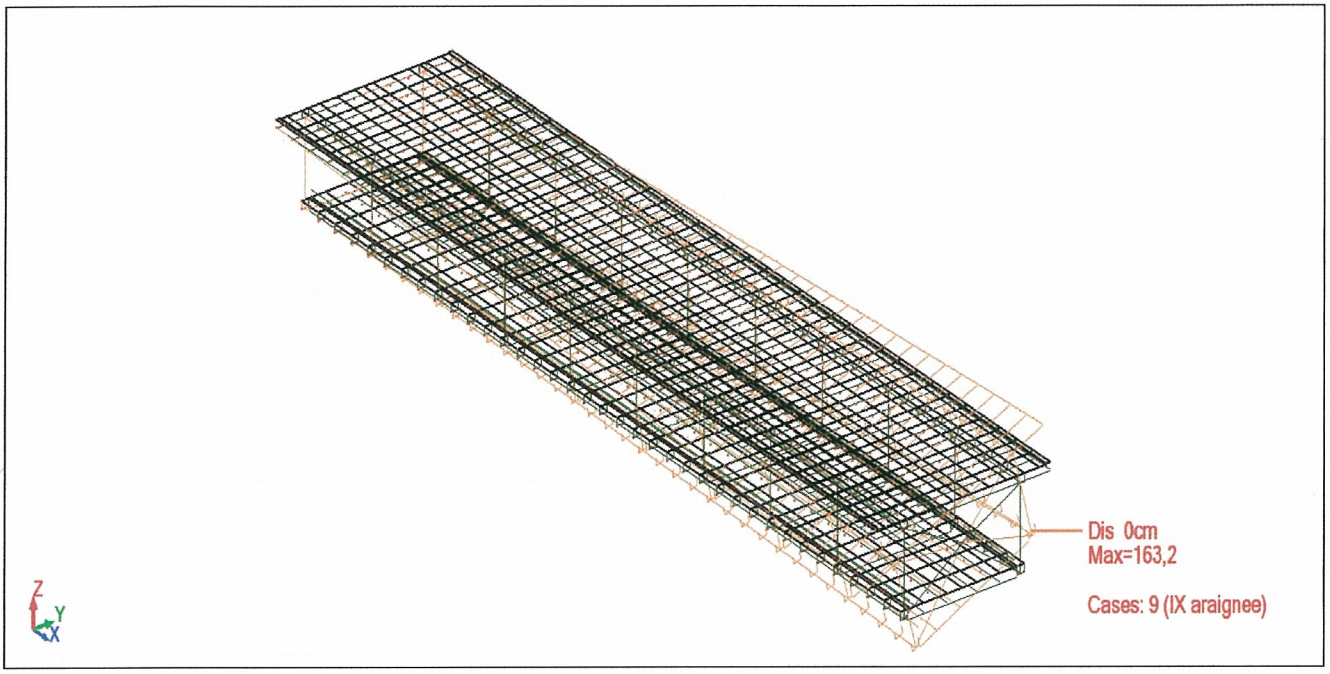


DEFORMEE



IX ARAIGNEE (Poutre *Vierendell*)

DEFORMEE



NOTE DE CALCUL

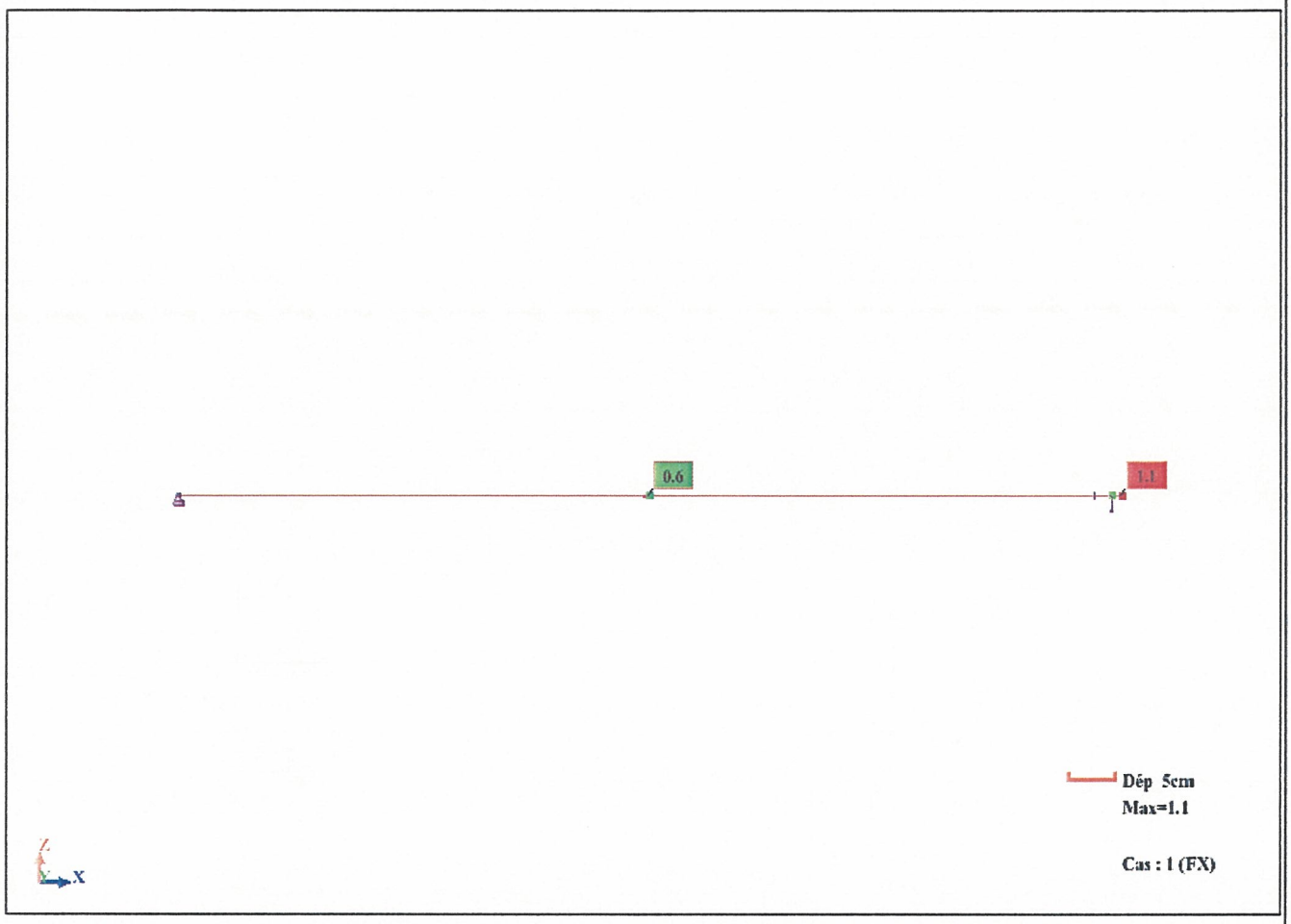
Projet: T-iso-135m_ALTAVIA

Vérification des caractéristiques de la poutre équivalente

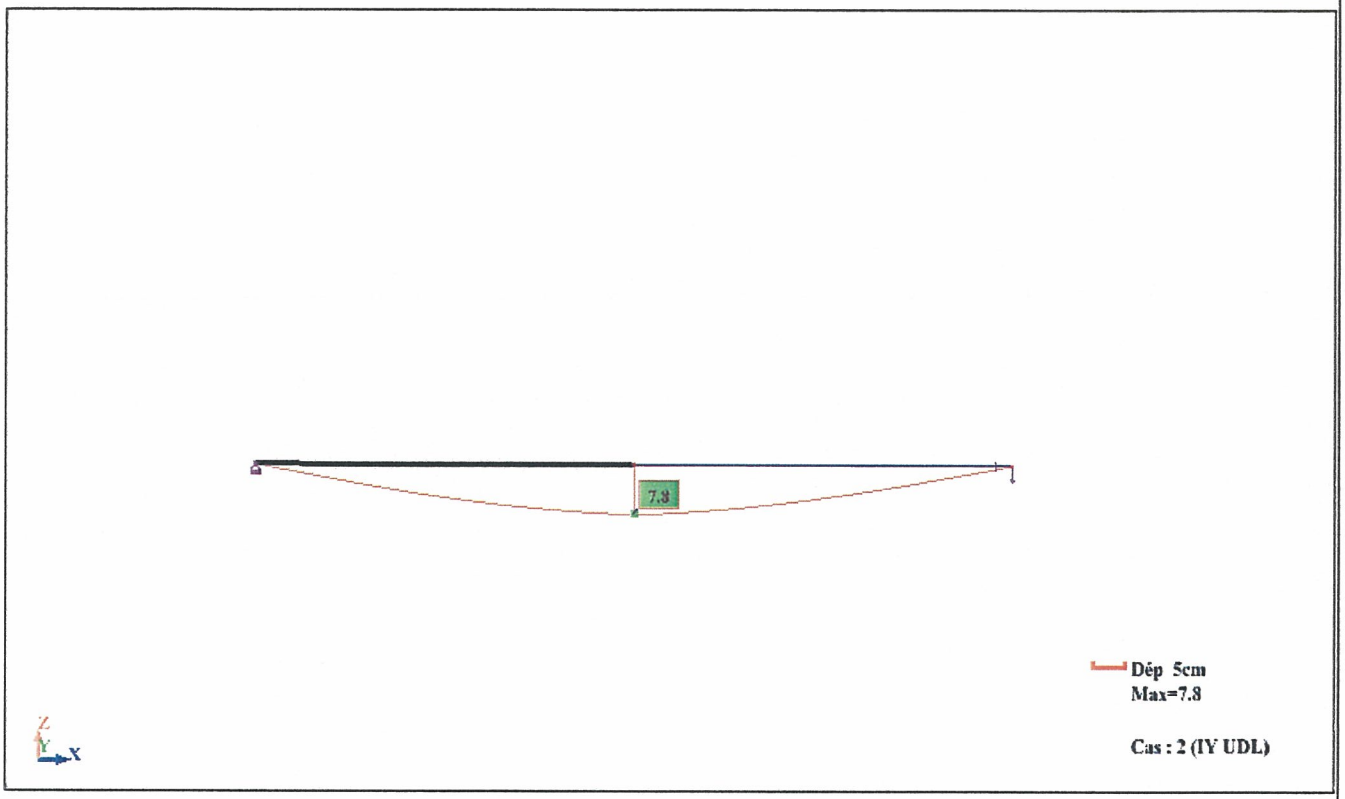
FX
IY UDL
IY PL
IZ UDL
IZ PL
IX

Auteur: Vincent RODRIGUES

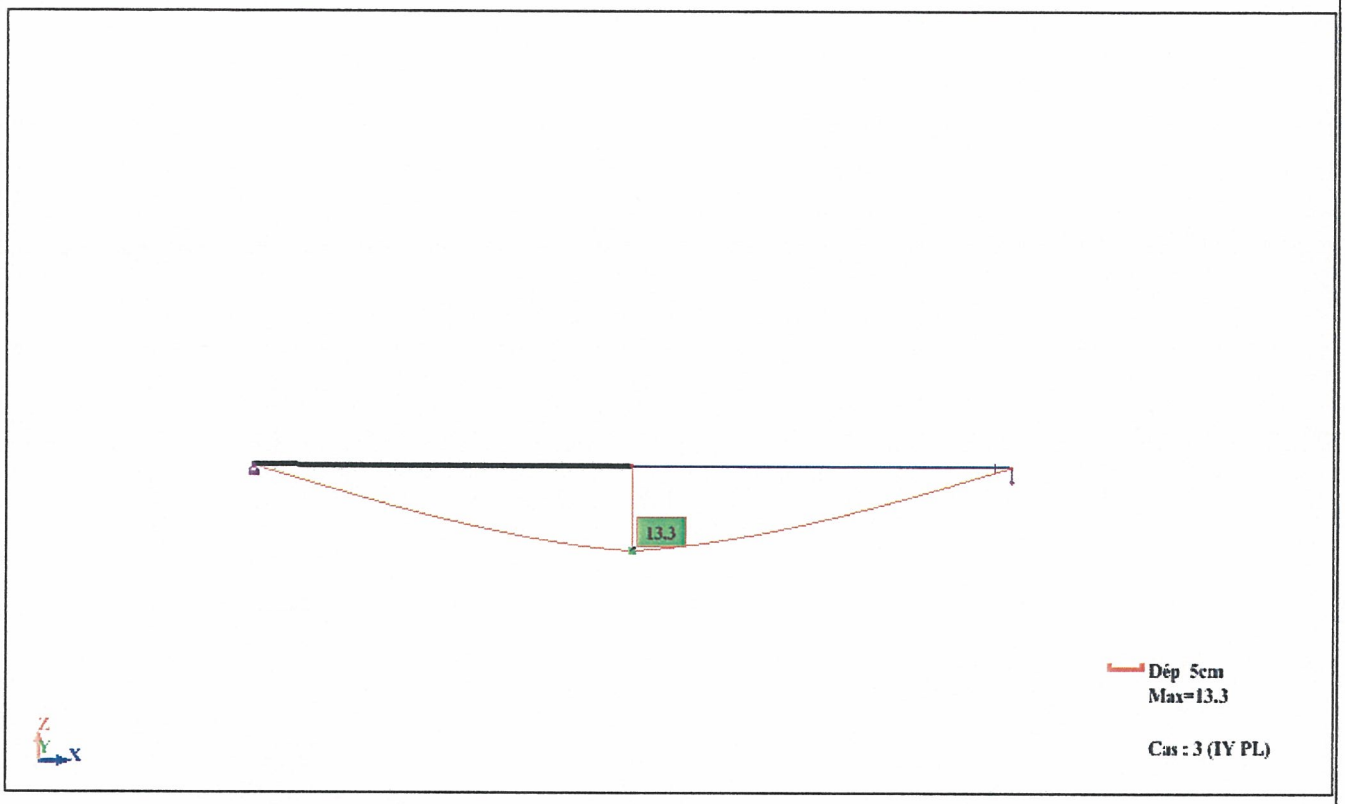
FX



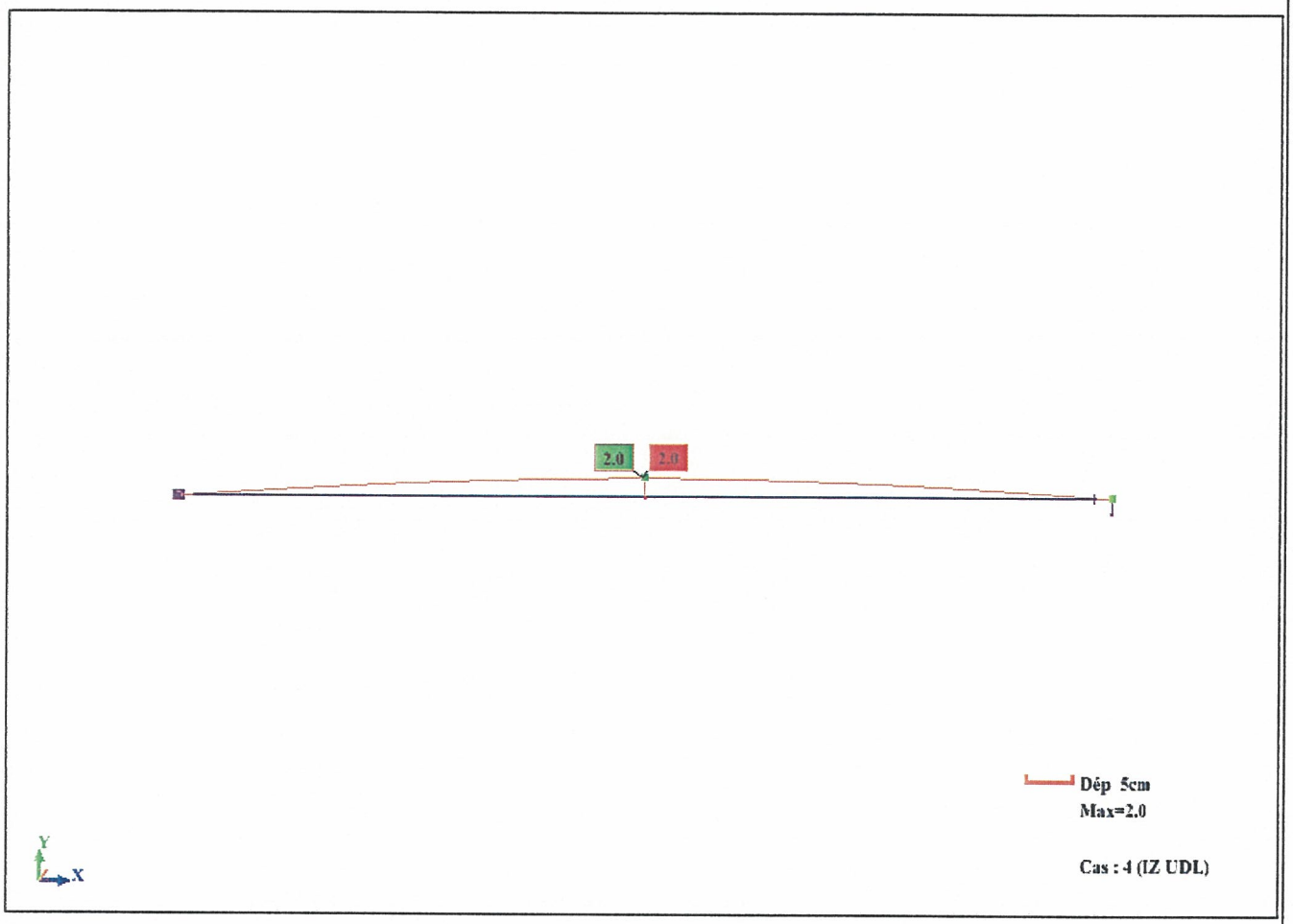
IY UDL



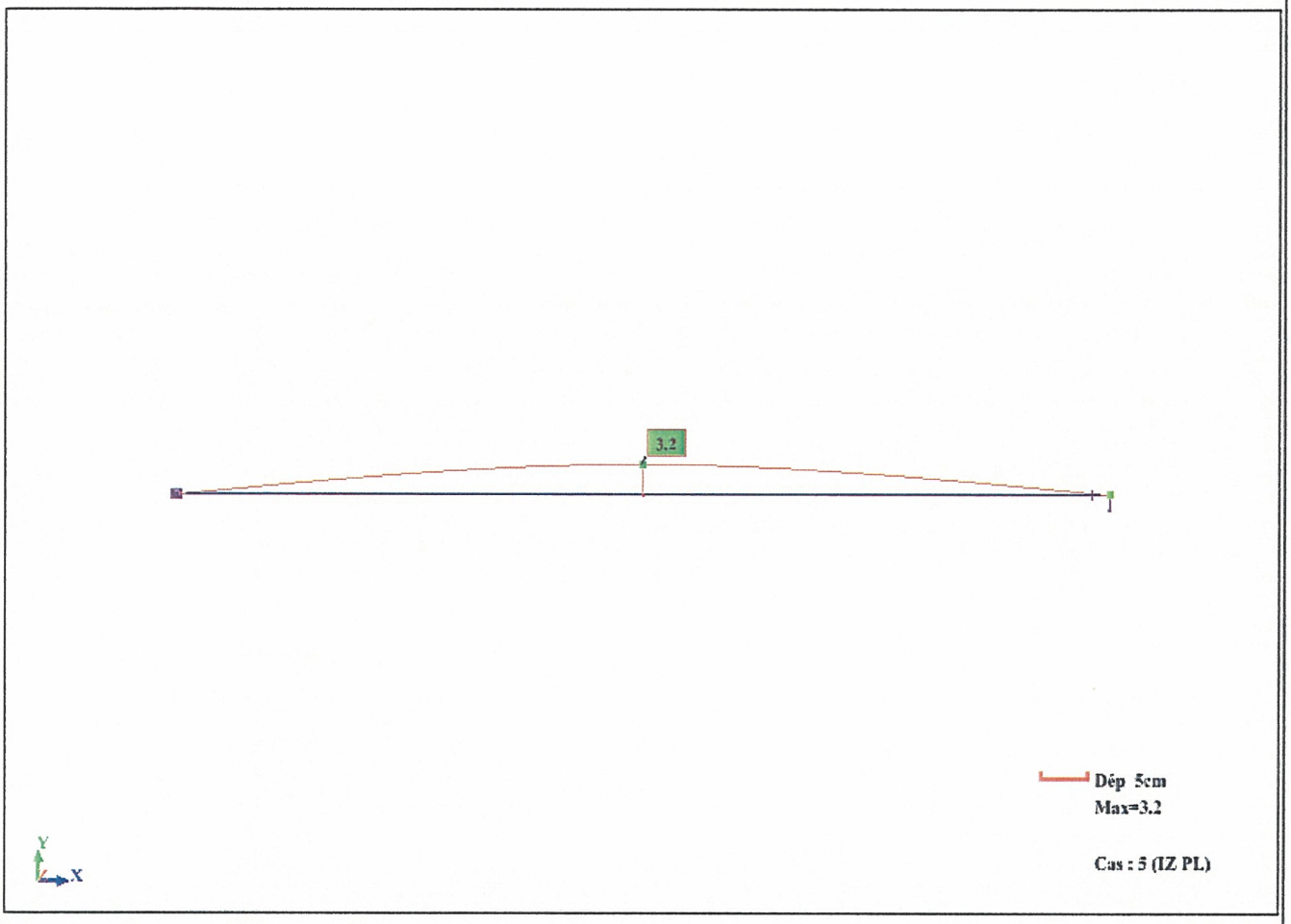
IY PL



IZ UDL



IZ PL



IX (Poutre *Warren*)

Noeud/Cas		UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
2/	1	0.0	0.0	0.0	0.005	0.0	0.0
3/	1	0.0	0.0	0.0	0.009	0.0	0.0

IX (Poutre *Vierendell*)

Noeud/Cas		UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
2/	1	0.0	0.0	0.0	0.045	0.0	0.0
3/	1	0.0	0.0	0.0	0.105	0.0	0.0

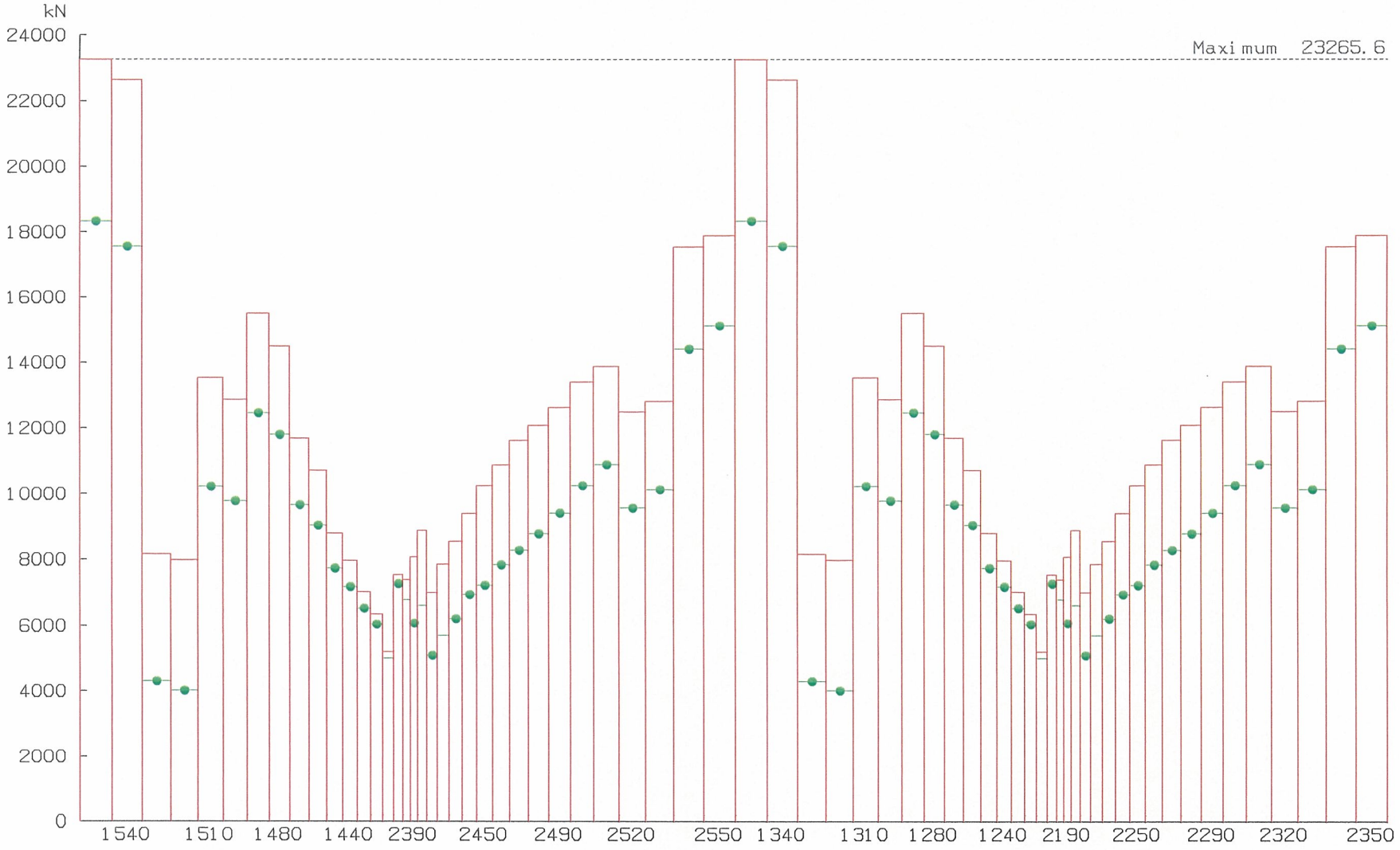
ANEXO A2

Análise da Influência dos Efeitos de 2ª Ordem

(Esforços e Deslocamentos)

ANEXO A2.1

Torre em H: Cálculo de 1ª Ordem



LC-Ferro
LC: Nx
total: local: normal
(5206 , 23266)

LC-Final
LC: Nx
total: local: normal
(4021 , 18330)

Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON

Project:

: CABLE

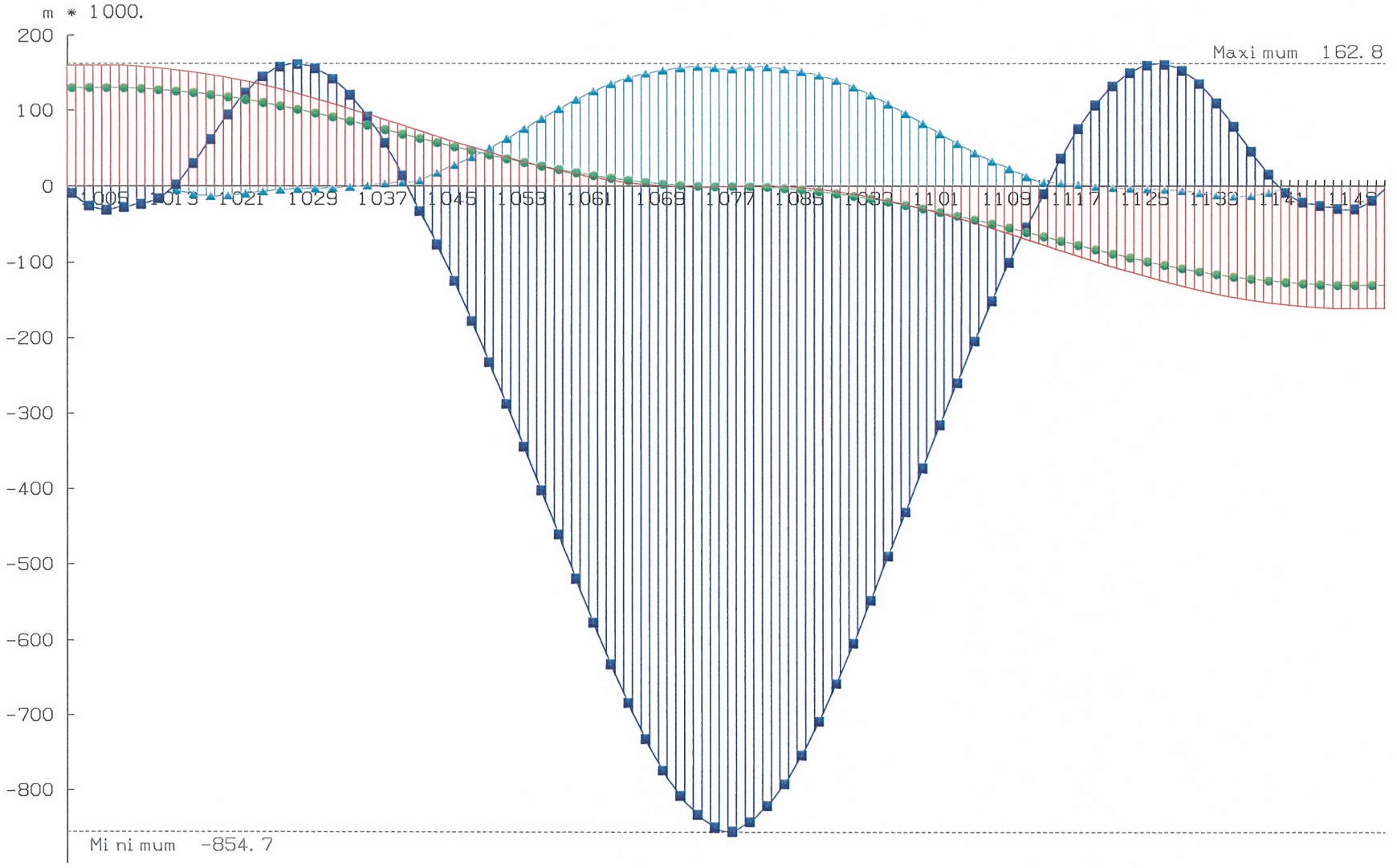
Dgm-CABLE

1 cm Plot = 1842.8 kN

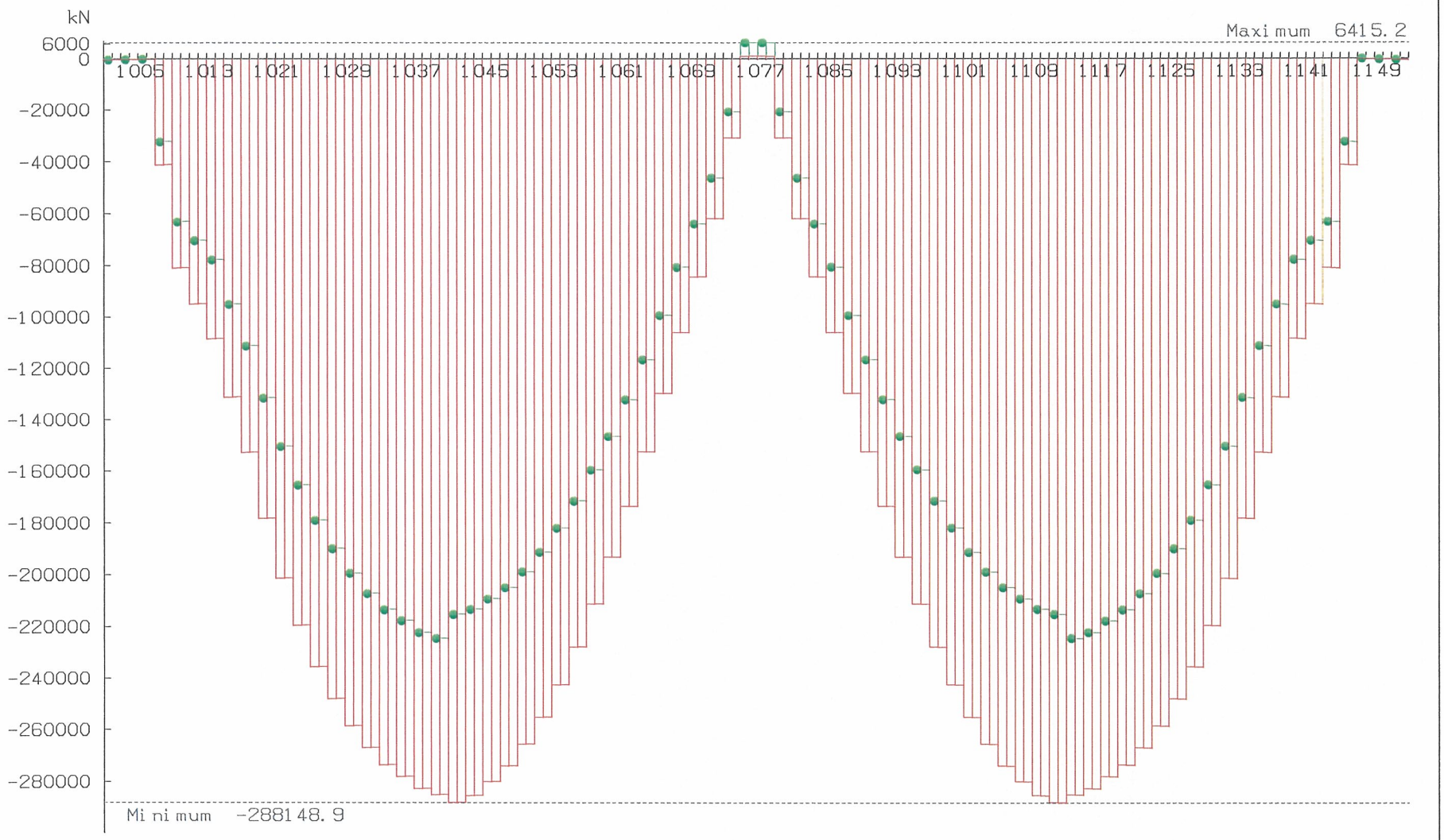
0 1842.8 3685.6 5528.5 7371.3 9214.1

27/07/2010
11:24

RM Bridge V8i (SELECT series 1)
08.09.73.03



VM Bridge V8i (SELECT series 1) 08.09.73.03	Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON Project:	: LcFinal÷vsLcferr Dgm-LcFinal÷vsLcferr-d 1 cm Plot = 0.0806 m 0 0.0806 0.1612 0.2418 0.3224 0.4030	27/07/2010 11:24



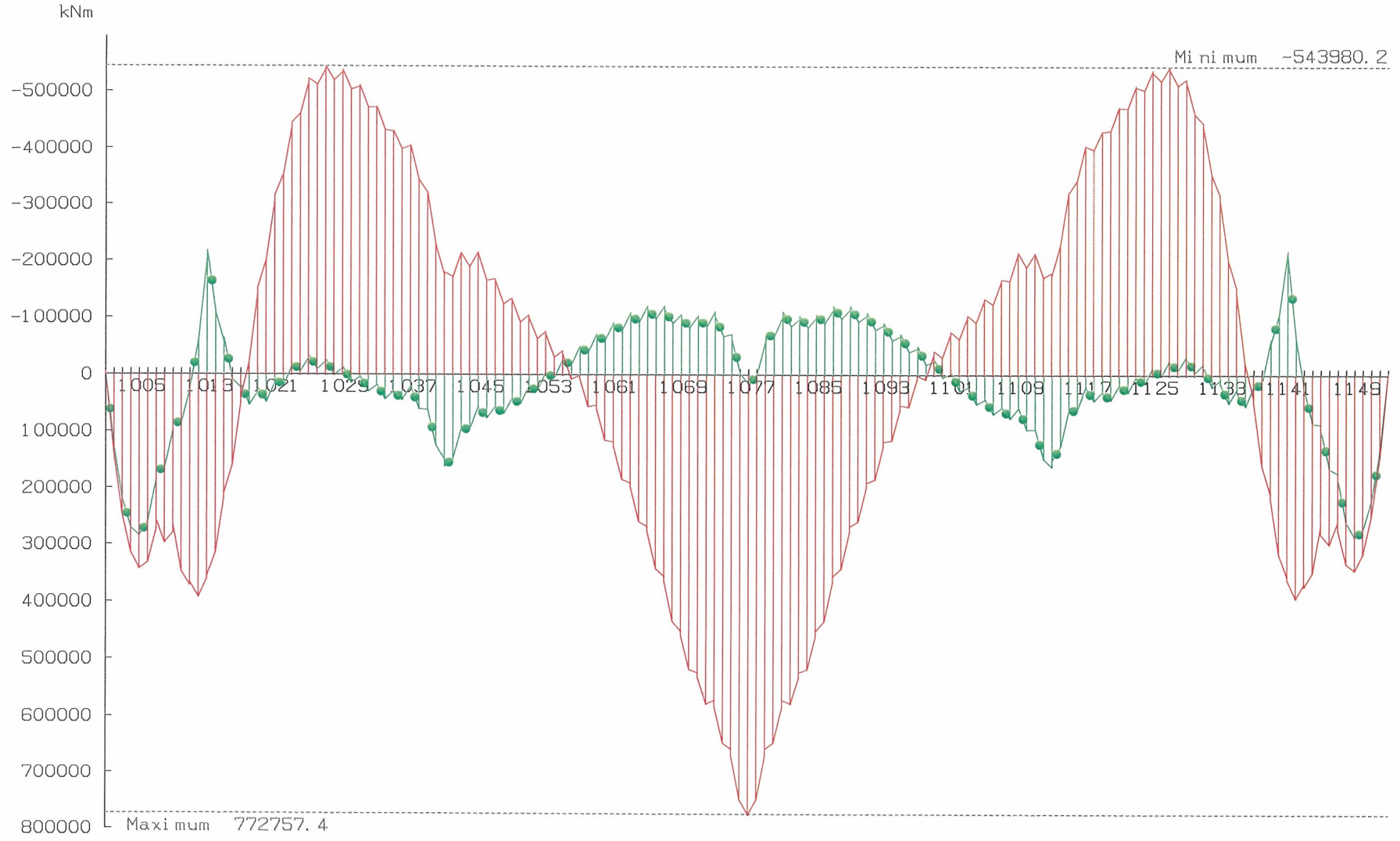
LC-Ferro
LC: Nx
total: local: normal
(-288149 , 1267)

LC-Final
LC: Nx
total: local: normal
(-224480 , 6415)

24 Bridge V8i (SELECT series 1) 08.09.73.03	Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON Project:	: LcFinal÷vsLcferr Dgm-LcFinal÷vsLcferr-f	27/07/2010 11:24

1 cm Plot = 23331.8 kN

0 23331.8 46663.6 69995.4 93327.2 116659.0



Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON

Project:

: LcFinal÷vsLcferr

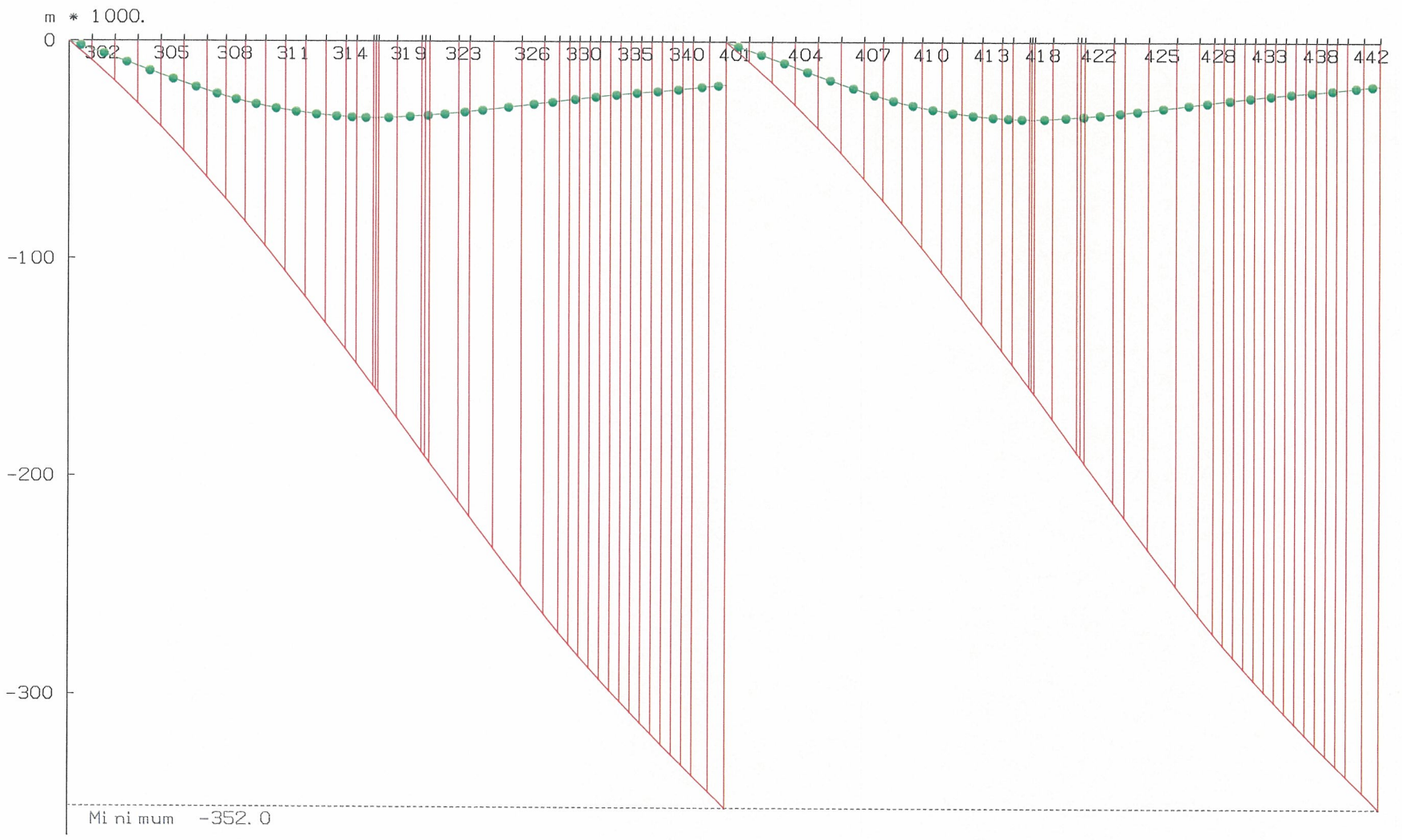
Dgm-LcFinal÷vsLcferr-m

1 cm Plot = 104296.0 kNm

0 104296.0 208592.1 312888.1 417184.2 521480.2

27/07/2010
11:24

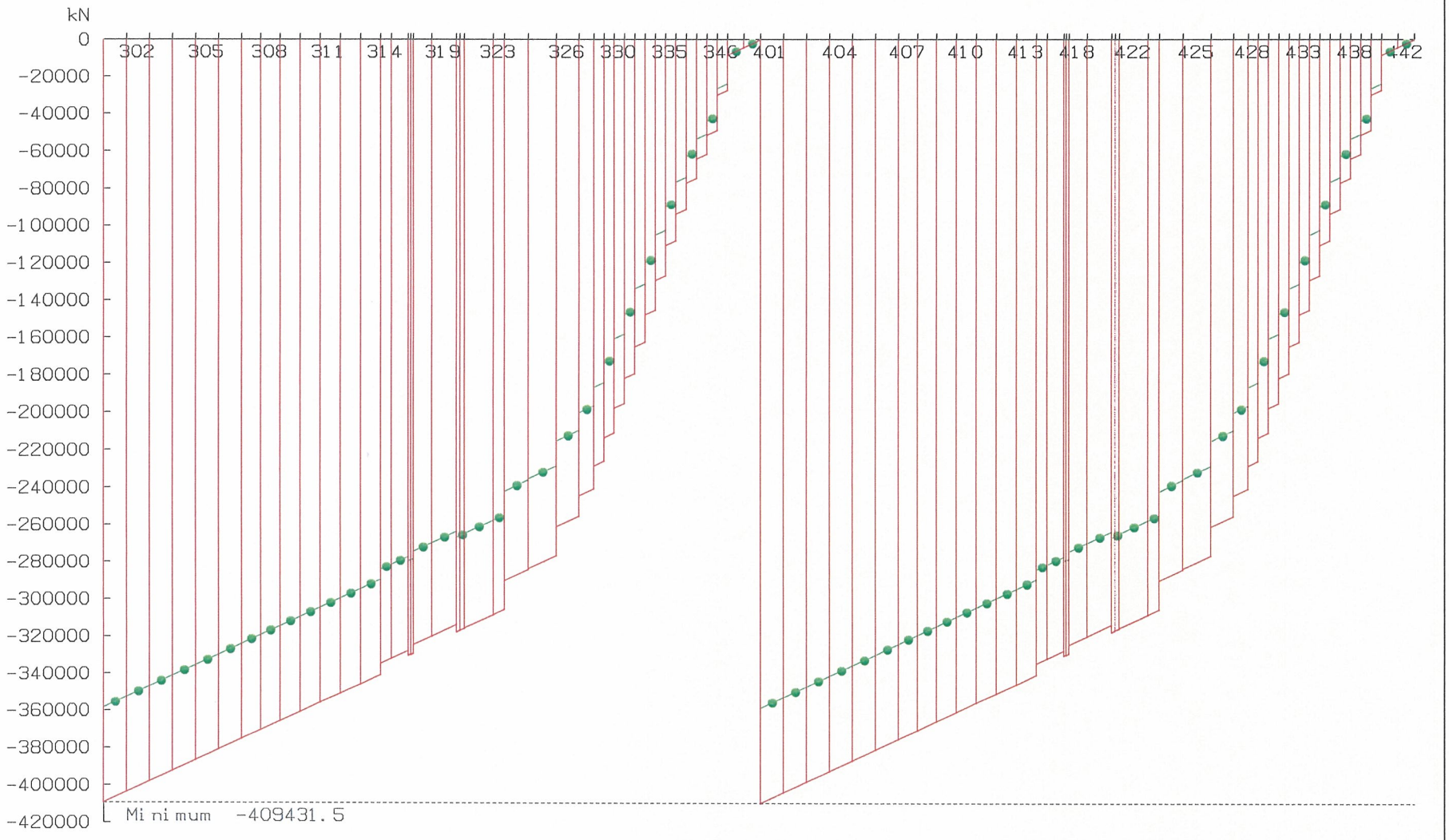
GM Bridge V8i (SELECT series 1)
08.09.73.03



LC-Ferro
LC: Vy
total: local: normal
(-352 , 0)

LC-Final
LC: Vy
total: local: normal
(-35.2 , 0.0)

GM Bridge V8i (SELECT series 1) 08.09.73.03	Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON Project:	: PP÷FINAL÷FERRO Dgm-PP÷FINAL÷FERRO-d 1 cm Plot = 0.0279 m 0 0.0279 0.0558 0.0836 0.1115 0.1394	27/07/2010 11:24



LC-Ferro
LC: Nx
total: local: normal
(-409432 , 0)

LC-Final
LC: Nx
total: local: normal
(-358283 , 0)

Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON

Project:

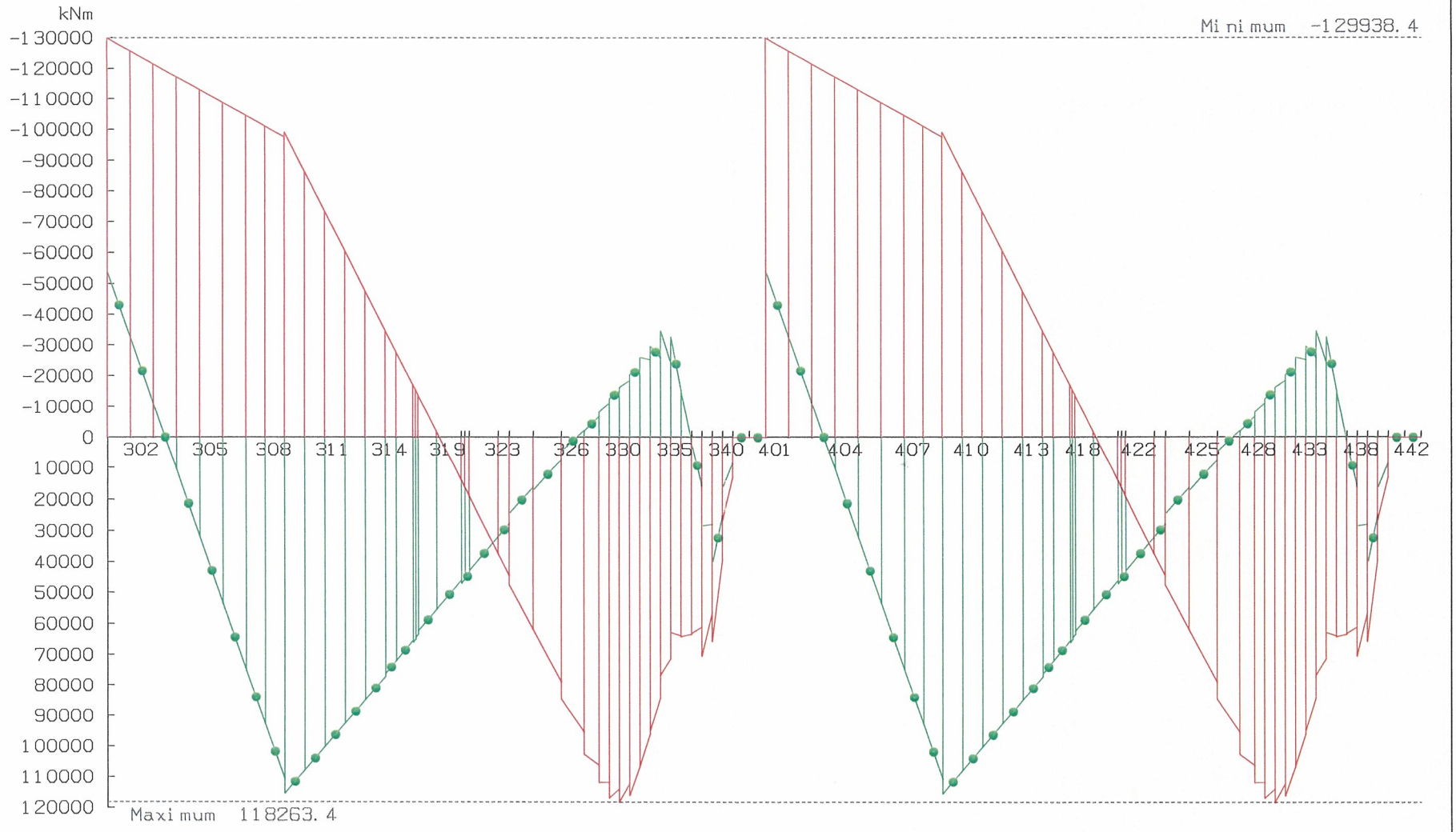
: PP÷FINAL÷FERRO

Dgm-PP÷FINAL÷FERRO-f

1 cm Plot = 32430.2 kN

0 32430.2 64860.4 97290.7 129720.9 162151.1

27/07/2010
11:26



LC-Ferro
LC: Mz
total: local: normal
(-129938 , 118263)

LC-Final
LC: Mz
total: local: normal
(-53804 , 115328)

Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON

Project:

: PP÷FINAL÷FERRO

Dgm-PP÷FINAL÷FERRO-m

1 cm Plot = 19659.5 kNm

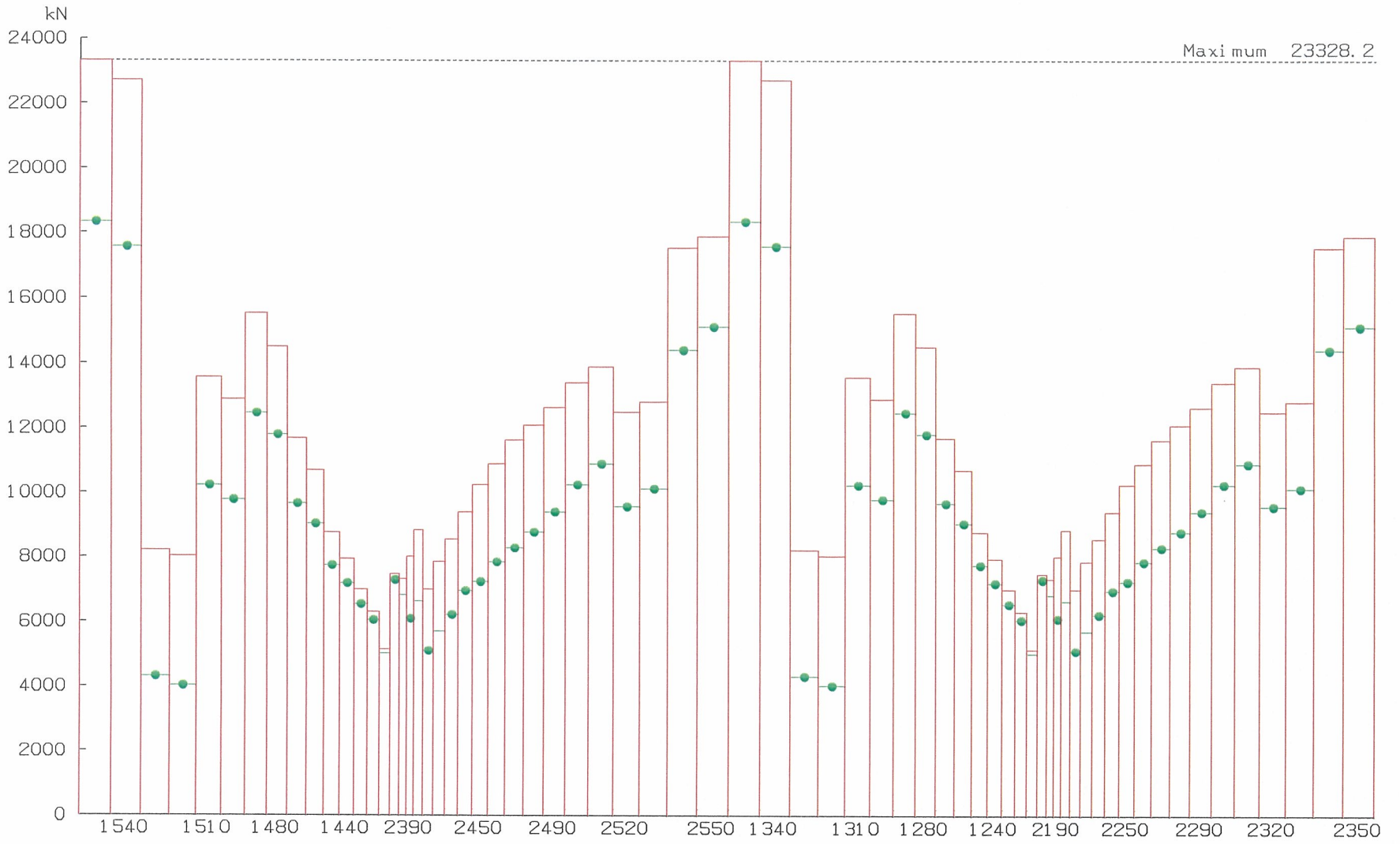
0 19659.5 39319.1 58978.6 78638.2 98297.7

27/07/2010
11:26

SM Bridge V8i (SELECT series 1)
08.09.73.03

ANEXO A2.2

Torre em H : Cálculo de 2ª Ordem



LC-Ferro
LC: Nx
total: local: normal
(5148 , 23328)

LC-Final
LC: Nx
total: local: normal
(4028 , 18333)

Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON

Project:

: CABLE

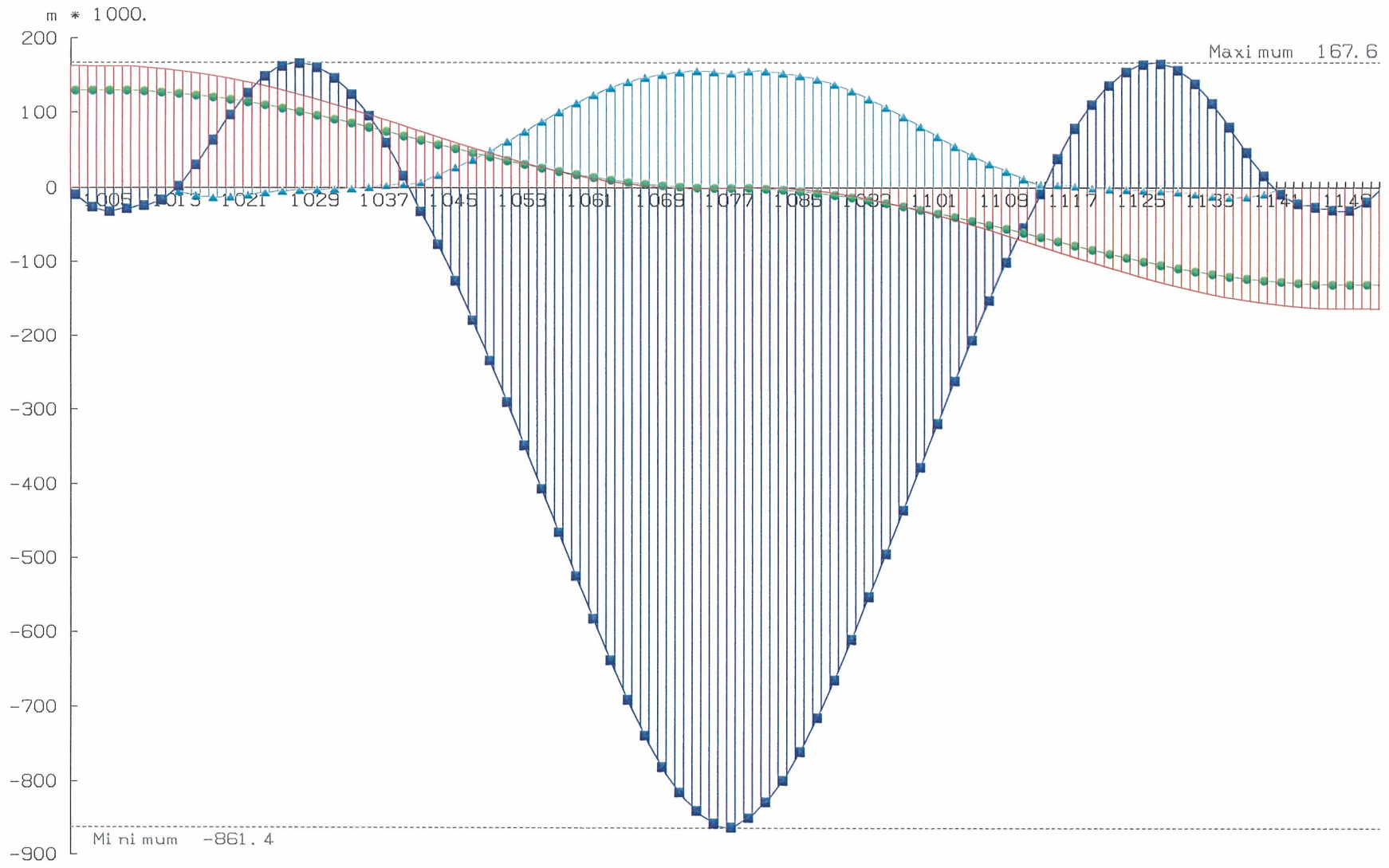
Dgm-CABLE

1 cm Plot = 1847.8 kN

0 1847.8 3695.6 5543.3 7391.1 9238.9

27/07/2010
11:31

M Bridge V8i (SELECT series 1)
08.09.73.03



LC-Ferro
LC: Vx
total: local: normal
(-163 , 163)

LC-Final
LC: Vx
total: local: normal
(-130 , 130)

LC-Ferro
LC: Vy
total: local: normal
(-861 , 168)

LC-Final
LC: Vy
total: local: normal
(-30 , 157)

Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON

Project:

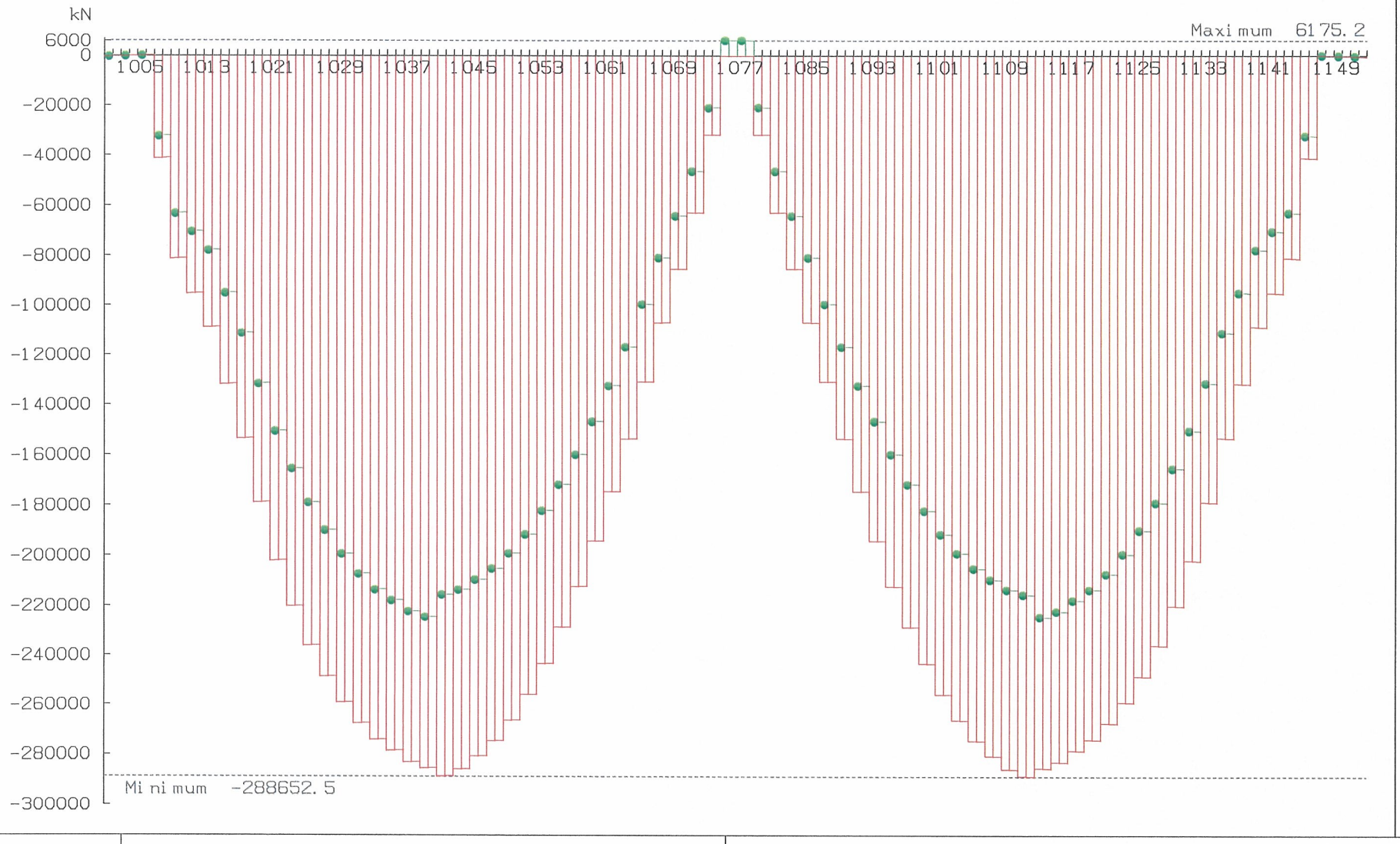
: LcFinal÷vsLcferr

Dgm-LcFinal÷vsLcferr-d

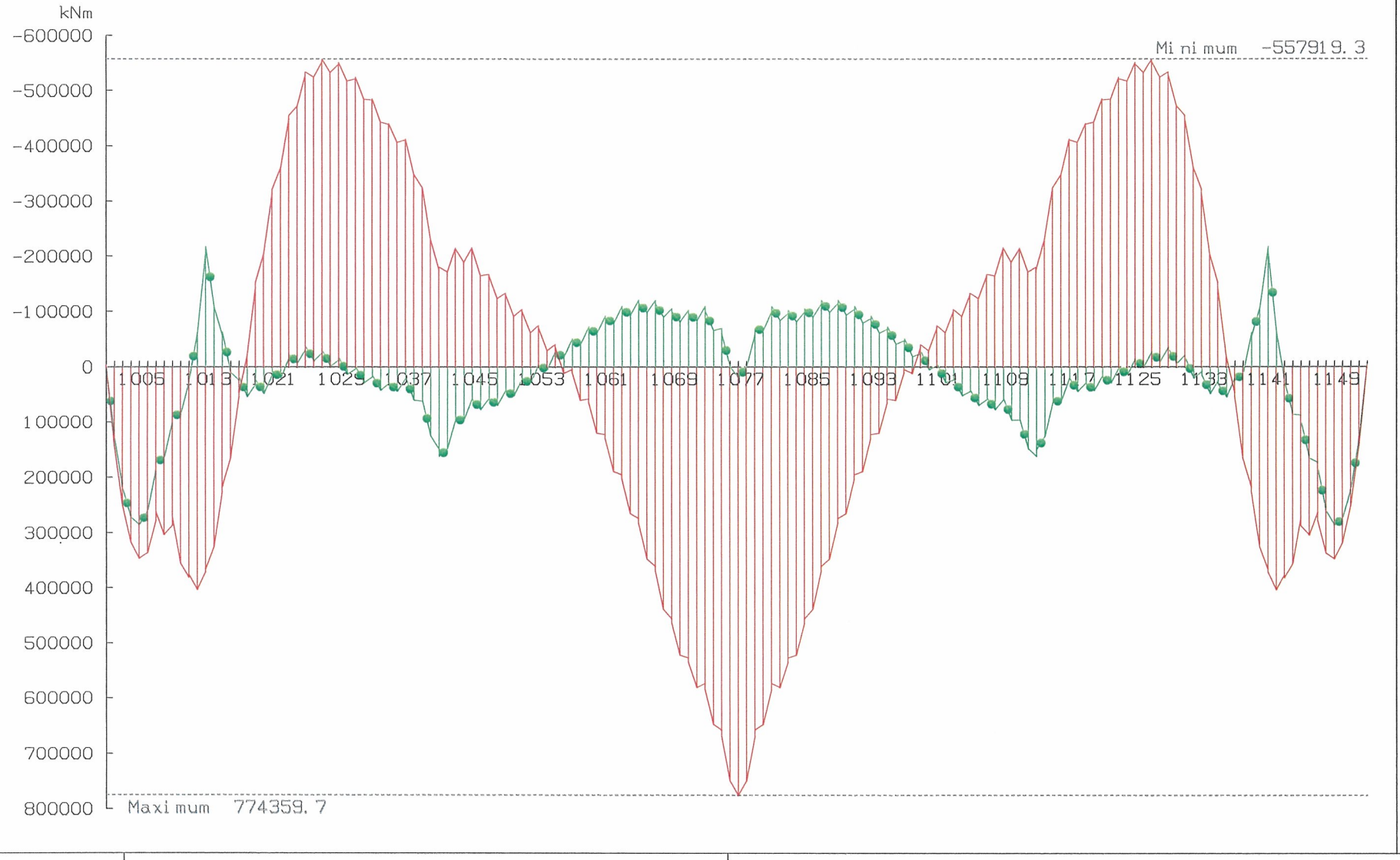
1 cm Plot = 0.0815 m

0 0.0815 0.1630 0.2445 0.3260 0.4075

27/07/2010
11:31



24 Bridge V8i (SELECT series 1) 08.09.73.03	Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON Project:	: LcFinal÷vsLcferr Dgm-LcFinal÷vsLcferr-f 1 cm Plot = 23352.7 kN 0 23352.7 46705.4 70058.1 93410.8 116763.5	27/07/2010 11:31



LC-Ferro
LC: Mz
total: local: normal
(-557919 , 774360)

LC-Final
LC: Mz
total: local: normal
(-217999 , 284531)

Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON

Project:

: LcFinal÷vsLcferr

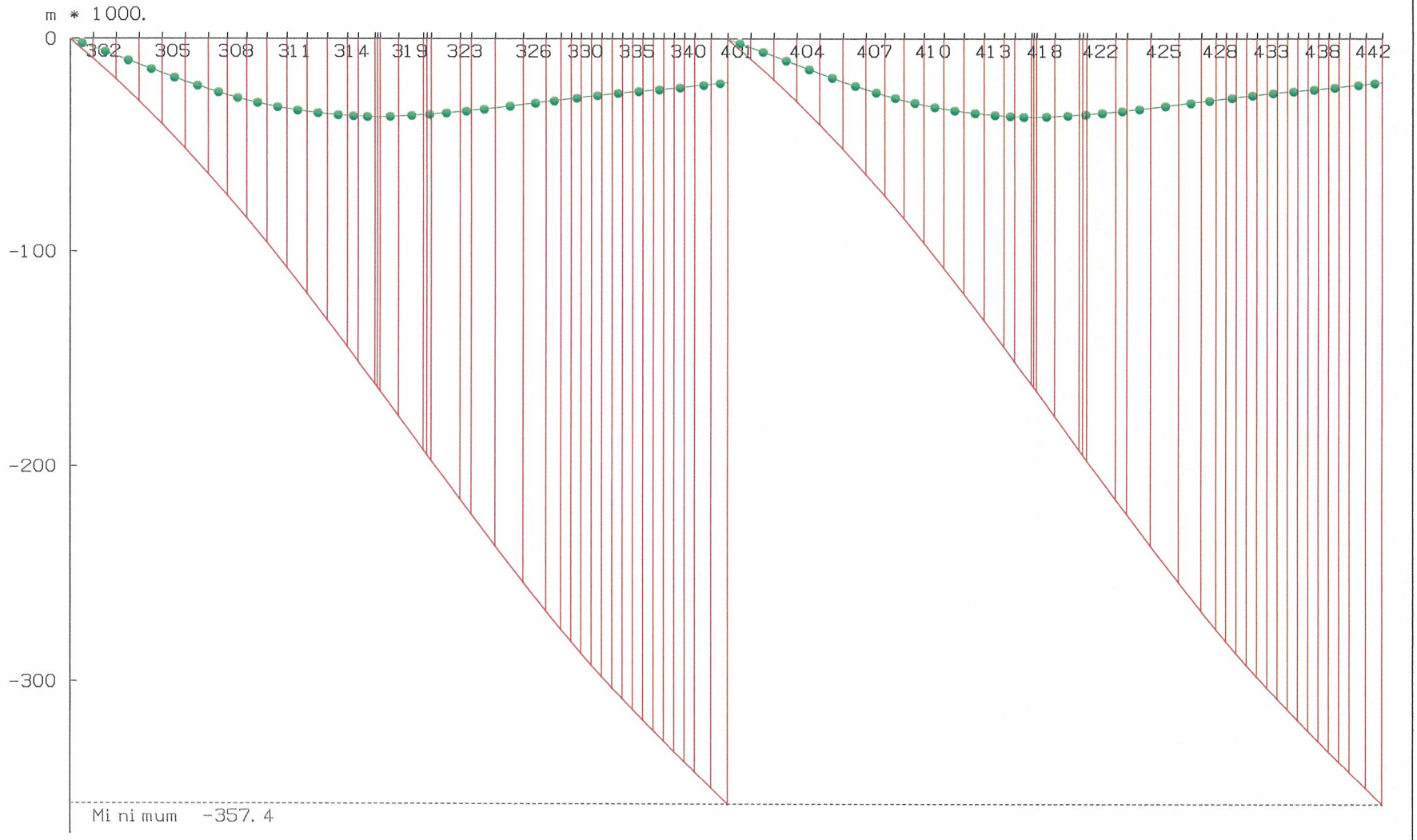
Dgm-LcFinal÷vsLcferr-m

1 cm Plot = 105527.0 kNm

0 105527.0 211054.1 316581.1 422108.2 527635.2

27/07/2010
11:31

LM Bridge V8i (SELECT series 1)
08.09.73.03



Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON

Project:

: PP÷FINAL÷FERRO

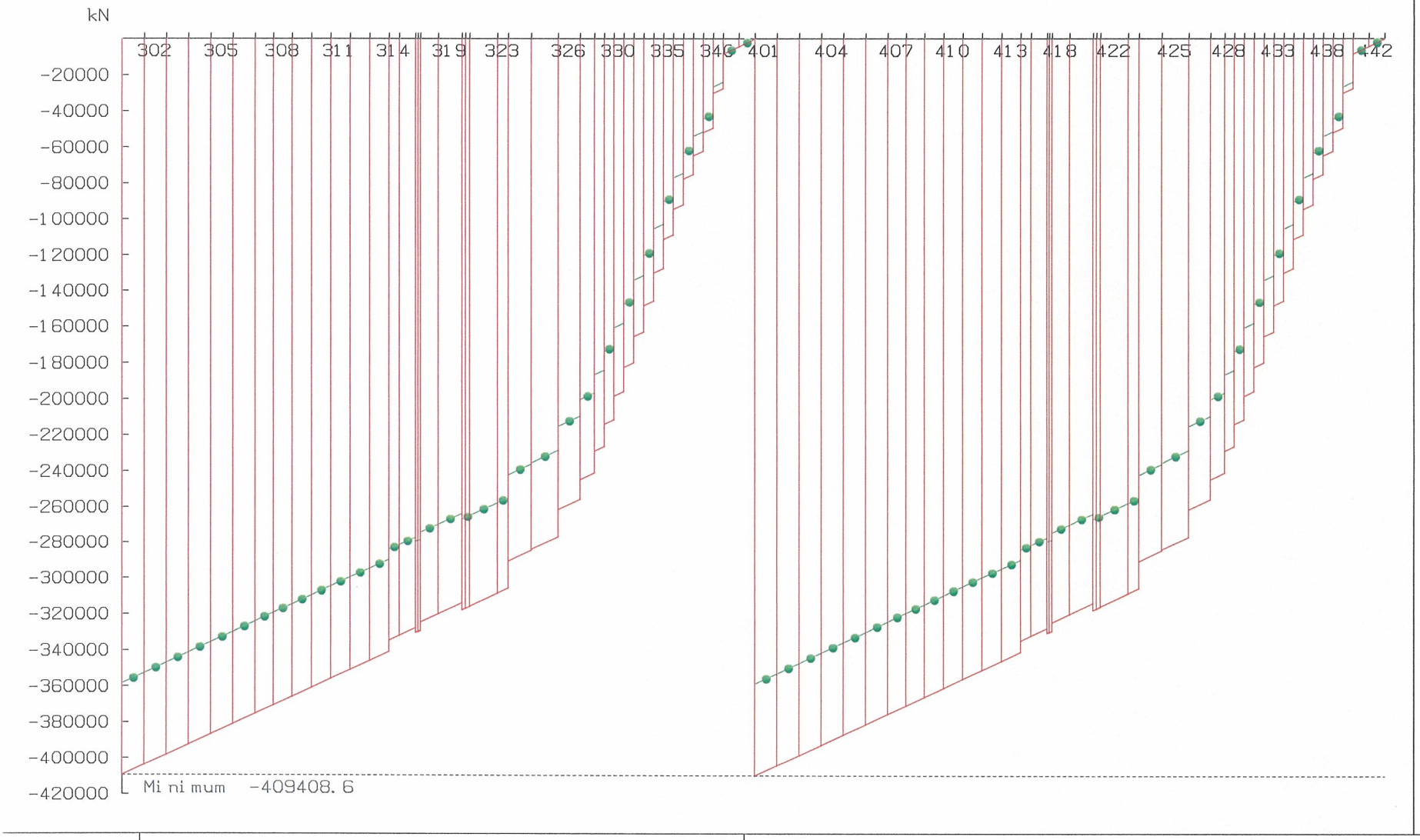
Dgm-PP÷FINAL÷FERRO-d

1 cm Plot = 0.0283 m

0 0.0283 0.0566 0.0849 0.1132 0.1415

27/07/2010
11:32

LM Bridge V8i (SELECT series 1)
08.09.73.03



Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON

Project:

: PP÷FINAL÷FERRO

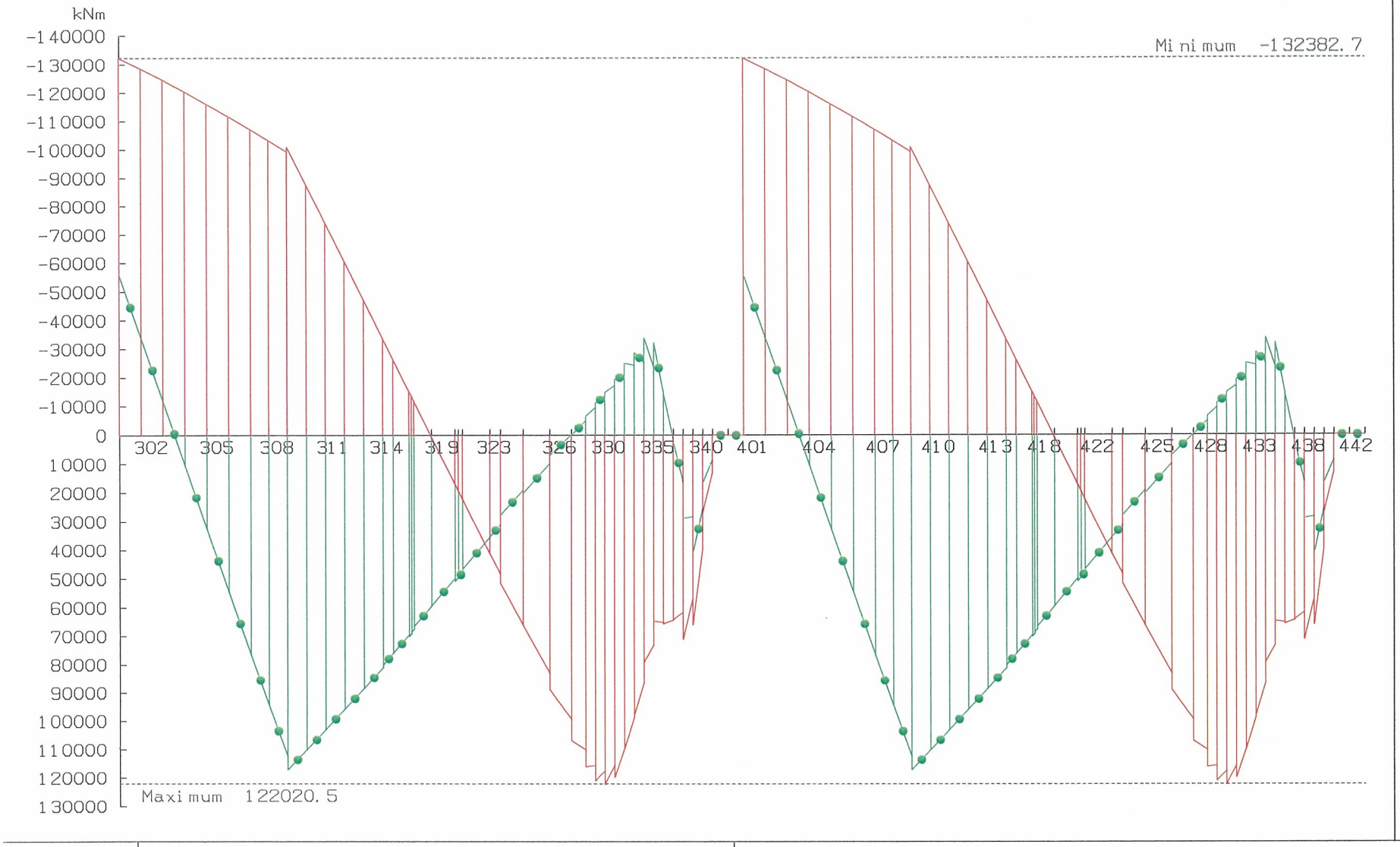
Dgm-PP÷FINAL÷FERRO-f

1 cm Plot = 32428.4 kN

0 32428.4 64856.8 97285.2 129713.6 162142.0

27/07/2010
11:32

LM Bridge V8i (SELECT series 1)
08.09.73.03



Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON

Project:

: PP÷FINAL÷FERRO

Dgm-PP÷FINAL÷FERRO-m

1 cm Plot = 20150.8 kNm

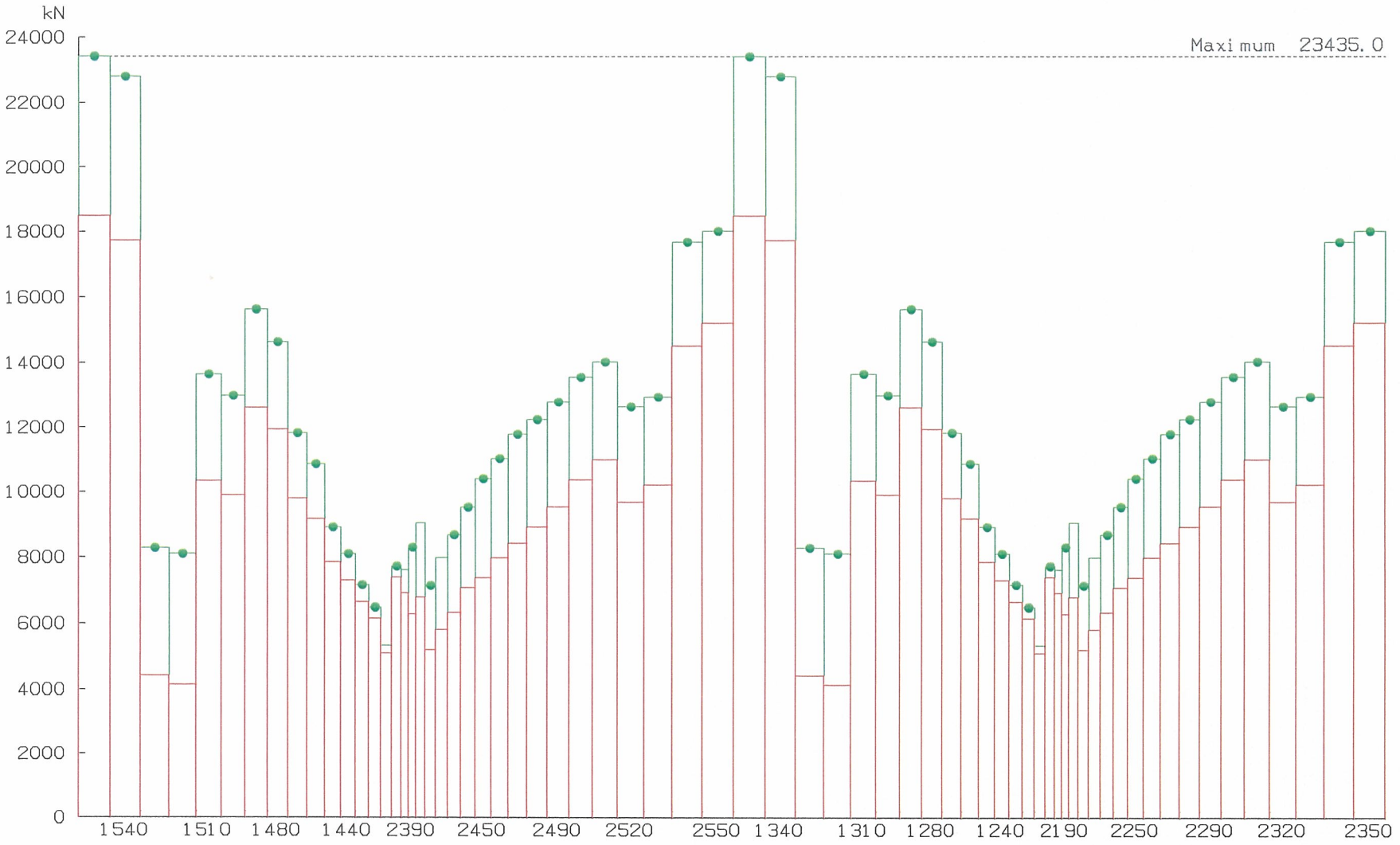
0 20150.8 40301.5 60452.3 80603.0 100753.8

27/07/2010
11:32

IM Bridge V8i (SELECT series 1)
08.09.73.03

ANEXO A2.3

Torre em V invertido : Cálculo de 1ª Ordem



LC-Final
LC: Nx
total: local: normal
(4150 , 18490)

LC-Ferro
LC: Nx
total: local: normal
(5341 , 23435)

Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON

Project:

: CABLE

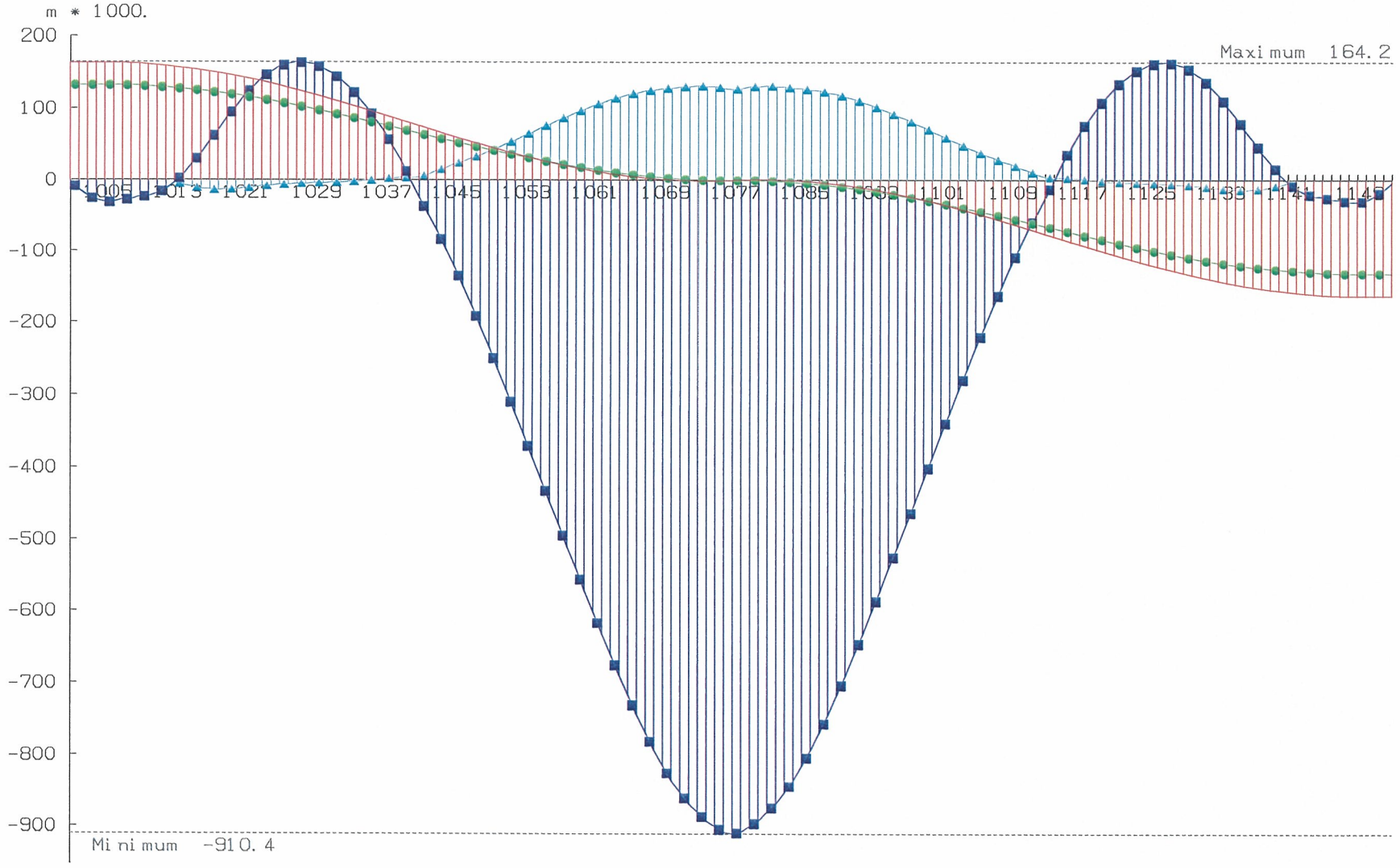
Dgm-CABLE

1 cm Plot = 1856.2 kN

0 1856.2 3712.5 5568.7 7424.9 9281.2

27/07/2010
10: 37

M Bridge V8i (SELECT series 1)
08.09.73.03



Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON

Project:

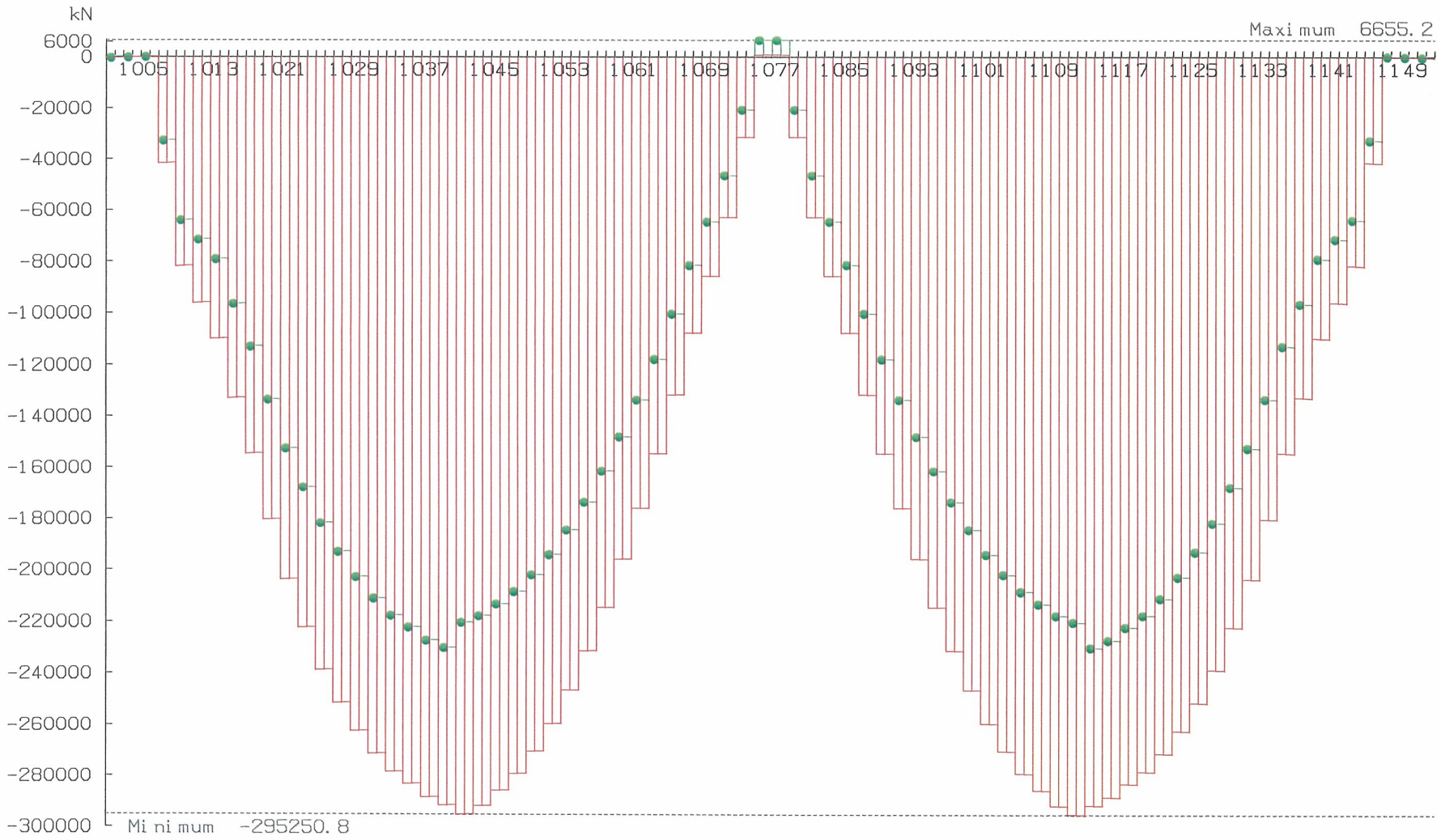
: LcFinal÷vsLcferr

Dgm-LcFinal÷vsLcferr-d

1 cm Plot = 0.0851 m

0 0.0851 0.1702 0.2554 0.3405 0.4256

27/07/2010
10:48



LC-Ferro
LC: Nx
total: local: normal
(-295251 , 974)

LC-Final
LC: Nx
total: local: normal
(-230103 , 6655)

Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON

Project:

: LcFinal÷vsLcferr

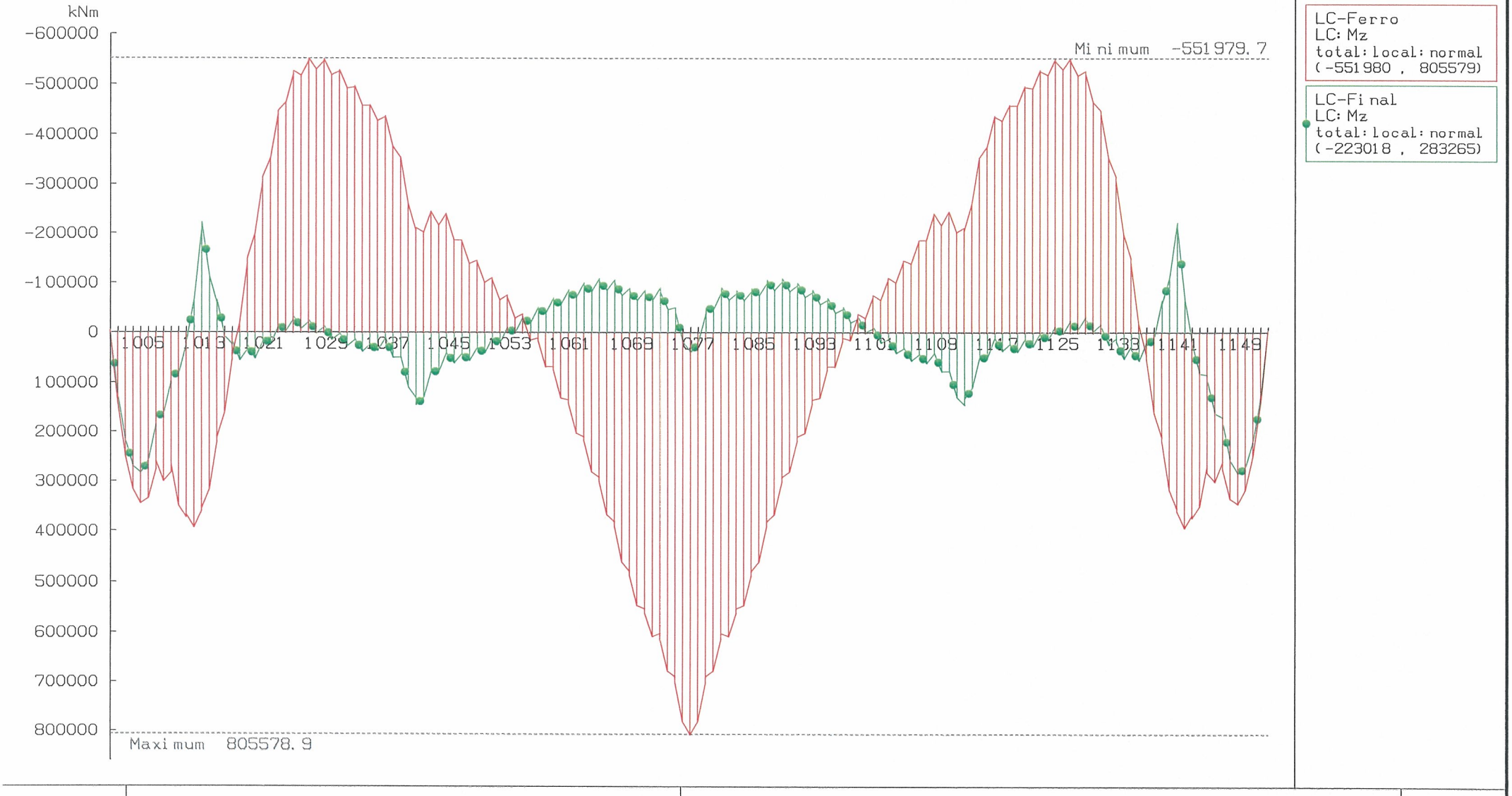
Dgm-LcFinal÷vsLcferr-f

1 cm Plot = 23913.3 kN

0 23913.3 47826.7 71740.0 95653.4 119566.7

27/07/2010
10:48

M Bridge V8i (SELECT series 1)
08.09.73.03



Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON

Project:

: LcFinal÷vsLcferr

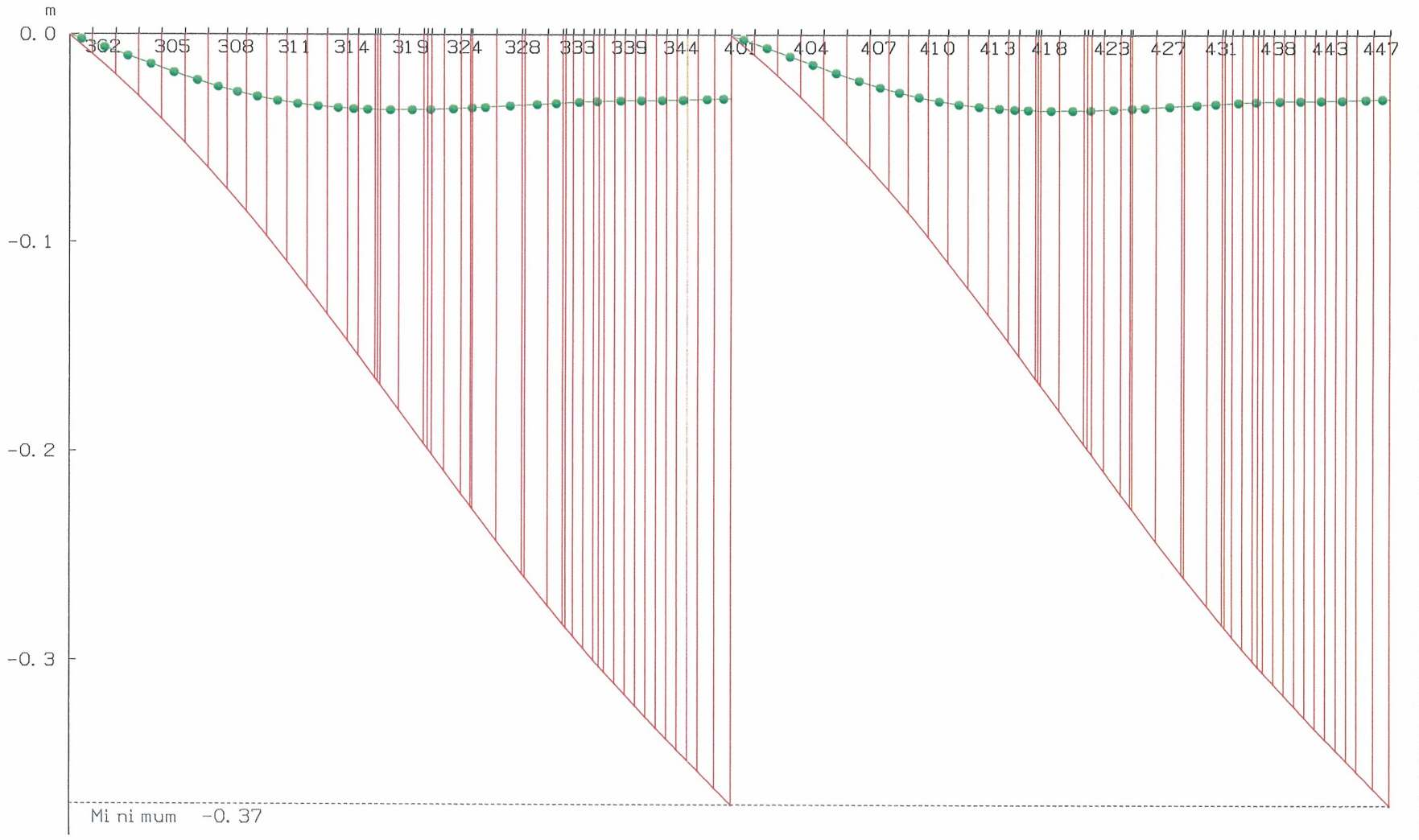
Dgm-LcFinal÷vsLcferr-m

1 cm Plot = 107529.4 kNm

0 107529.4 215058.8 322588.2 430117.6 537646.9

27/07/2010
10:48

Bridge V8i (SELECT series 1)
08.09.73.03



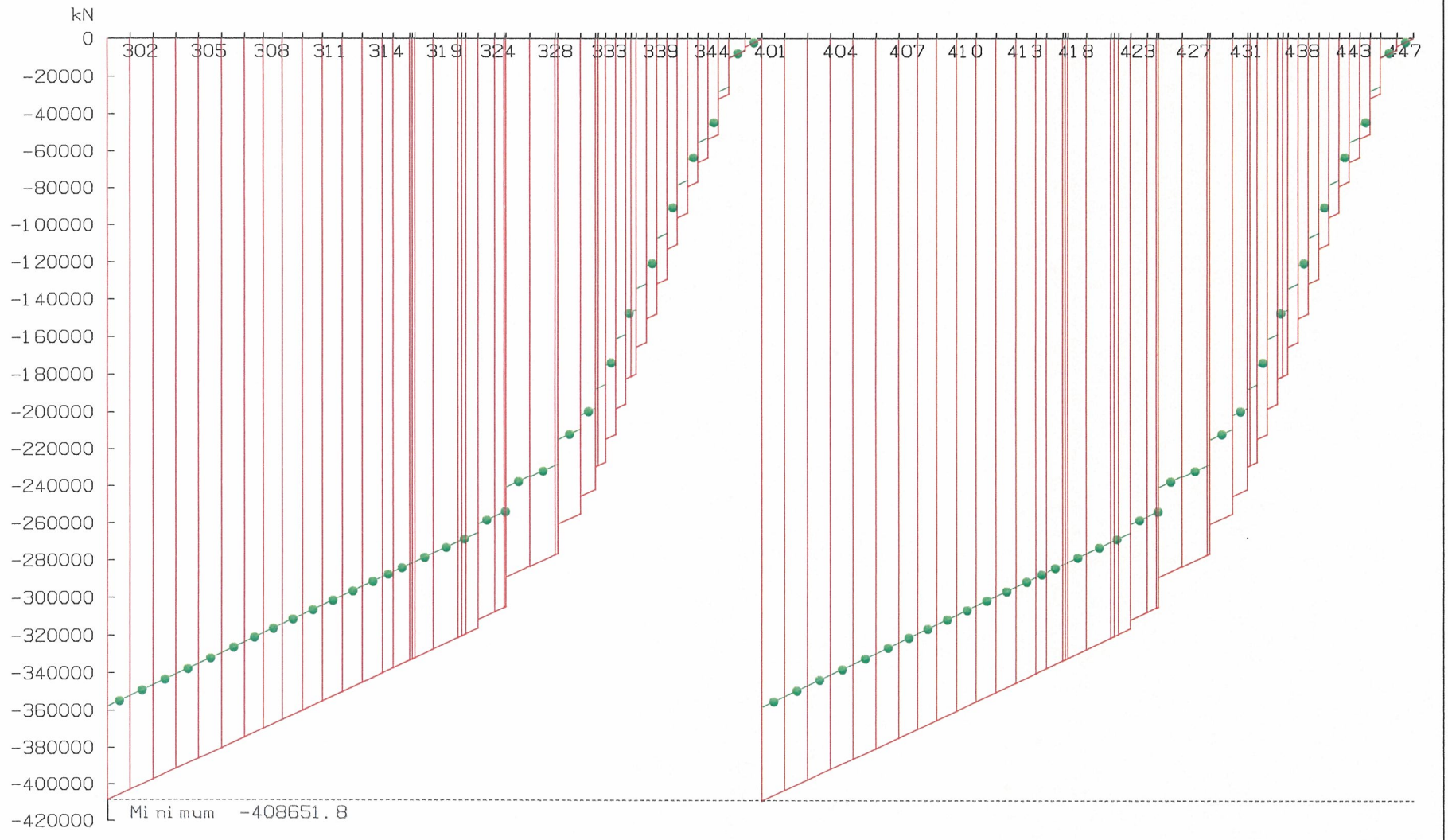
LC-Ferro
LC: Vy
total: local: normal
(-0.4 , 0.0)

LC-Final
LC: Vy
total: local: normal
(-0.036 , 0.000)

24 Bridge V8i (SELECT series 1) 08.09.73.03	Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON Project:	: PP÷FINAL÷FERRO Dgm-PP÷FINAL÷FERRO-d	27/07/2010 10:49

1 cm Plot = 0.0292 m

0 0.0292 0.0585 0.0877 0.1169 0.1461



LC-Ferro
LC: Nx
total: local: normal
(-408652 , 0)

LC-Final
LC: Nx
total: local: normal
(-357662 , 0)

Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON

Project:

: PP÷FINAL÷FERRO

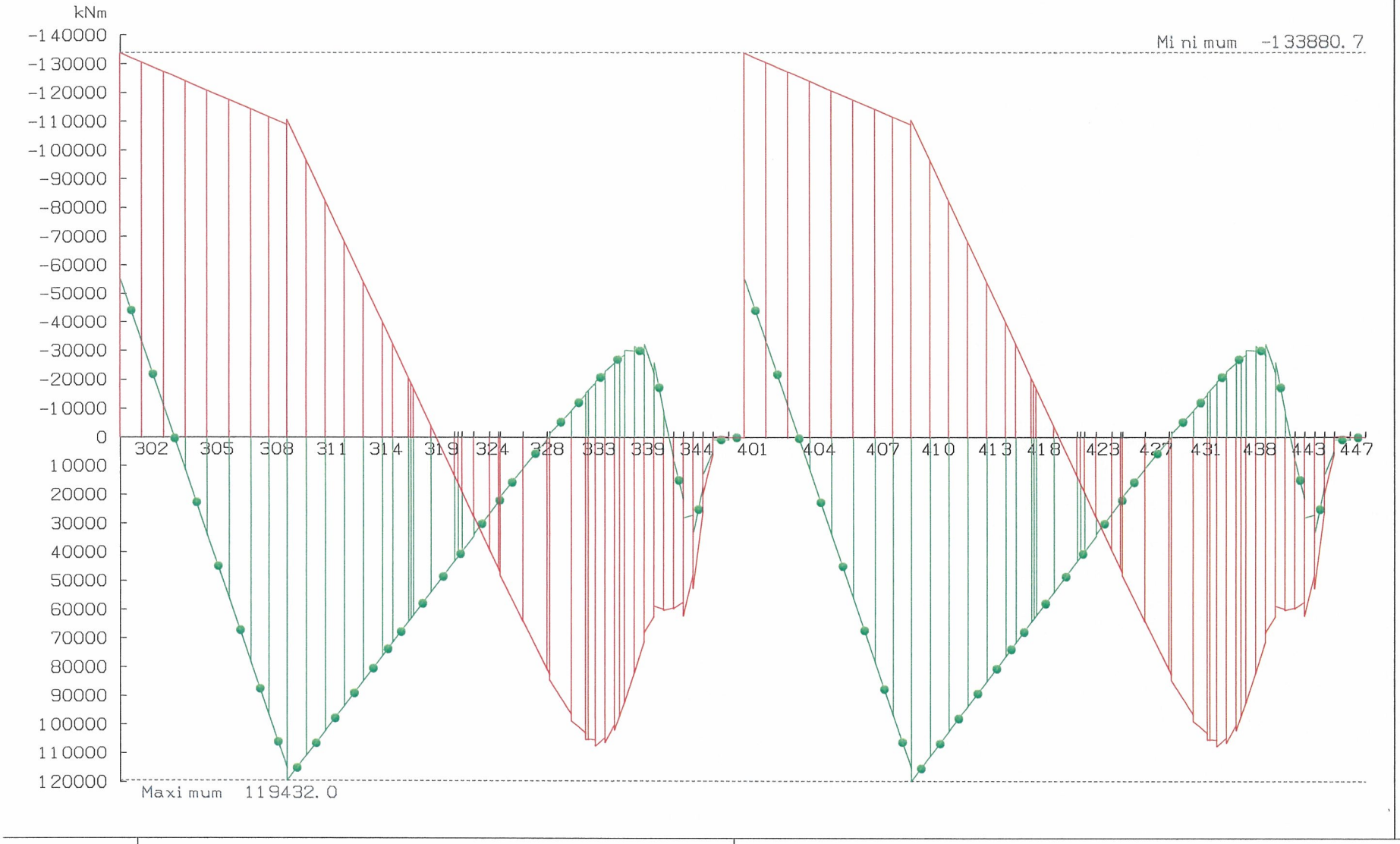
Dgm-PP÷FINAL÷FERRO-f

1 cm Plot = 32368.5 kN

0 32368.5 64736.9 97105.4 129473.8 161842.3

27/07/2010
10:50

Bridge V8i (SELECT series 1)
08.09.73.03



Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON

Project:

: PP÷FINAL÷FERRO

Dgm-PP÷FINAL÷FERRO-m

1 cm Plot = 20064.4 kNm

0 20064.4 40128.7 60193.1 80257.5 100321.8

27/07/2010
10:50

M Bridge V8i (SELECT series 1)
08.09.73.03

ANEXO A2.4

Torre em V invertido : Cálculo de 2ª Ordem

LC-Final
LC: Nx
total: local: normal
(4158 , 18494)

LC-Ferro
LC: Nx
total: local: normal
(5279 , 23498)

Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON

Project:

: CABLE

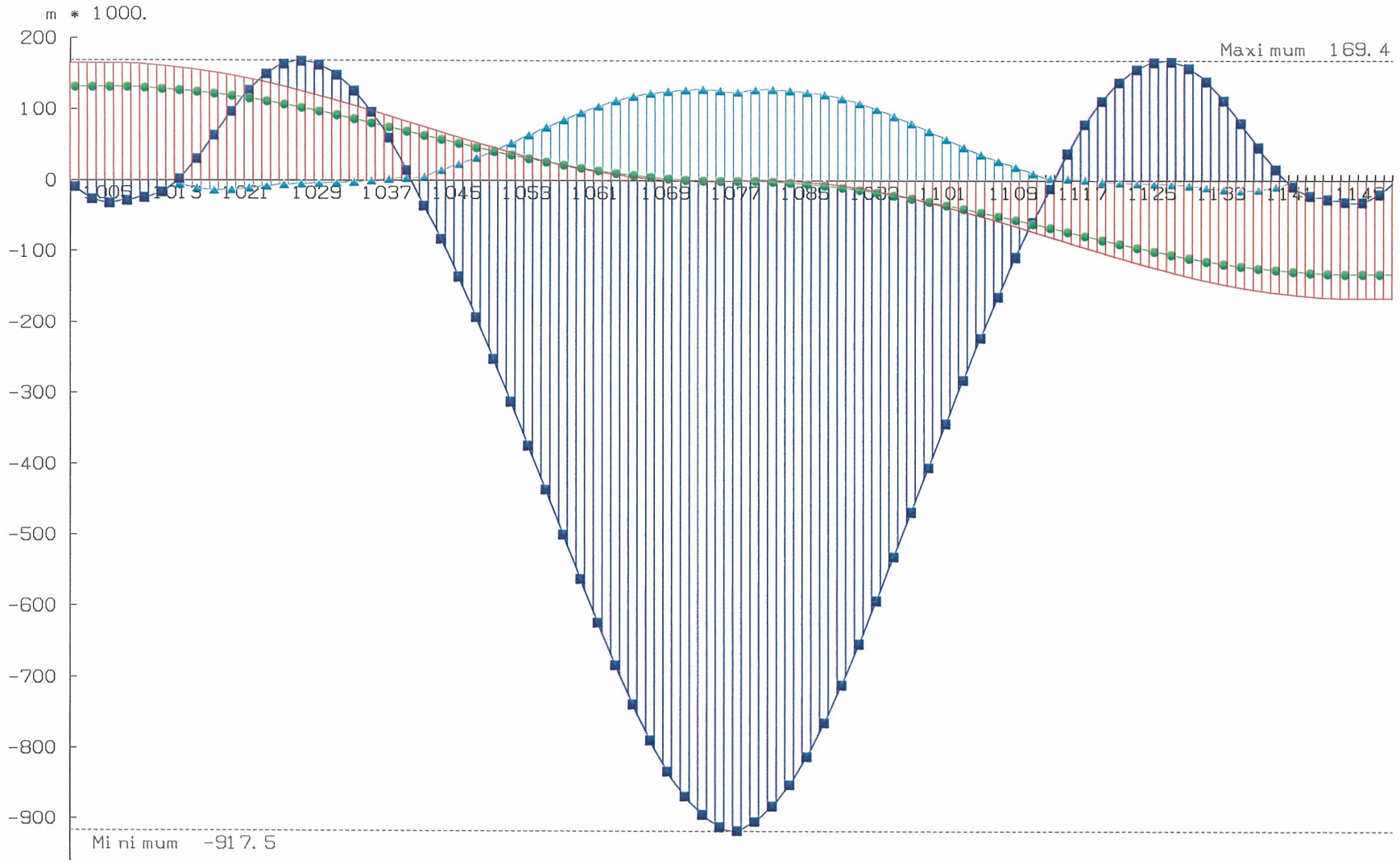
Dgm-CABLE

1 cm Plot = 1861.2 kN

0 1861.2 3722.4 5583.7 7444.9 9306.1

27/07/2010
10:56

M Bridge V8i (SELECT series 1)
08.09.73.03



LC-Ferro
LC: Vx
total: local: normal
(-165 , 165)

LC-Final
LC: Vx
total: local: normal
(-132 , 132)

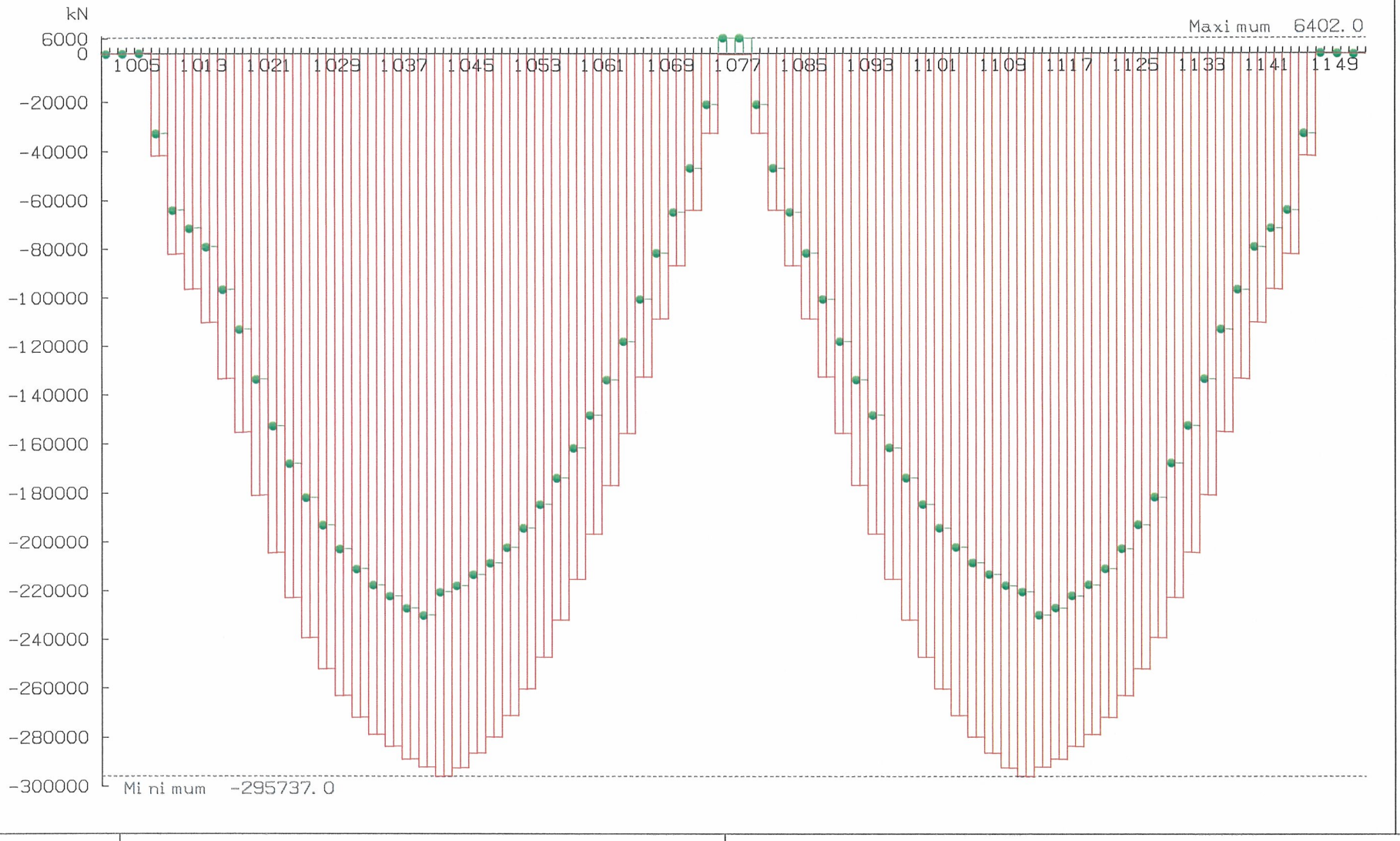
LC-Ferro
LC: Vy
total: local: normal
(-917 , 169)

LC-Final
LC: Vy
total: local: normal
(-30 , 130)

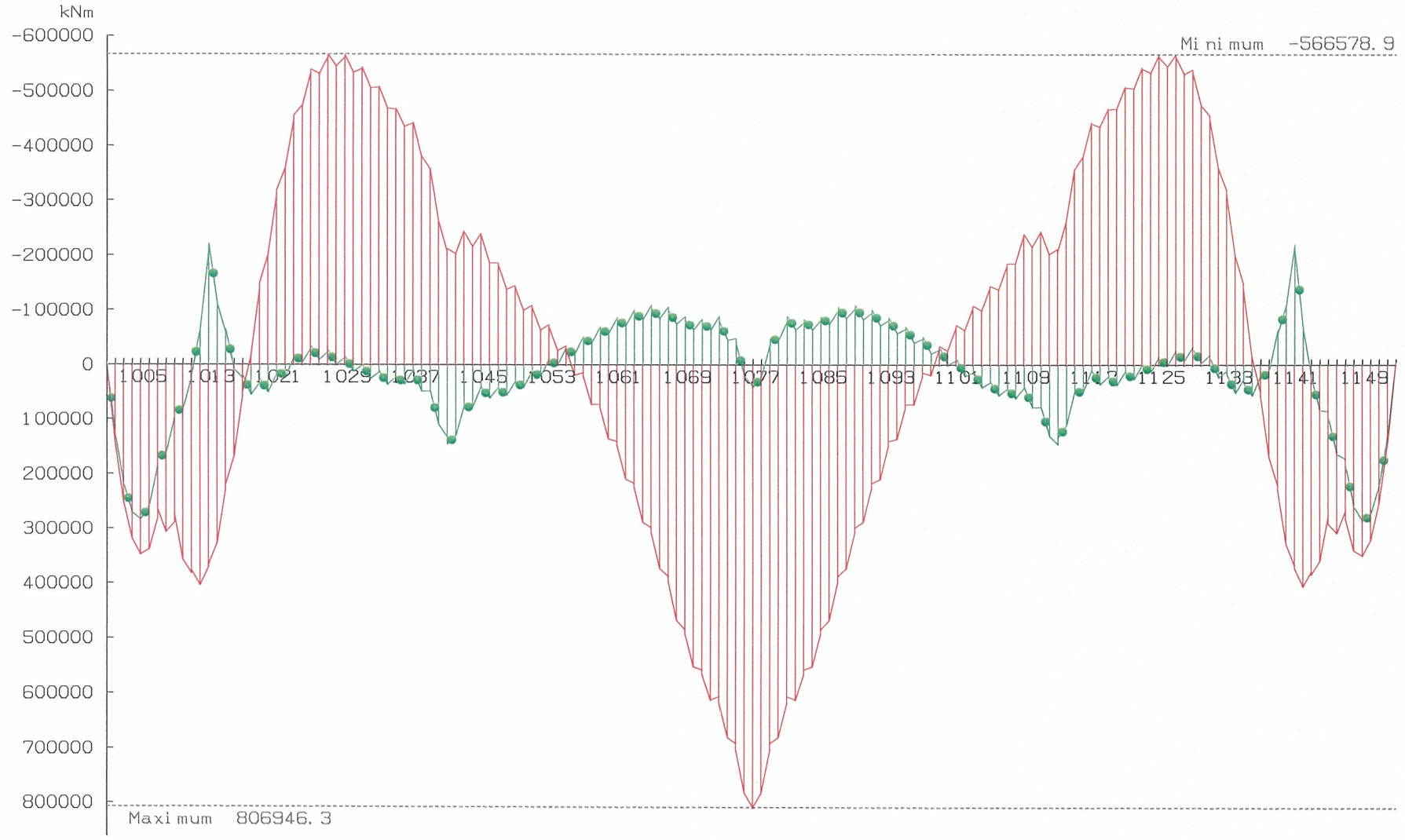
1 Bridge V8i (SELECT series 1) 08.09.73.03	Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON Project:	: LcFinal÷vsLcferr Dgm-LcFinal÷vsLcferr-d	27/07/2010 10:57

1 cm Plot = 0.0861 m

0 0.0861 0.1722 0.2583 0.3443 0.4304



LM Bridge V8i (SELECT series 1) 08.09.73.03	Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON Project:	: LcFinal÷vsLcferr Dgm-LcFinal÷vsLcferr-f 1 cm Plot = 23931.8 kN 0 23931.8 47863.6 71795.4 95727.2 119659.0	27/07/2010 10:57



LC-Ferro
LC: Mz
total: local: normal
(-566579 , 806946)

LC-Final
LC: Mz
total: local: normal
(-222158 , 283764)

Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON

Project:

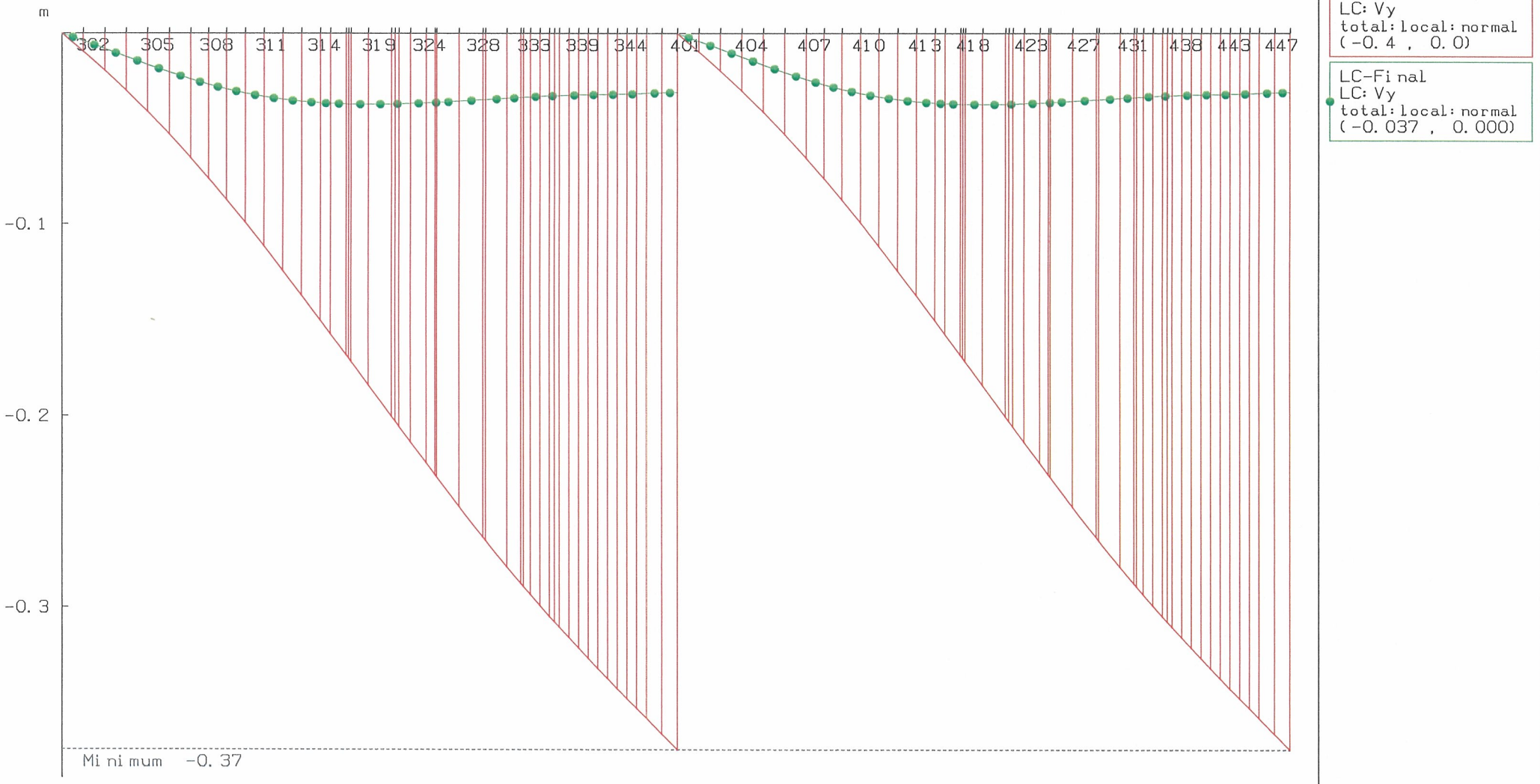
: LcFinal÷vsLcferr

Dgm-LcFinal÷vsLcferr-m

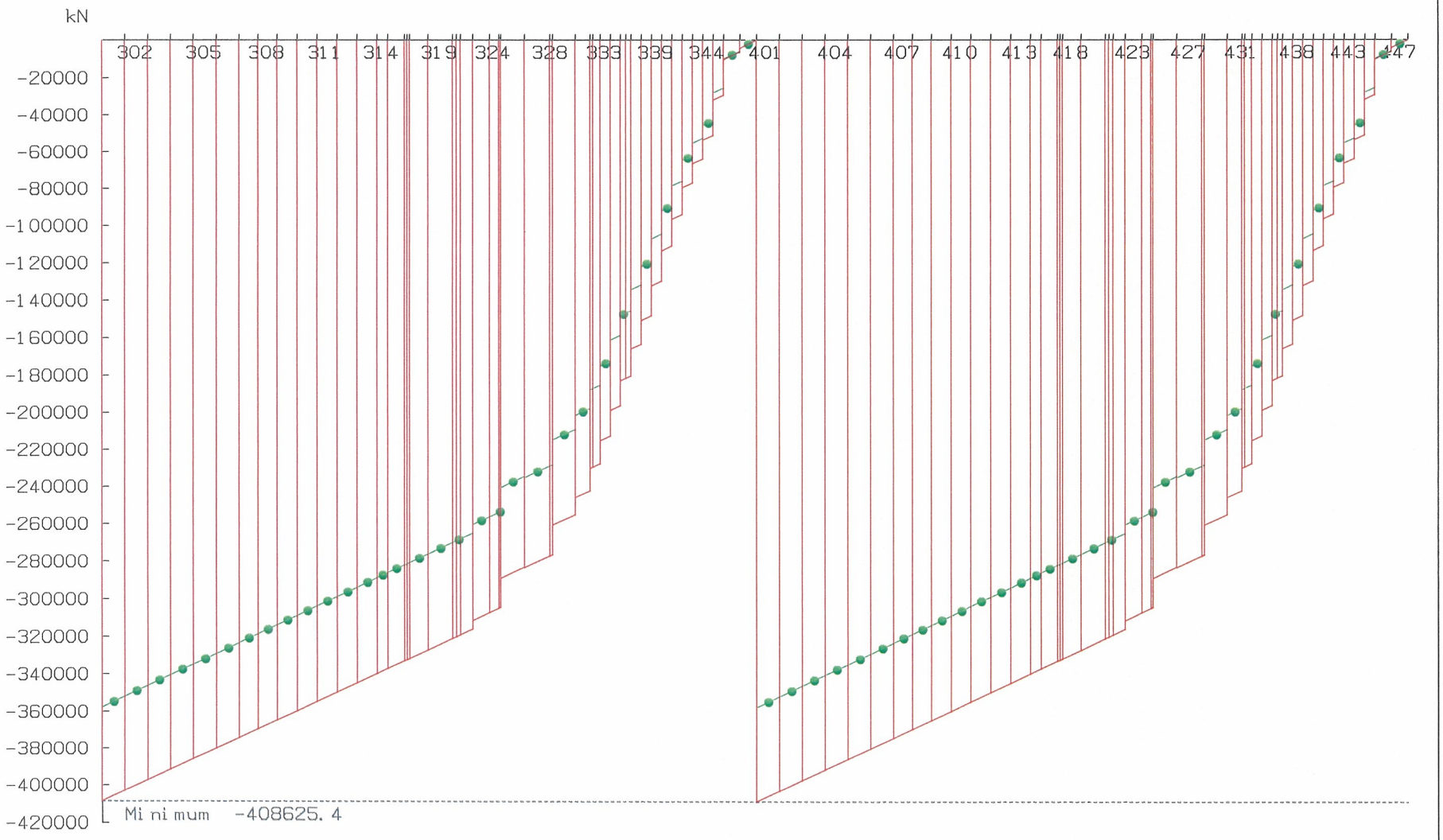
1 cm Plot = 108794.1 kNm

0 108794.1 217588.2 326382.2 435176.3 543970.4

27/07/2010
10:57



Bridge V8i (SELECT series 1) 08.09.73.03	Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON Project:	: PP÷FINAL÷FERRO Dgm-PP÷FINAL÷FERRO-d 1 cm Plot = 0.0297 m 0 0.0297 0.0593 0.0890 0.1187 0.1484	27/07/2010 10:58



Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON

Project:

: PP÷FINAL÷FERRO

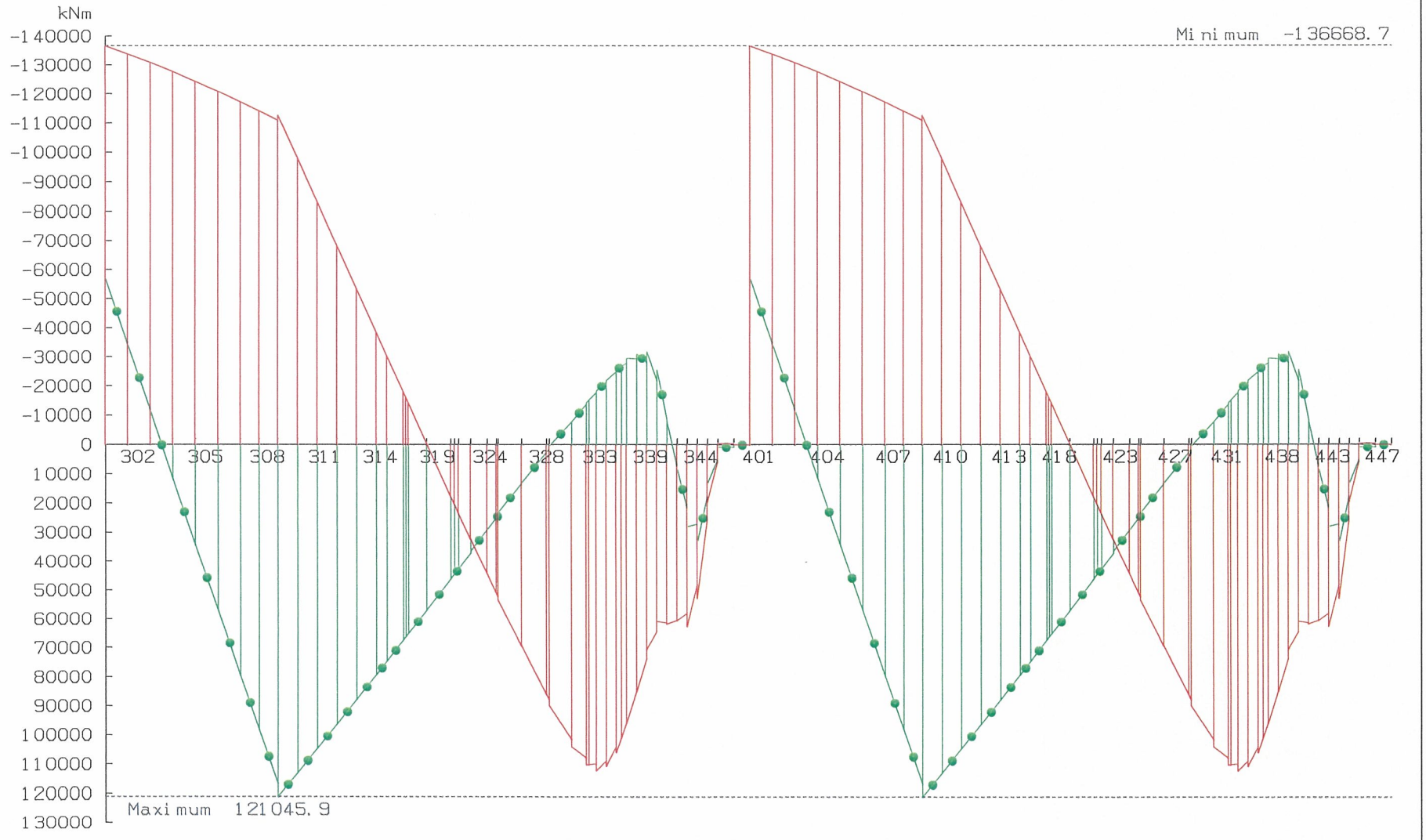
Dgm-PP÷FINAL÷FERRO-f

1 cm Plot = 32366.4 kN

0 32366.4 64732.7 97099.1 129465.5 161831.8

27/07/2010
10:58

LM Bridge V8i (SELECT series 1)
08.08.73.03



LC-Ferro
LC: Mz
total: local: normal
(-136669 , 112124)

LC-Final
LC: Mz
total: local: normal
(-56977 , 121046)

Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON

Project:

: PP÷FINAL÷FERRO

Dgm-PP÷FINAL÷FERRO-m

1 cm Plot = 20413.0 kNm

0 20413.0 40826.1 61239.1 81652.2 102065.2

27/07/2010
10:58

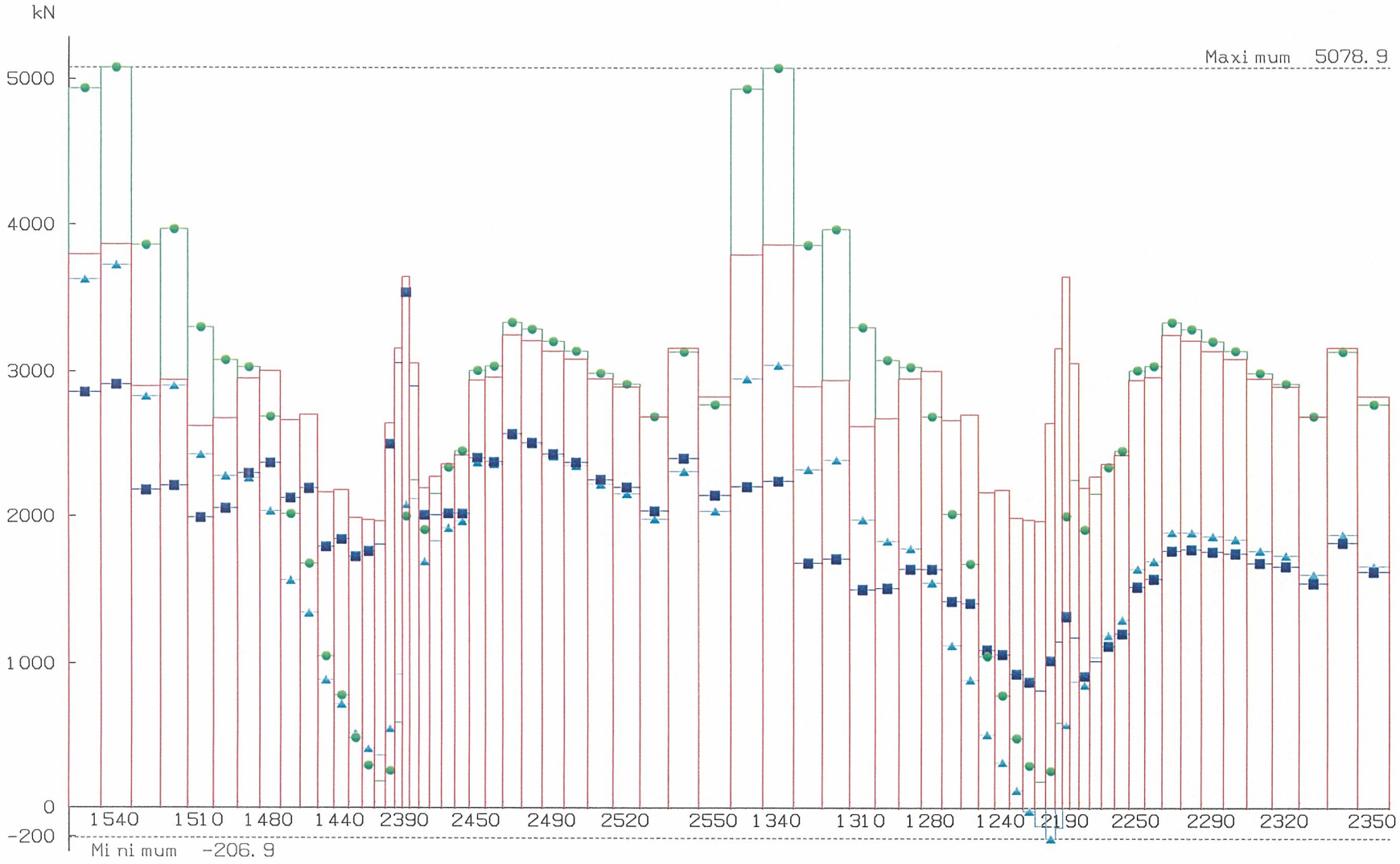
(Bridge V8i (SELECT series 1)
08.09.73.03

ANEXO A3

Comparação dos Esforços e Deslocamentos sob Cargas Estáticas

ANEXO A3.1

Torre em H:
LC 201
LC 202
LC 203
LC 204



LC201
LC: Nx
total: local: normal
(1968 , 3865)

LC202
LC: Nx
total: local: normal
(188 , 5079)

LC203
LC: Nx
total: local: normal
(817 , 3541)

LC204
LC: Nx
total: local: normal
(-207 , 3726)

Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON

Project:

: Cable÷2V÷vs÷4V

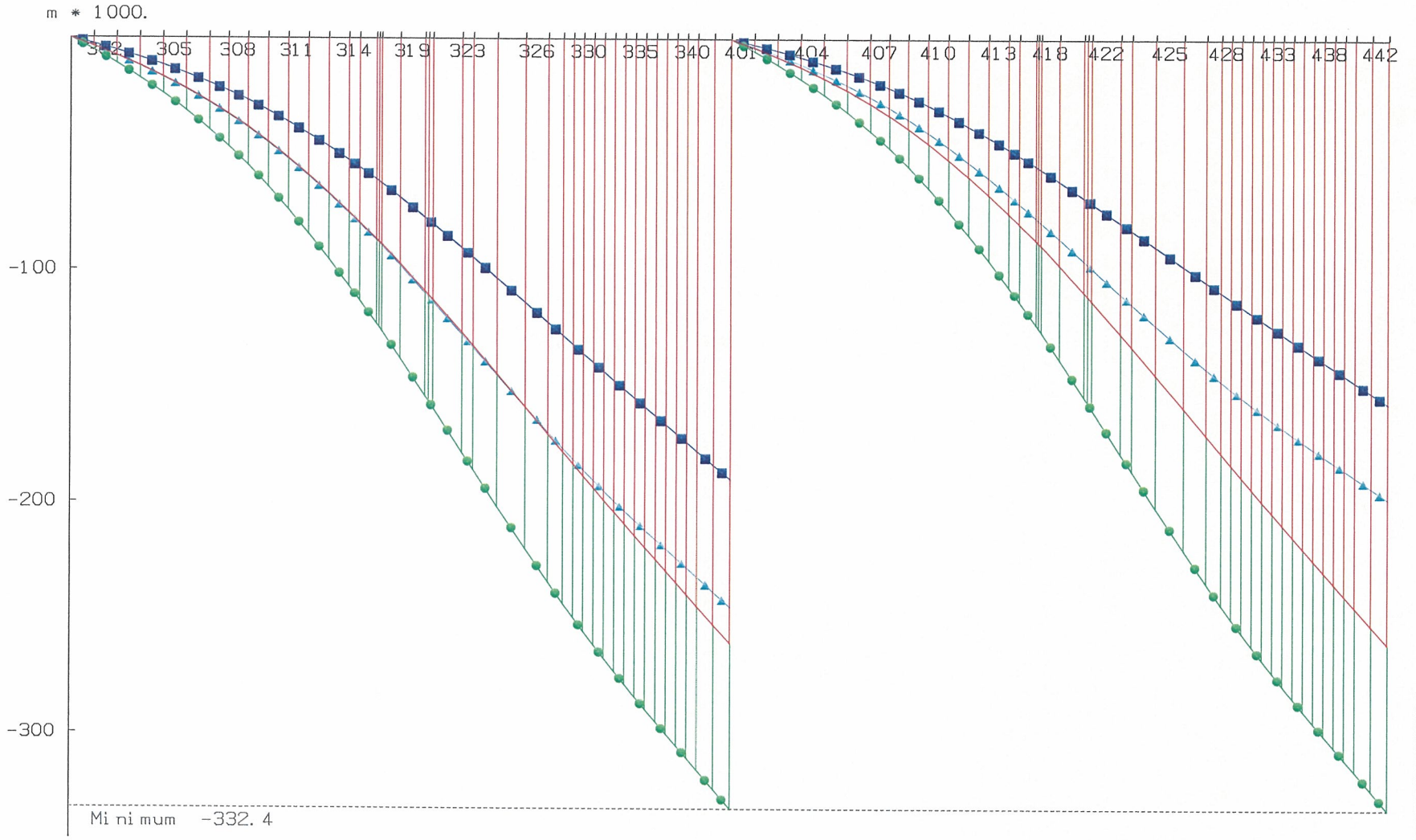
Dgm-Cable÷2V÷vs÷4V

1 cm Plot = 418.7 kN

0 418.7 837.4 1256.0 1674.7 2093.4

13/07/2010
16:37

Bridge V8i (SELECT series 1)
08.09.73.03



LC201
LC: Vy
total: local: normal
(-261 , 0)

LC202
LC: Vy
total: local: normal
(-332 , 0)

LC203
LC: Vy
total: local: normal
(-190 , 0)

LC204
LC: Vy
total: local: normal
(-245 , 0)

Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON

Project:

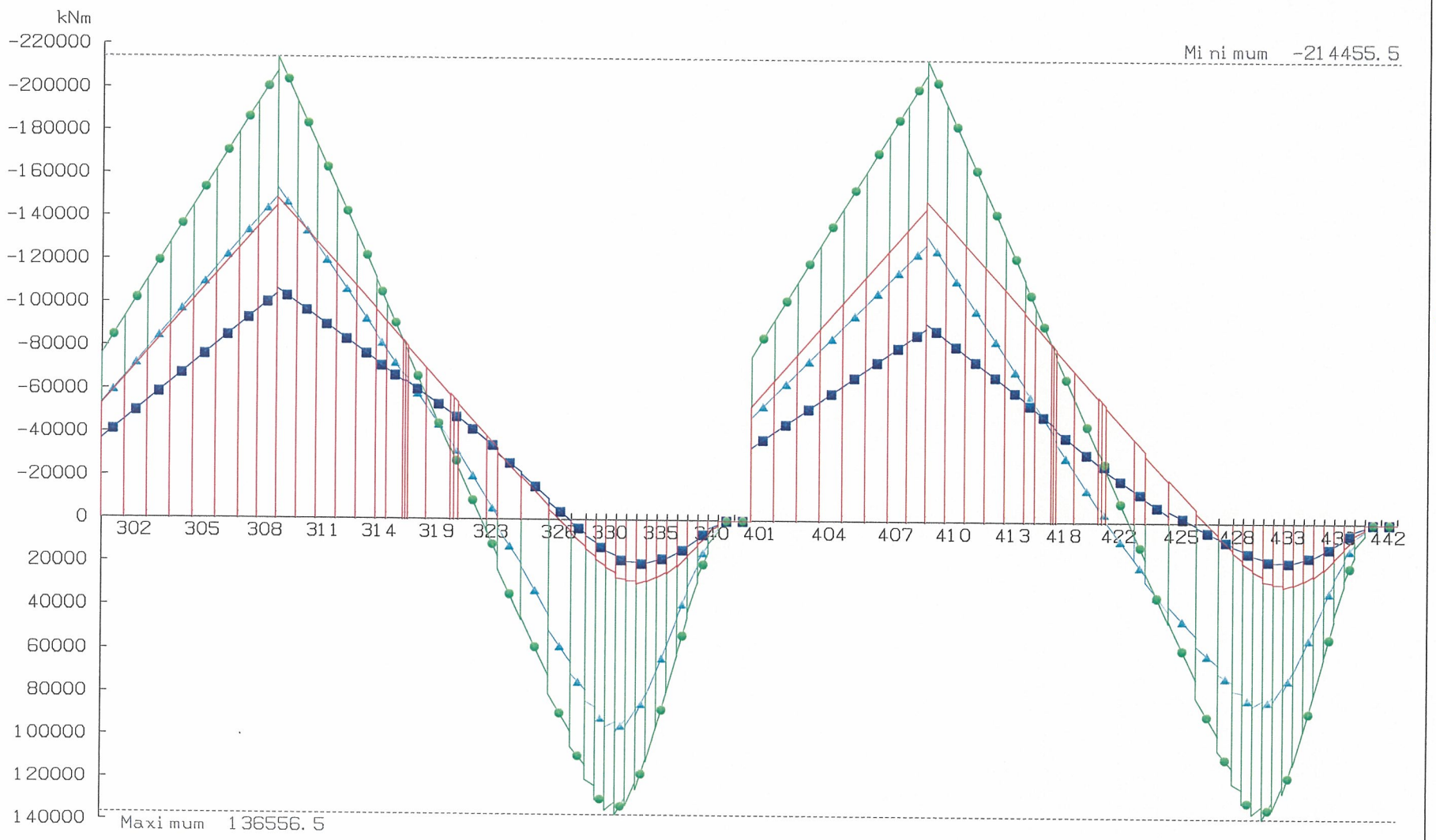
: PP2÷2V÷vs÷4V

Dgm-PP2÷2V÷vs÷4V-d

1 cm Plot = 0.0263 m

0 0.0263 0.0527 0.0790 0.1053 0.1316

13/07/2010
16:38



Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON

Project:

: PP2÷2V÷vs÷4V

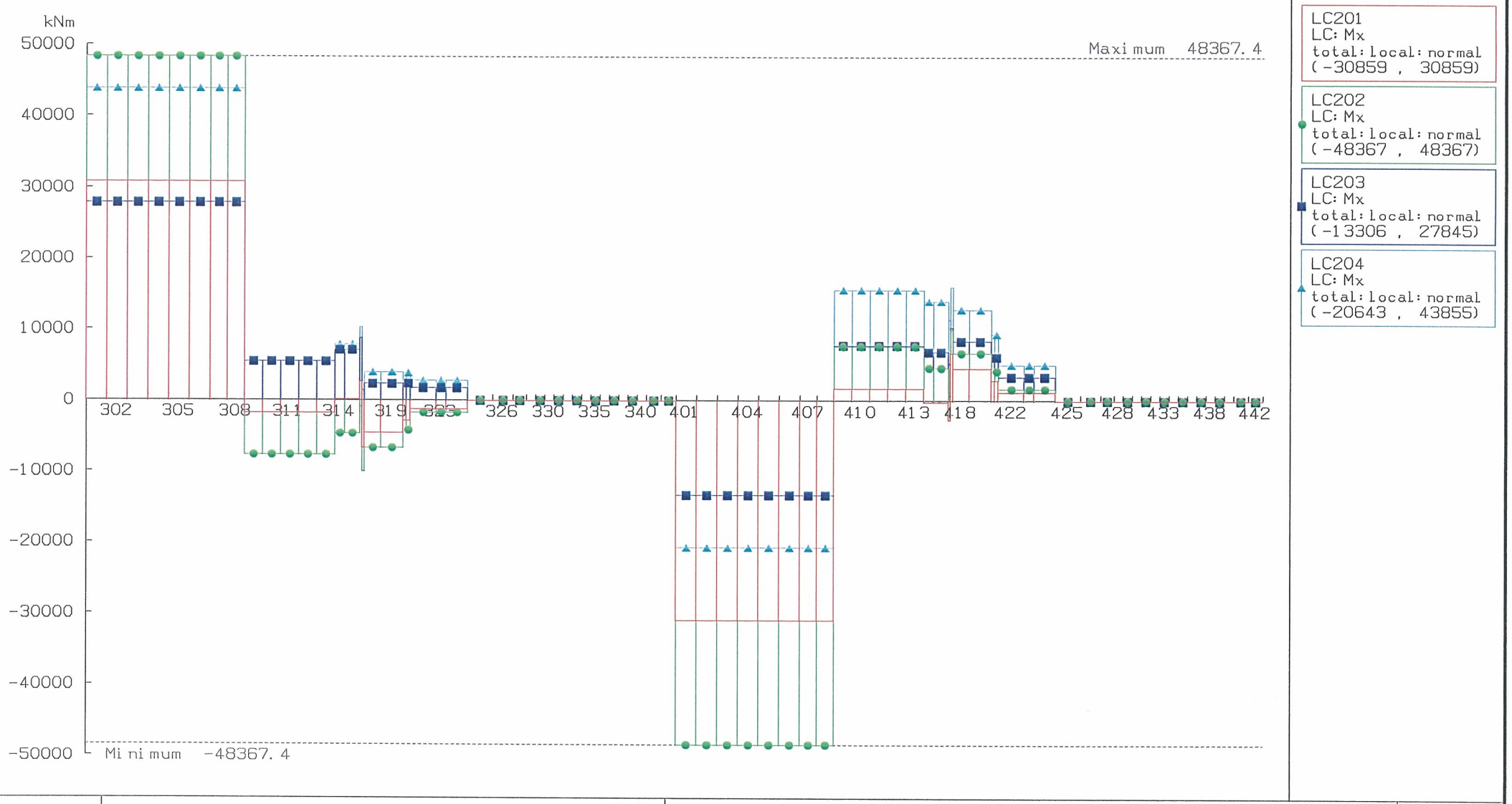
Dgm-PP2÷2V÷vs÷4V-m

1 cm Plot = 27802.9 kNm

0 27802.9 55605.9 83408.8 111211.7 139014.7

13/07/2010
16:38

Bridge V8i (SELECT series 1)
08.09.73.03



Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON

Project:

: PP2÷2V÷vs÷4V

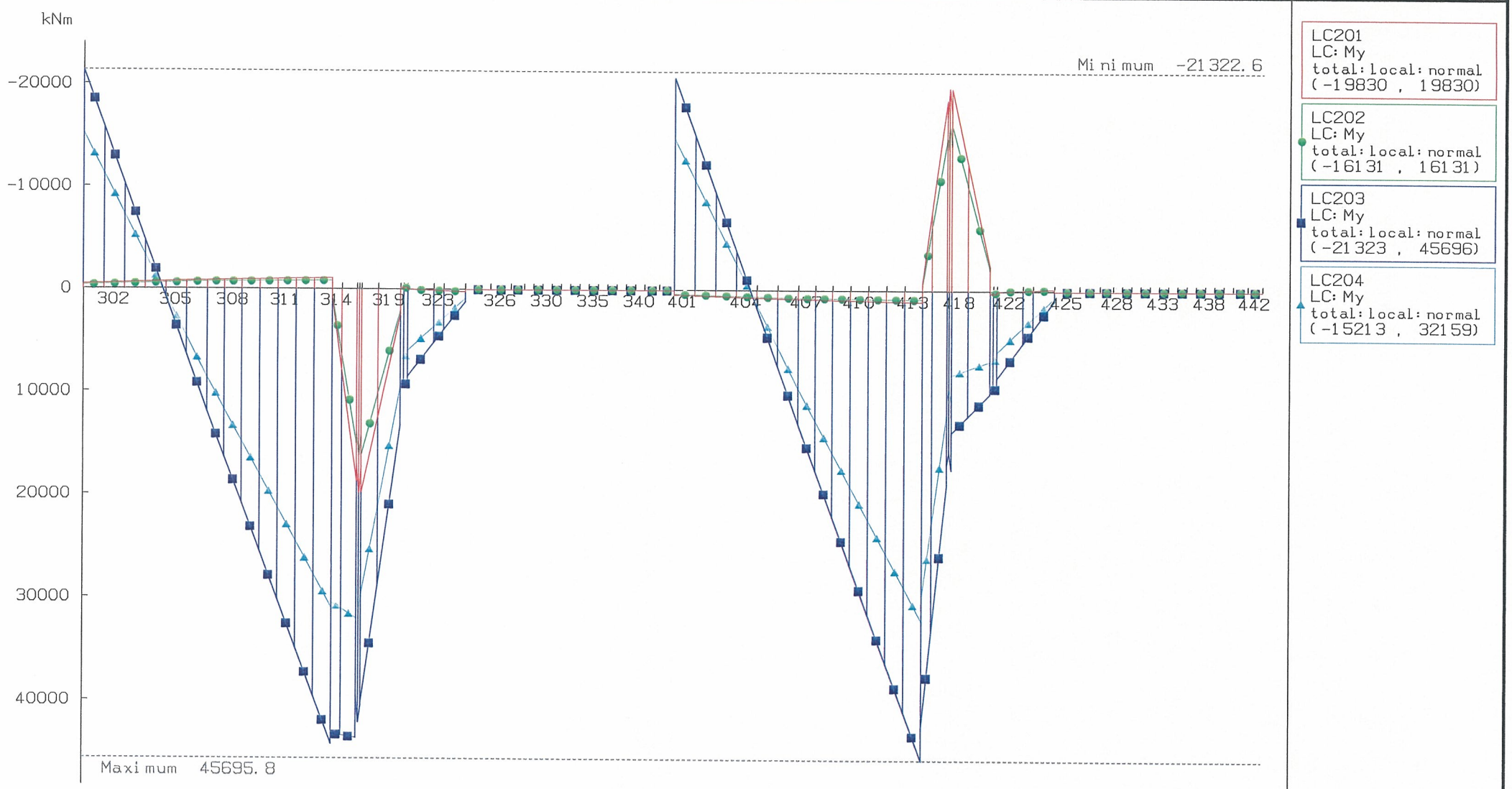
Dgm-PP2÷2V÷vs÷4V-Mx

1 cm Plot = 7662.2 kNm

0 7662.2 15324.3 22986.5 30648.7 38310.8

13/07/2010
16:38

Bridge V8i (SELECT series 1)
08.09.73.03



Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON

Project:

: PP2÷2eme÷VS

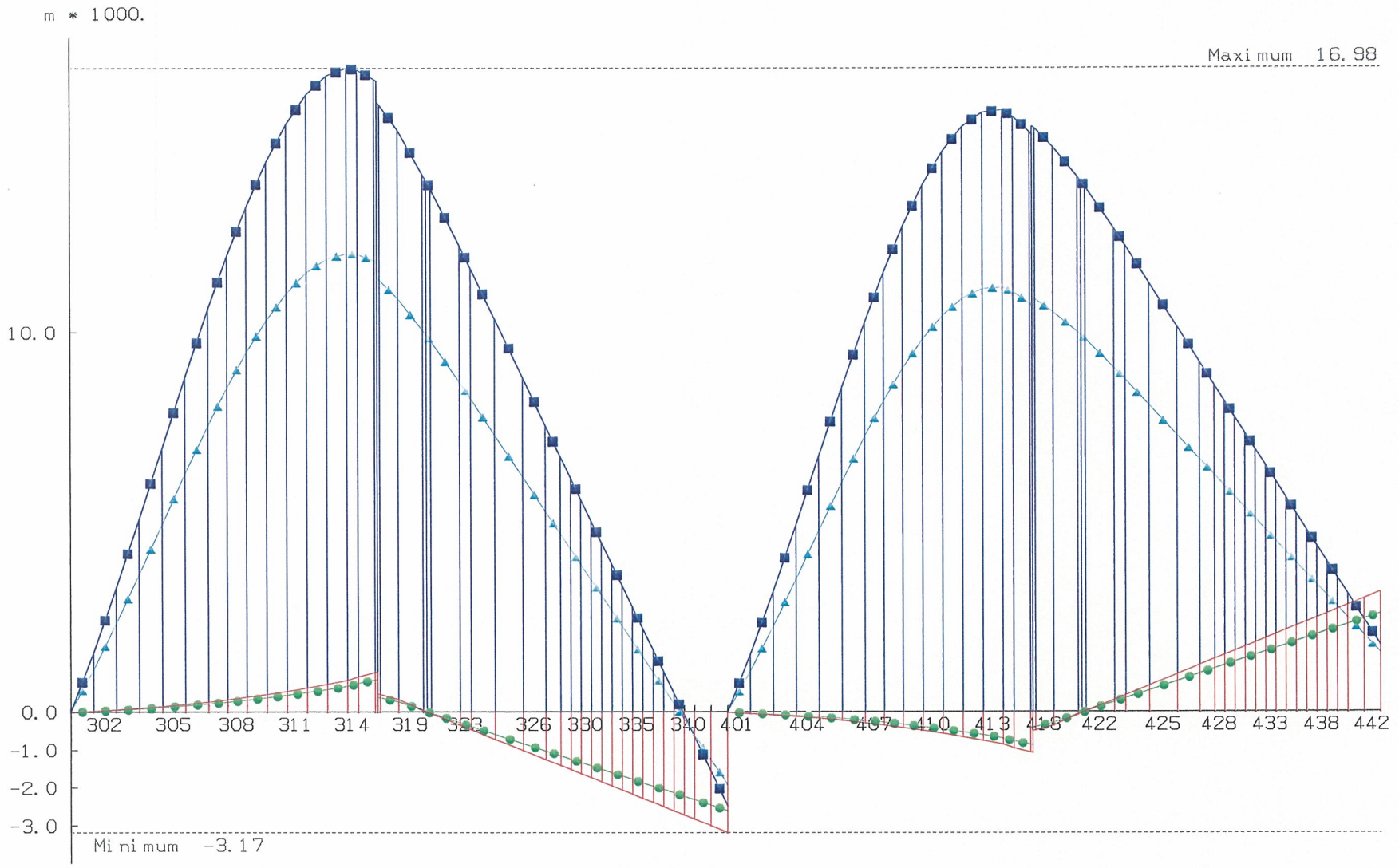
Dgm-PP2÷2eme÷VS-m

1 cm Plot = 5308.4 kNm

0 5308.4 10616.8 15925.2 21233.6 26541.9

13/07/2010
17:01

Bridge V8i (SELECT series 1)
08.09.73.03



LC201
LC: Vz
total: local: normal
(-3.2 , 3.2)

LC202
LC: Vz
total: local: normal
(-2.6 , 2.6)

LC203
LC: Vz
total: local: normal
(-2.5 , 17.0)

LC204
LC: Vz
total: local: normal
(-1.9 , 12.1)

Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON

Project:

: PP2÷2eme÷VS

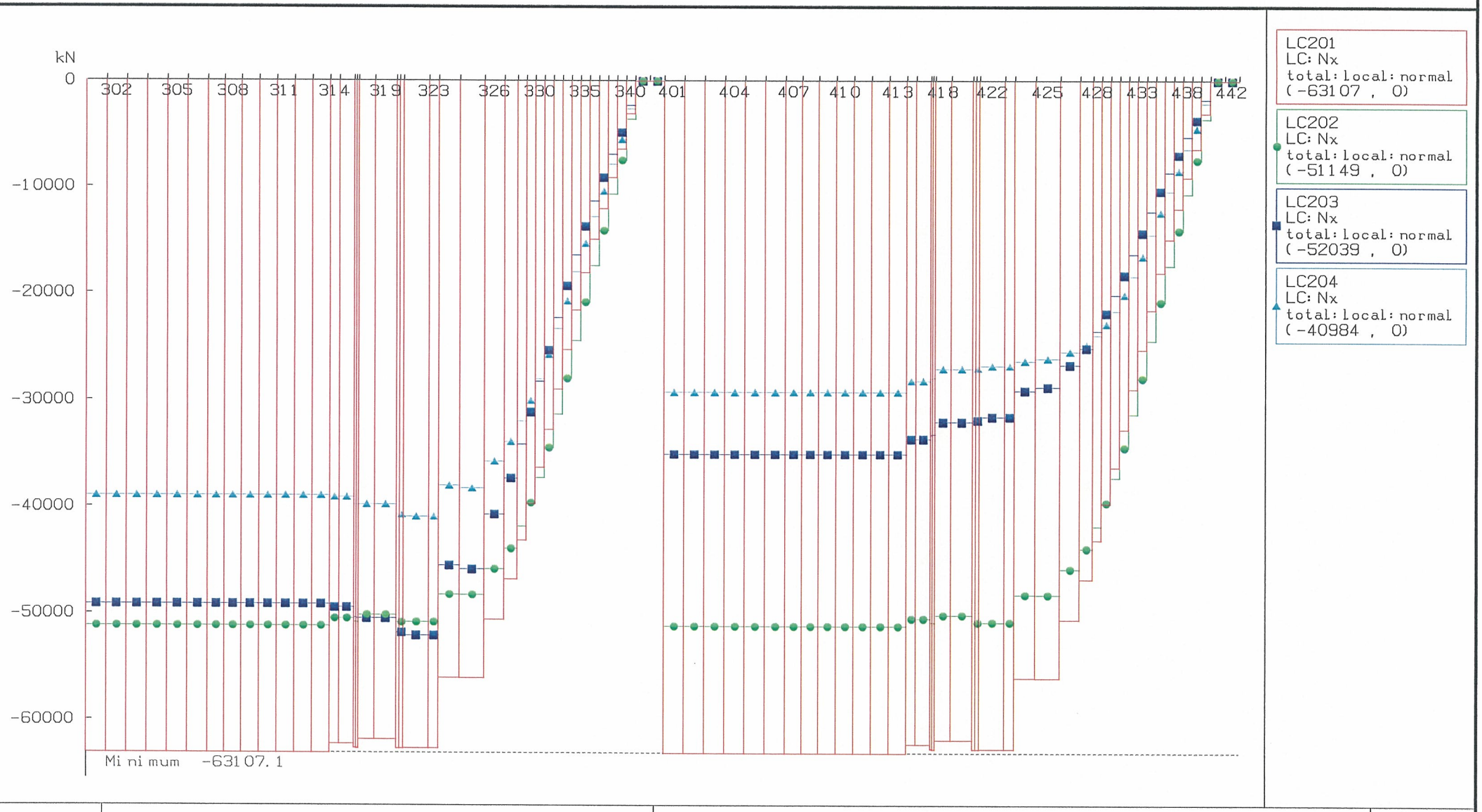
Dgm-PP2÷2eme÷VS-d

1 cm Plot = 0.00160 m

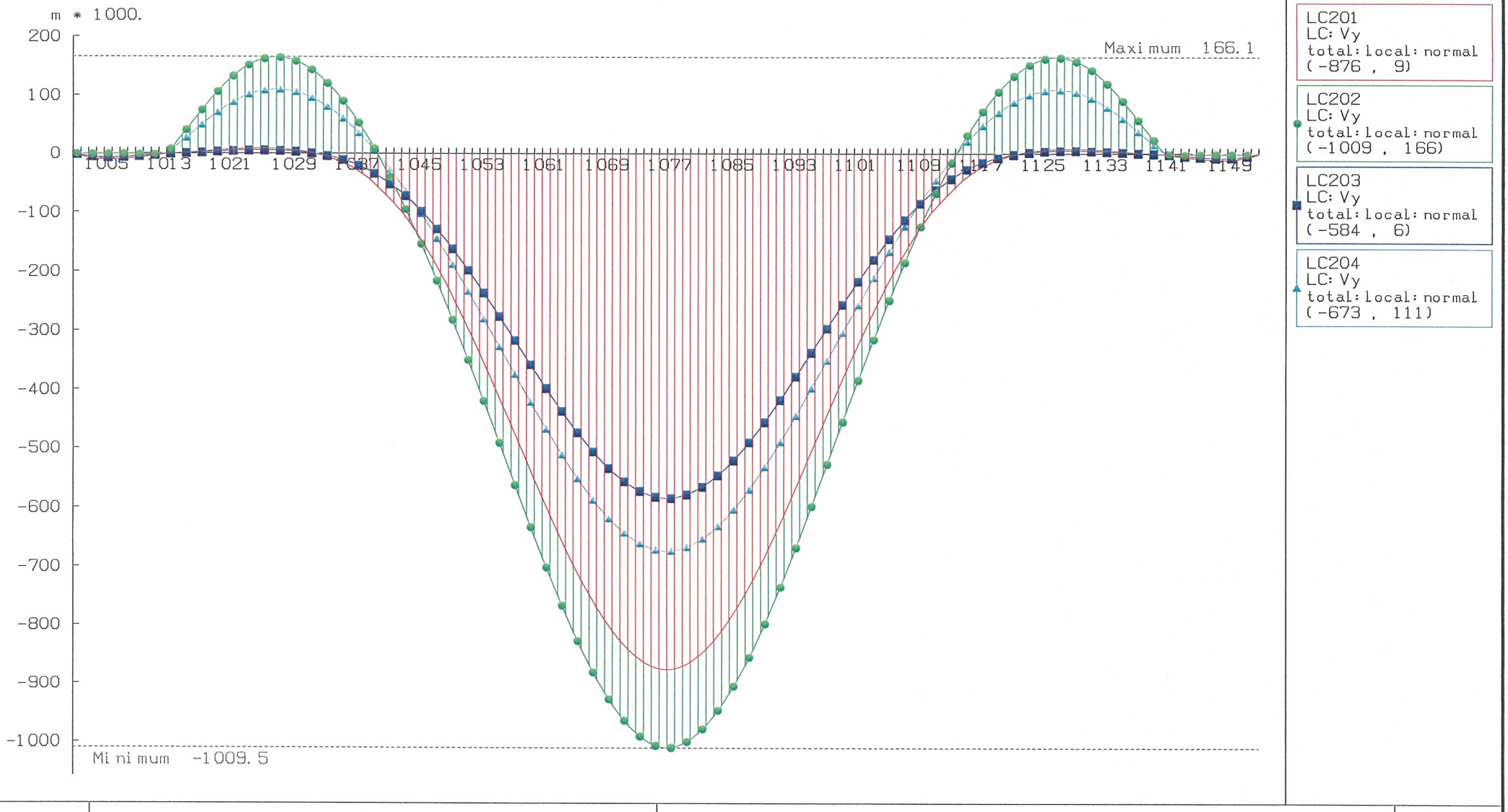
0 0.00160 0.00319 0.00479 0.00638 0.00798

13/07/2010
16:38

M Bridge V8i (SELECT series 1)
08.09.73.03



Bridge V8i (SELECT series 1) 08.09.73.03	Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON Project:	: PP2÷2V÷vs÷4V Dgm-PP2÷2V÷vs÷4V-f 1 cm Plot = 4998.6 kN 0 4998.6 9997.2 14995.7 19994.3 24992.9	13/07/2010 16:38



Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON

Project:

: Tablier÷2V÷vs÷4V

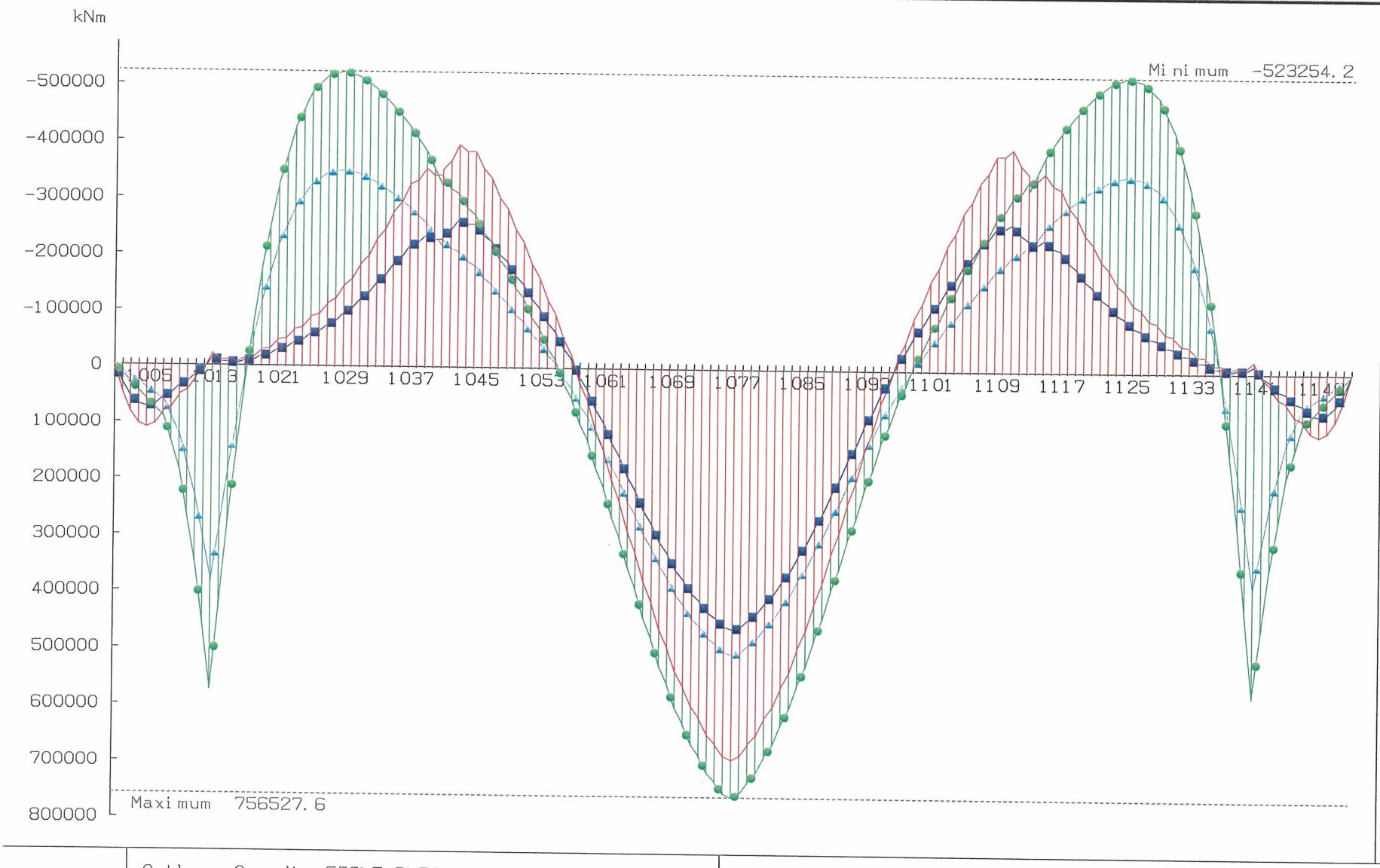
Dgm-Tablier÷2V÷vs÷4V-d

1 cm Plot = 0.0931 m

0 0.0931 0.1862 0.2793 0.3724 0.4656

13/07/2010
16:38

Bridge V8i (SELECT series 1)
08.09.73.03



Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON

Project:

: Tablier÷2V÷vs÷4V

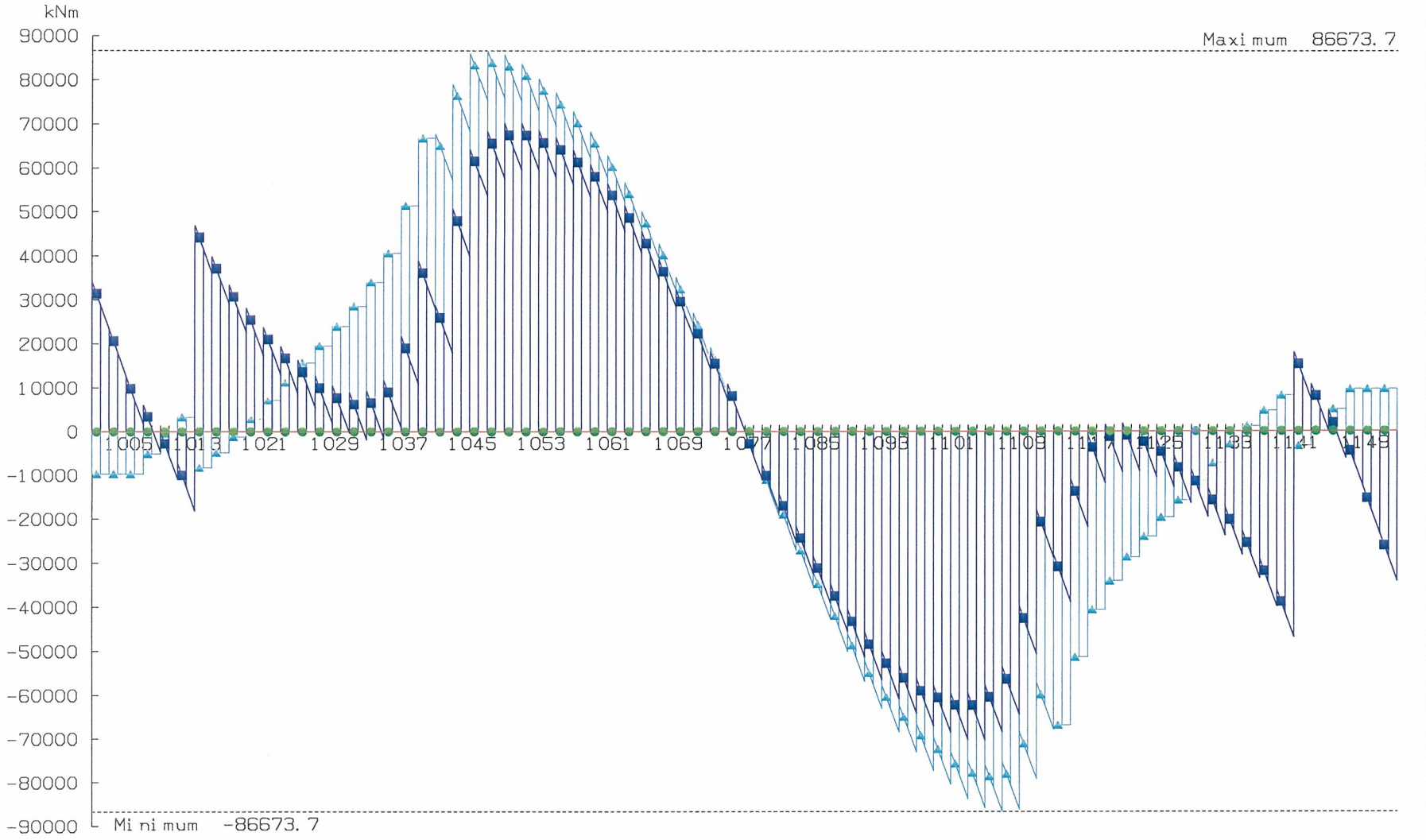
Dgm-Tablier÷2V÷vs÷4V-m

1 cm Plot = 101368.9 kNm

0 101368.9 202737.7 304106.6 405475.4 506844.3

13/07/2010
16:38

Bridge V8i (SELECT series 1)
08.09.73.03



LC201
LC: Mx
total: local: normal
(0.0 , 0.0)

LC202
LC: Mx
total: local: normal
(0.0 , 0.0)

LC203
LC: Mx
total: local: normal
(-70268 , 70268)

LC204
LC: Mx
total: local: normal
(-86674 , 86674)

Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON

Project:

: Tablier÷2V÷vs÷4V

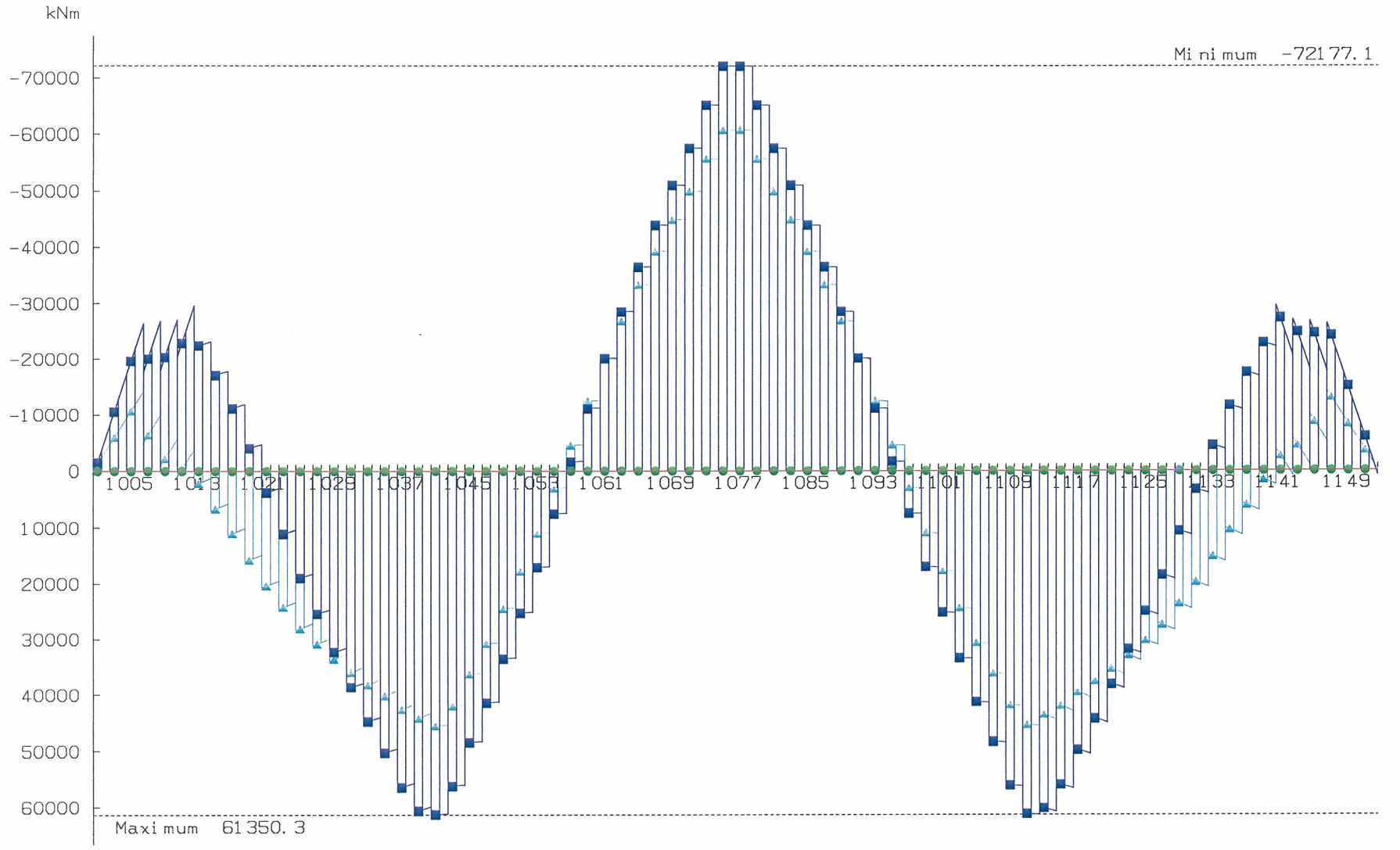
Dgm-Tablier÷2V÷vs÷4V-Mx

1 cm Plot = 13730.5 kNm

0 13730.5 27461.0 41191.5 54922.0 68652.5

13/07/2010
16:38

Bridge V01 (SELECT series 1)
08.09.73.03



LC201
LC: My
total: local: normal
(0.0 , 0.0)

LC202
LC: My
total: local: normal
(0.0 , 0.0)

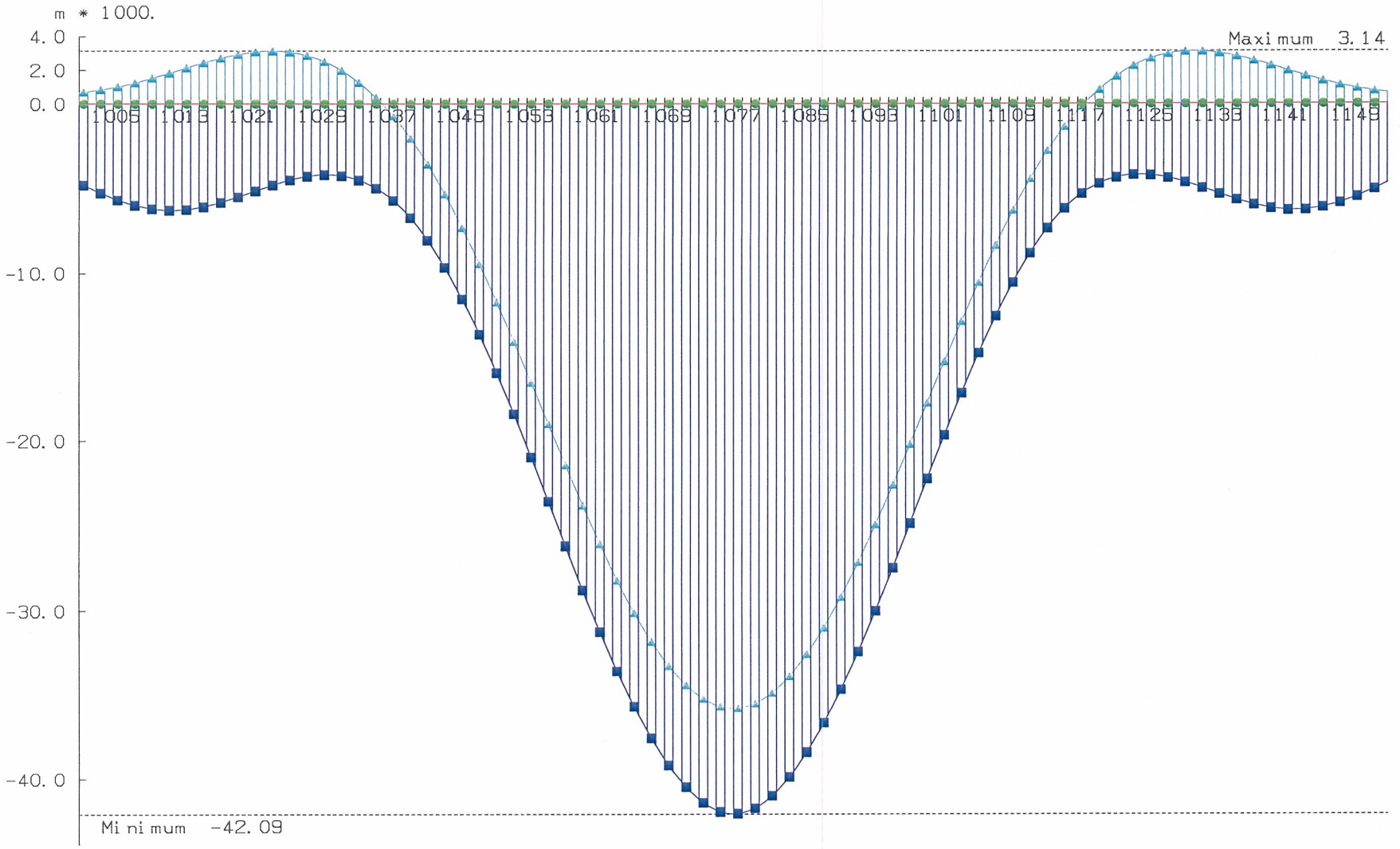
LC203
LC: My
total: local: normal
(-72177 , 61350)

LC204
LC: My
total: local: normal
(-60658 , 45561)

LUSAS Bridge V8i (SELECT series 1) 08.09.73.03	Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON Project:	: Tablier÷2eme÷VS Dgm-Tablier÷2eme÷VS-m	13/07/2010 16:39

1 cm Plot = 10576.4 kNm

0 10576.4 21152.9 31729.3 42305.7 52882.2



LC201
LC: Vz
total: local: normal
(0.0 , 0.0)

LC202
LC: Vz
total: local: normal
(0.0 , 0.0)

LC203
LC: Vz
total: local: normal
(-42.1 , -4.2)

LC204
LC: Vz
total: local: normal
(-35.8 , 3.1)

Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON

Project:

: Tablier÷3eme÷VS

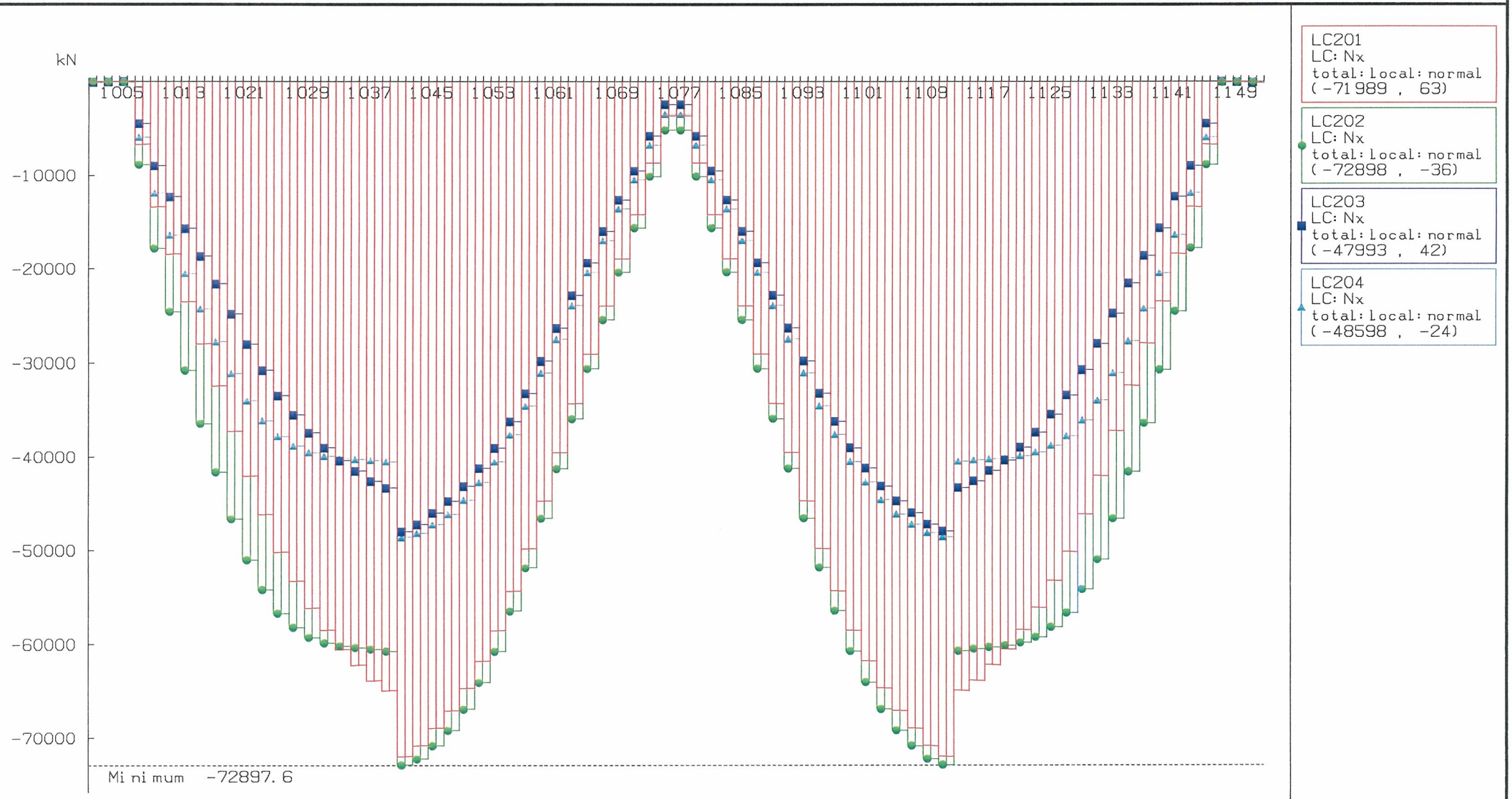
Dgm-Tablier÷3eme÷VS

1 cm Plot = 0.00358 m

0 0.00358 0.00716 0.01075 0.01433 0.01791

13/07/2010
16:39

RM Bridge V8i (SELECT series 1)
08.09.73.03



Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON

Project:

: Tablier÷2V÷vs÷4V

Dgm-Tablier÷2V÷vs÷4V-f

1 cm Plot = 5779.1 kN

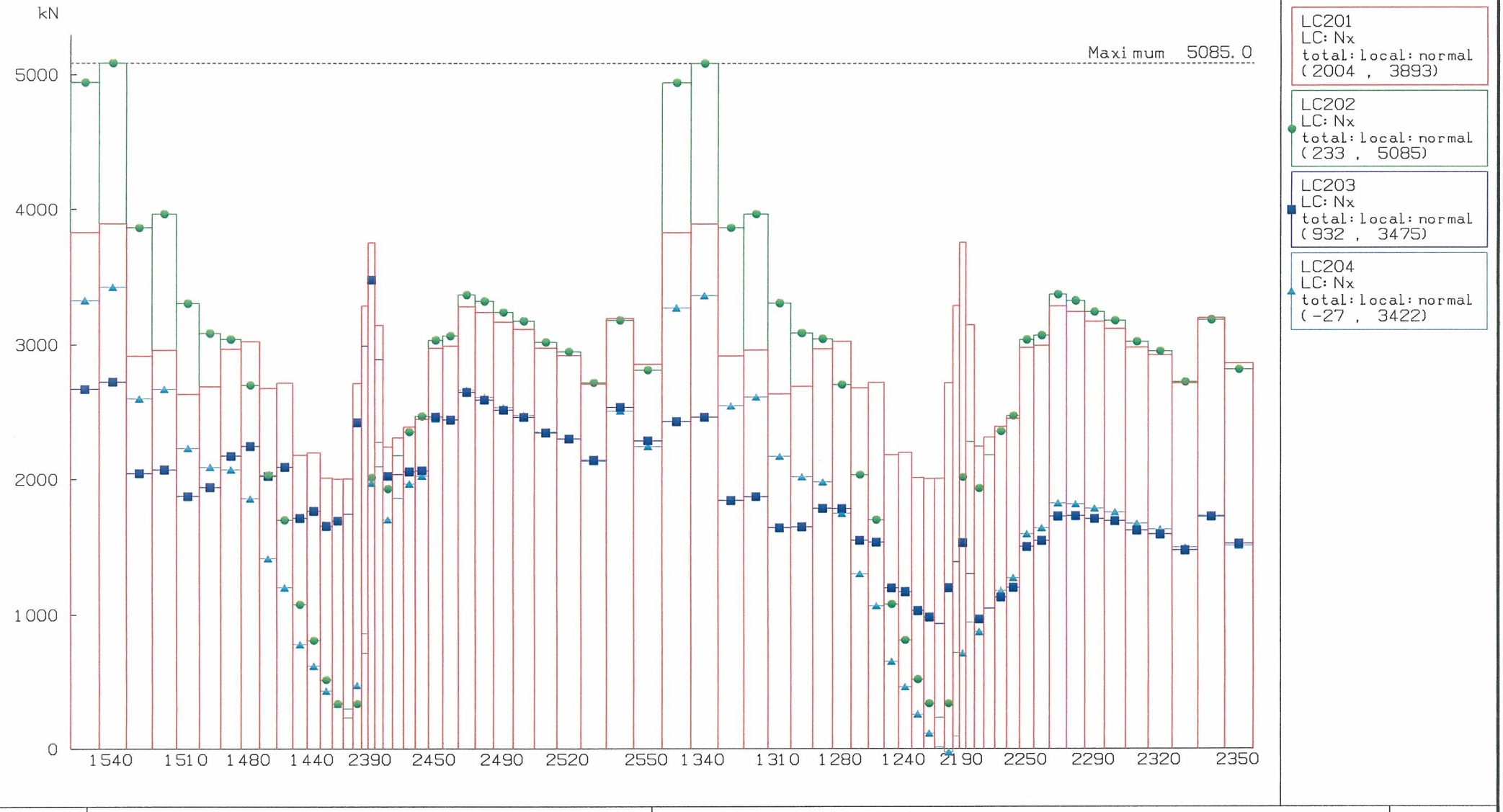
0 5779.1 11558.2 17337.3 23116.4 28895.5

13/07/2010
16:38

RM Bridge V8i (SELECT series 1)
08.09.73.03

ANEXO A3.2

Torre em V invertido:
LC 201
LC 202
LC 203
LC 204



RM Bridge V8i (SELECT series 1)
08.09.73.03

Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON

Project:

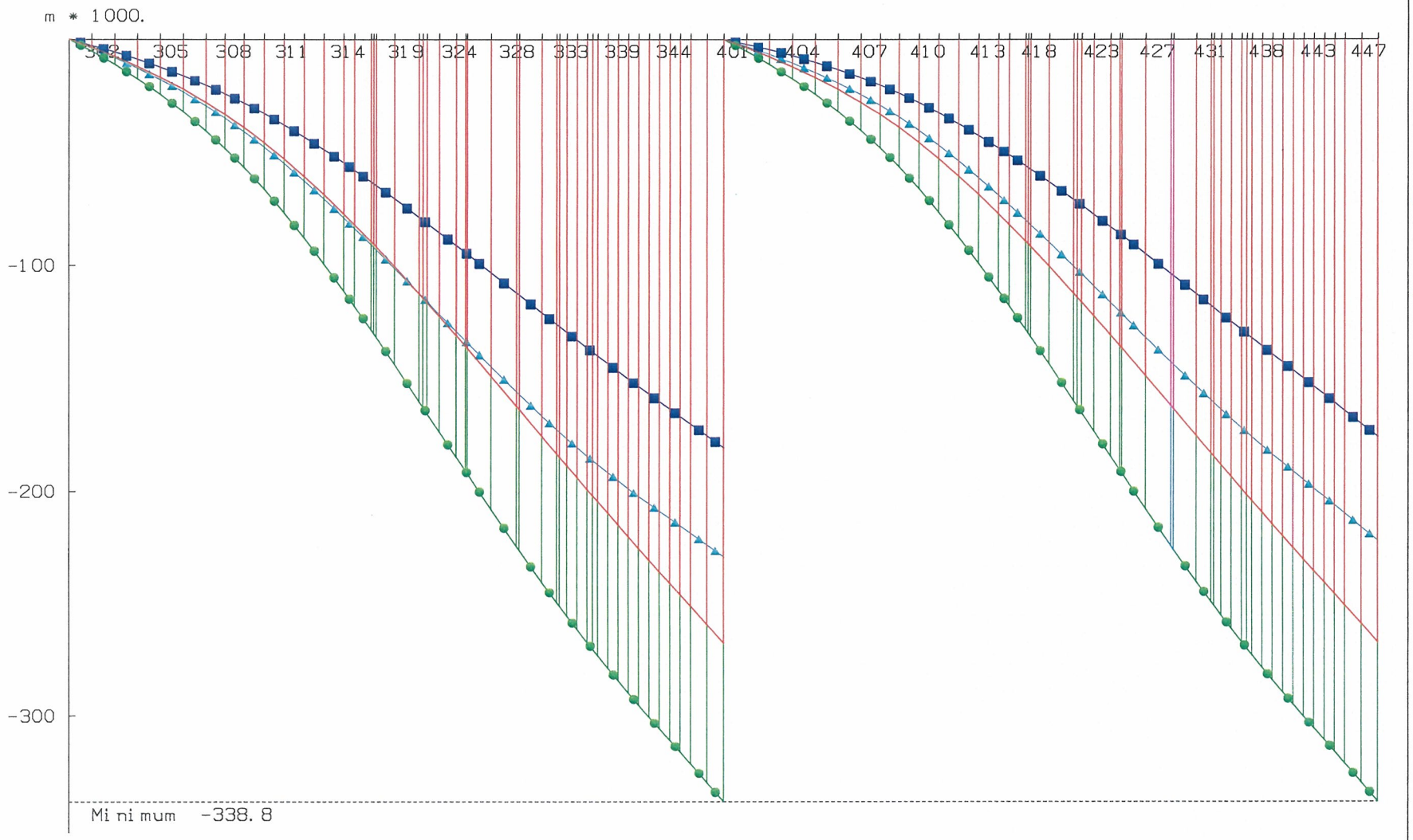
: Cable÷2V÷vs÷4V

Dgm-Cable÷2V÷vs÷4V

1 cm Plot = 404.9 kN

0 404.9 809.8 1214.6 1619.5 2024.4

13/07/2010
14:40



Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON

Project:

: PP2÷2V÷vs÷4V

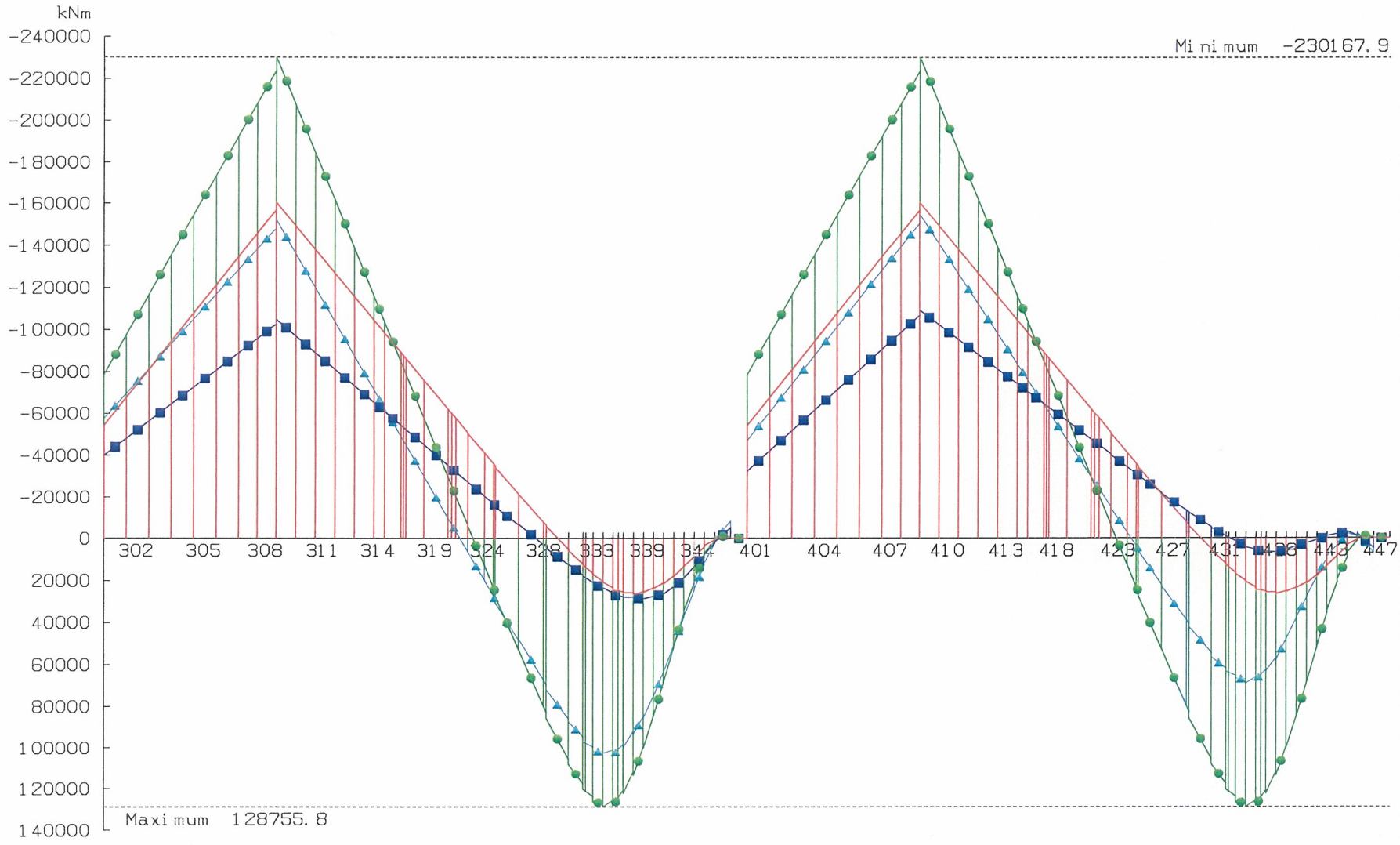
Dgm-PP2÷2V÷vs÷4V-d

1 cm Plot = 0.0268 m

0 0.0268 0.0537 0.0805 0.1073 0.1342

13/07/2010
14:53

RM Bridge V8i (SELECT series 1)
08.09.73.03



LC201
LC: Mz
total: local: normal
(-160372 , 26718)

LC202
LC: Mz
total: local: normal
(-230168 , 128756)

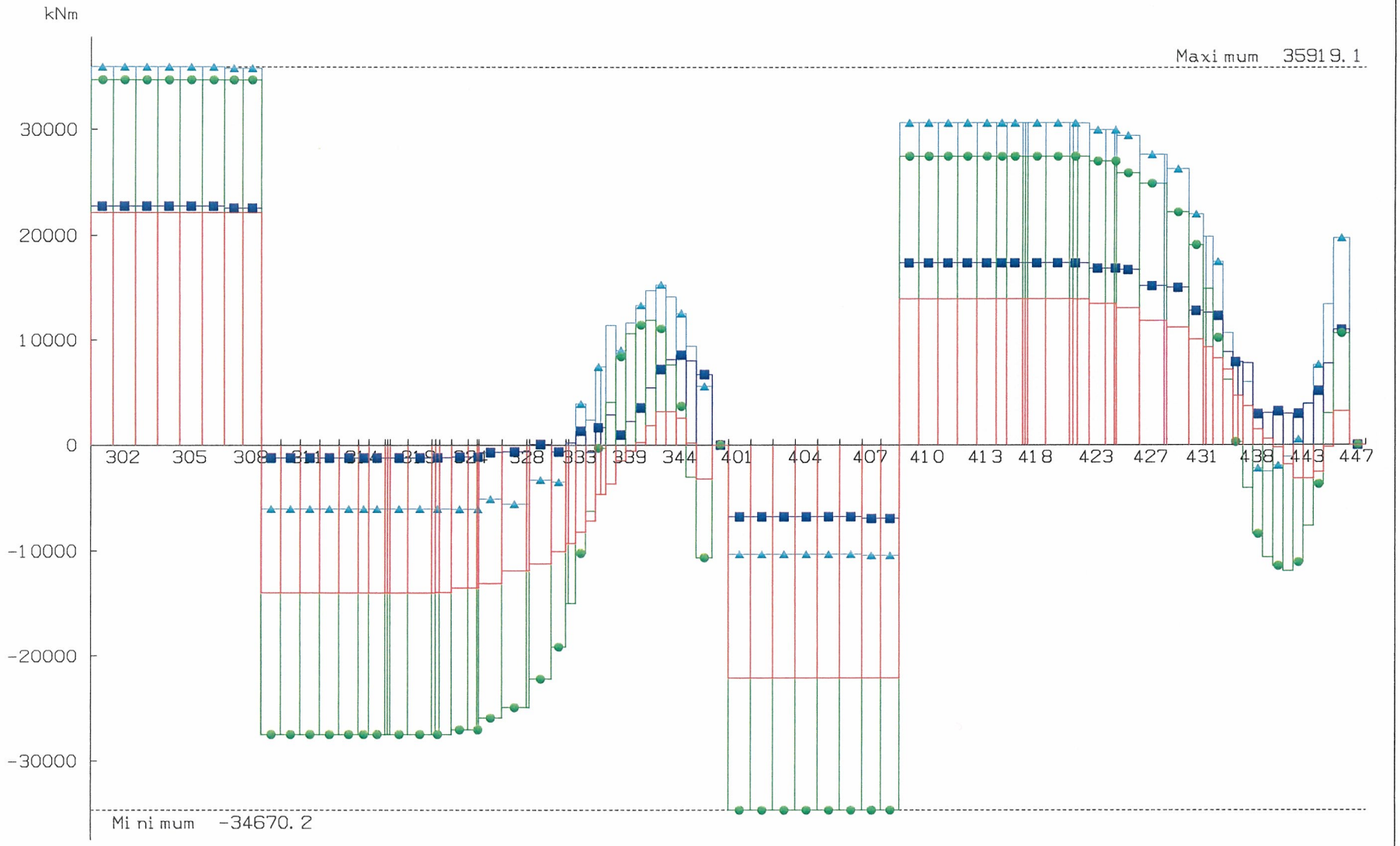
LC203
LC: Mz
total: local: normal
(-109004 , 28706)

LC204
LC: Mz
total: local: normal
(-154662 , 103419)

RM Bridge V8i (SELECT series 1) 08.09.73.03	Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON Project:	: PP2÷2V÷vs÷4V Dgm-PP2÷2V÷vs÷4V-m	13/07/2010 14:53

1 cm Plot = 28429.6 kNm

0 28429.6 56859.2 85288.8 113718.4 142148.0



LC201
LC: Mx
total: local: normal
(-22123 , 22123)

LC202
LC: Mx
total: local: normal
(-34670 , 34670)

LC203
LC: Mx
total: local: normal
(-6931 , 22741)

LC204
LC: Mx
total: local: normal
(-10430 , 35919)

Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON

Project:

: PP2÷2V÷vs÷4V

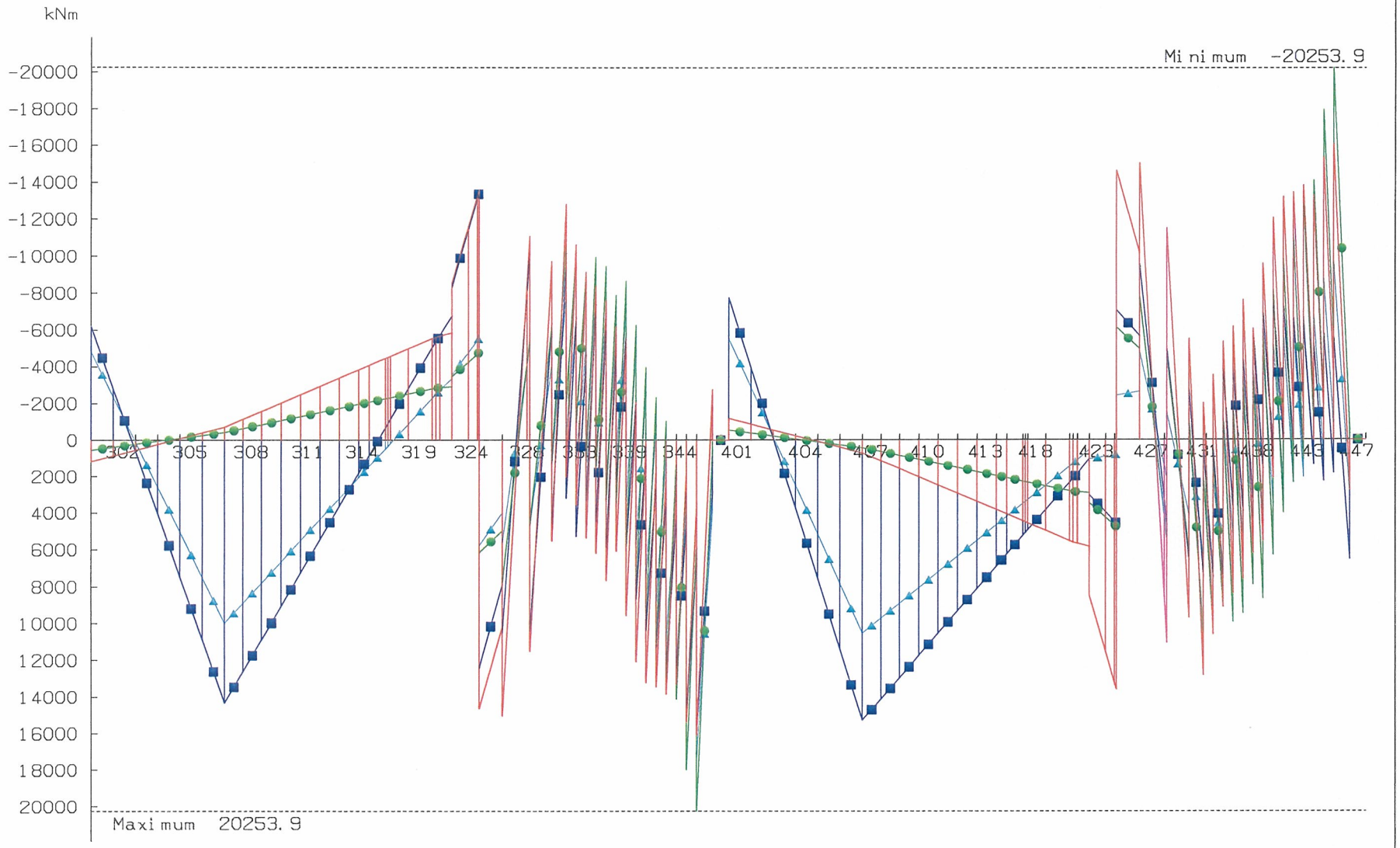
Dgm-PP2÷2V÷vs÷4V-Mx

1 cm Plot = 5591.2 kNm

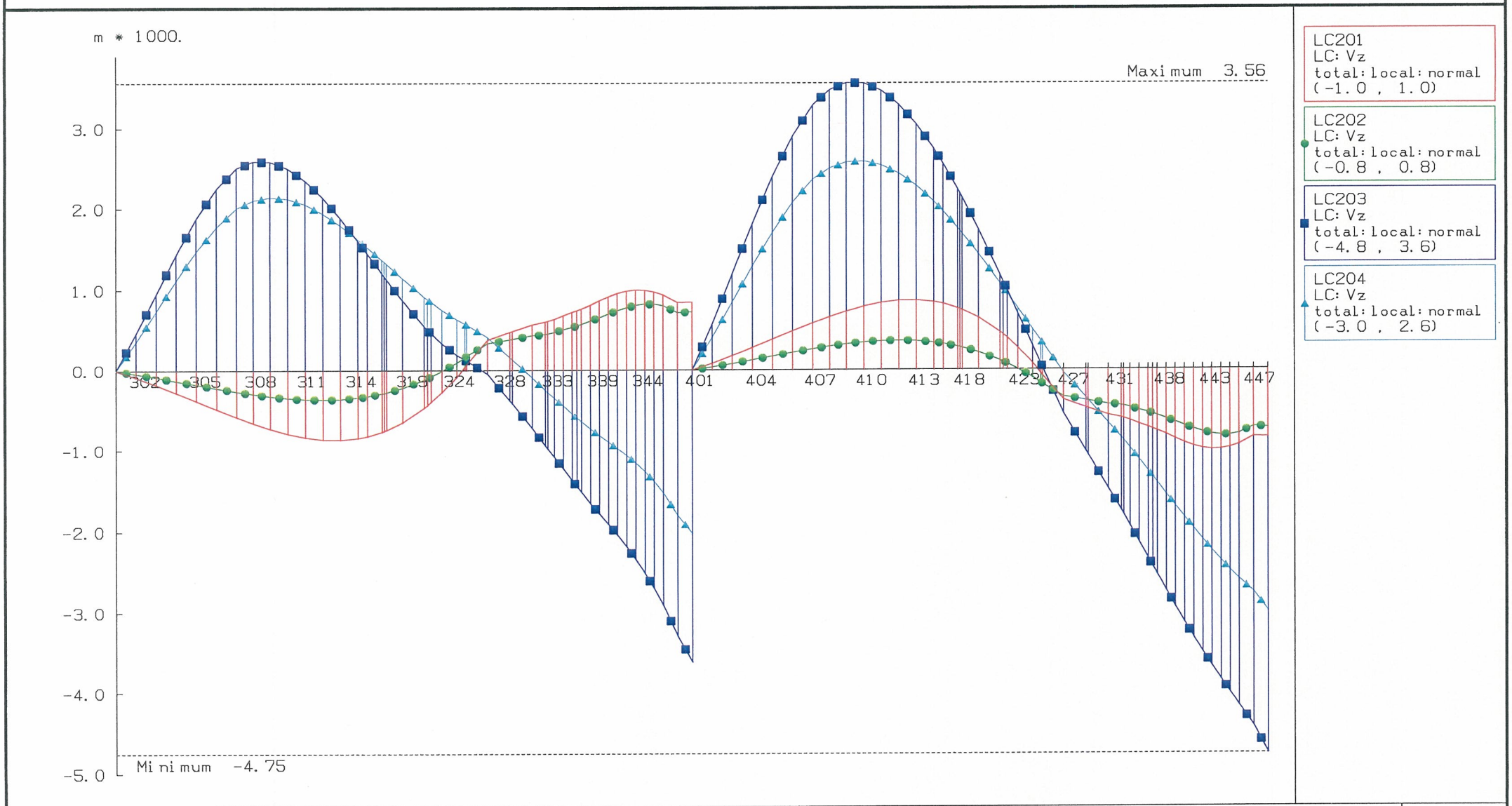
0 5591.2 11182.5 16773.7 22365.0 27956.2

13/07/2010
14:53

RM Bridge V8i (SELECT series 1)
08.09.73.03



Bridge V8i (SELECT series 1) 08.09.73.03	Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON Project:	: PP2÷2eme÷VS Dgm-PP2÷2eme÷VS-m 1 cm Plot = 3208.5 kNm 0 3208.5 6417.1 9625.6 12834.2 16042.7	13/07/2010 14:53



SM Bridge V8i (SELECT series 1)
08.09.73.03

Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON

Project:

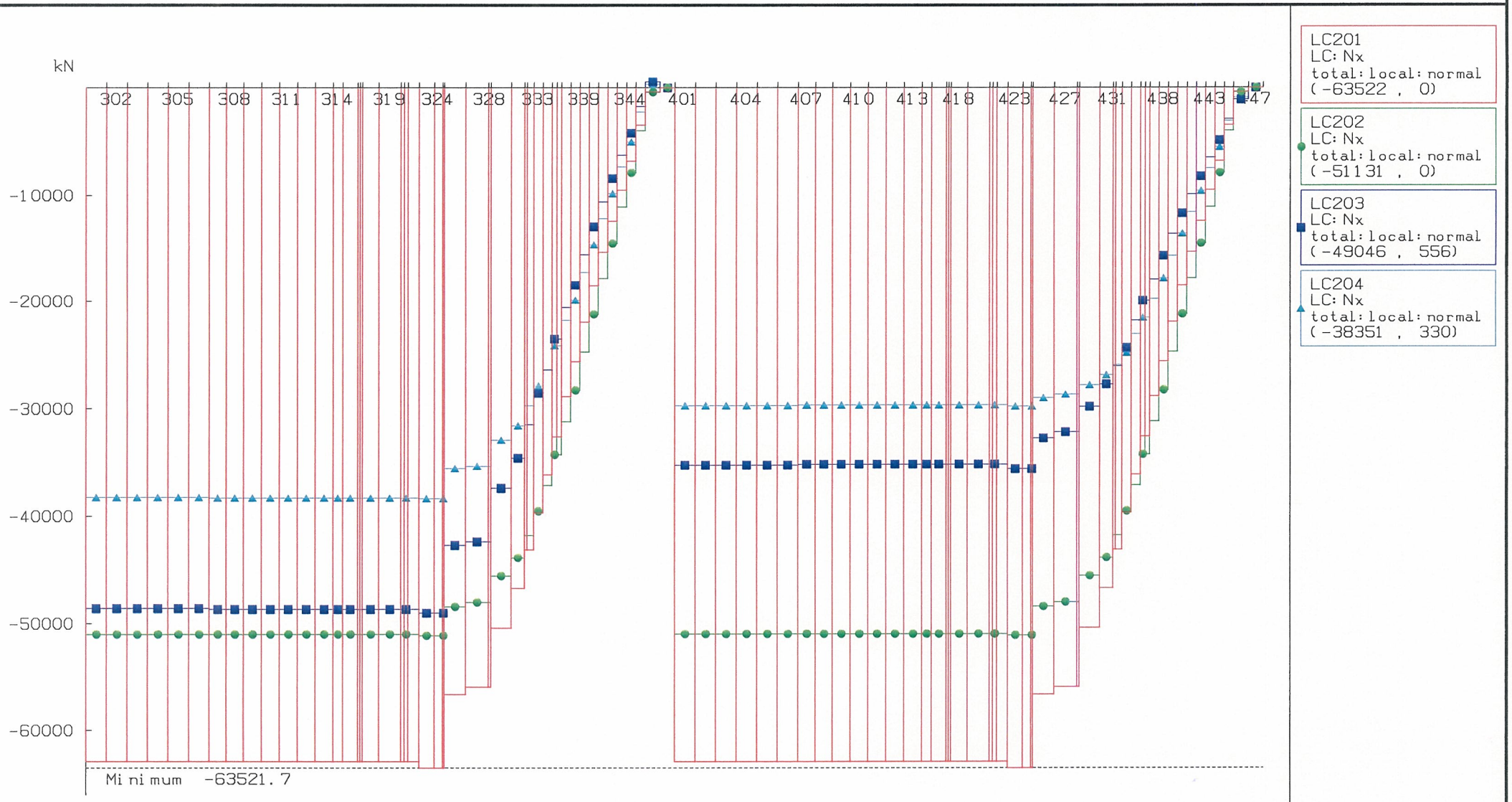
: PP2÷2eme÷VS

Dgm-PP2÷2eme÷VS-d

1 cm Plot = 0.000658 m

0 0.000658 0.001317 0.001975 0.002634 0.003292

13/07/2010
14:53



Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON

Project:

: PP2÷2V÷vs÷4V

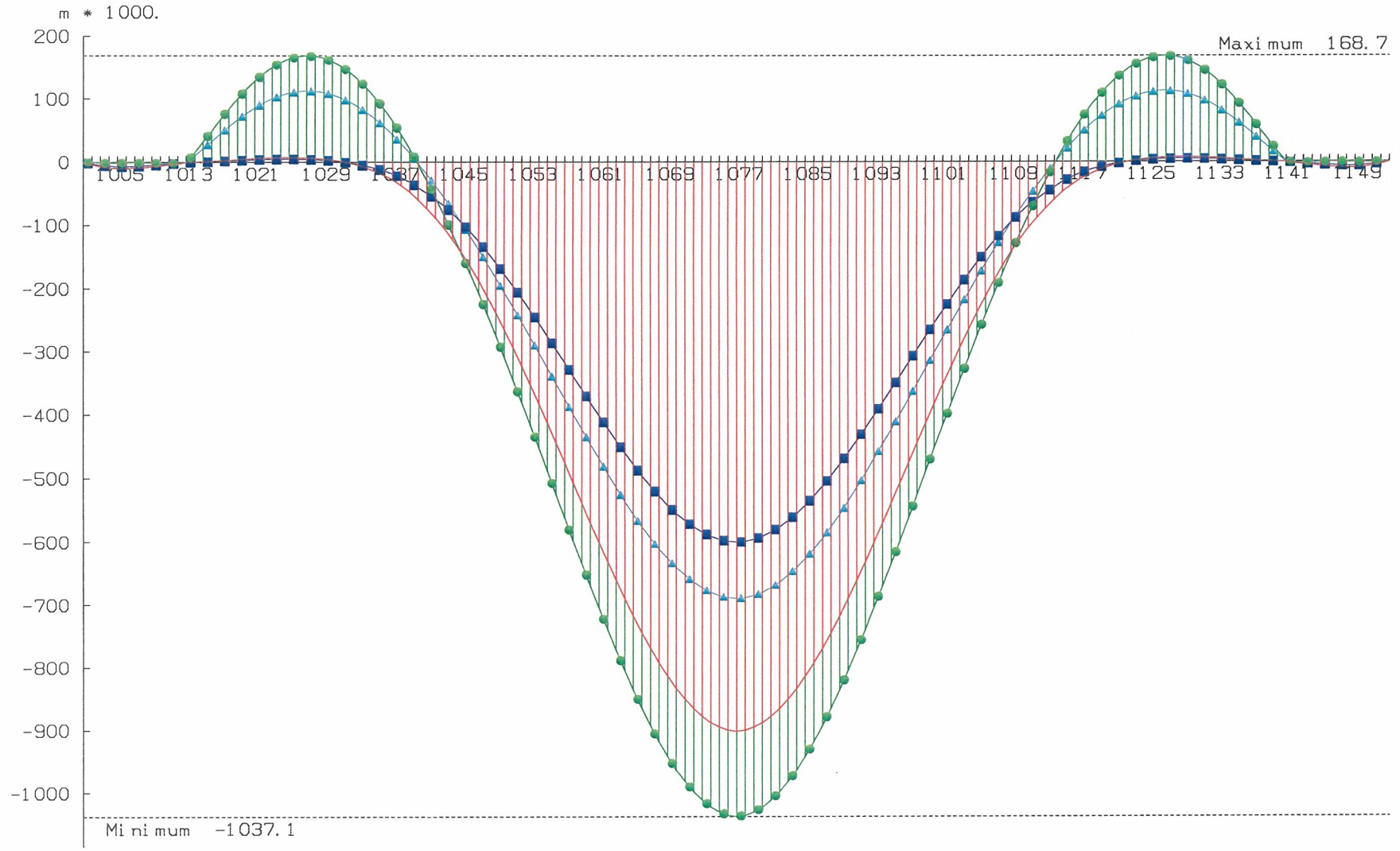
Dgm-PP2÷2V÷vs÷4V-f

1 cm Plot = 5075.4 kN

0 5075.4 10150.9 15226.3 20301.7 25377.2

13/07/2010
14:53

SM Bridge V8i (SELECT series 1)
08.09.73.03



RM Bridge V8i (SELECT series 1)
08.09.73.03

Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON

Project:

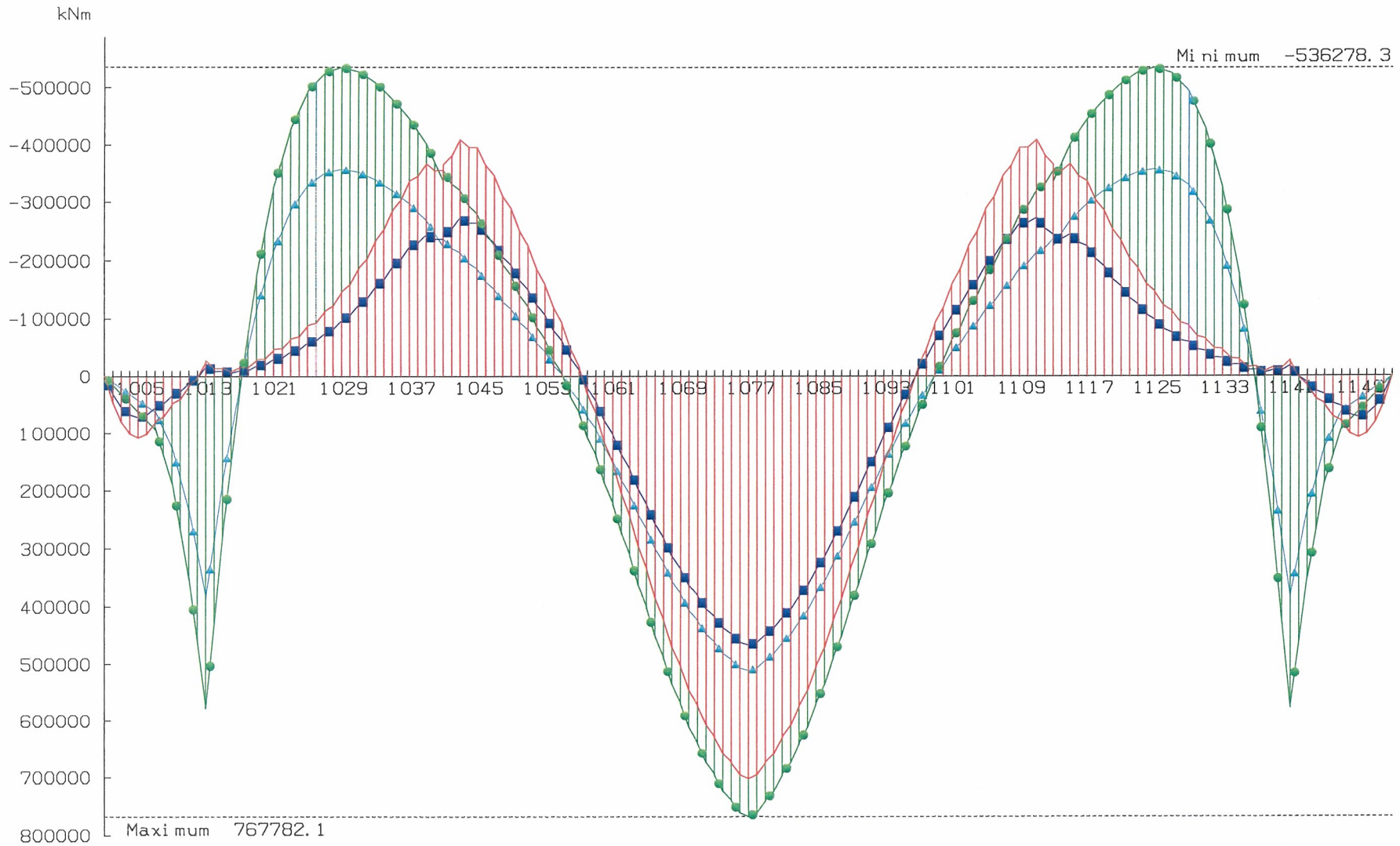
: Tablier÷2V÷vs÷4V

Dgm-Tablier÷2V÷vs÷4V-d

1 cm Plot = 0.0955 m

0 0.0955 0.1910 0.2865 0.3820 0.4776

13/07/2010
14:59



Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON

Project:

: Tablier÷2V÷vs÷4V

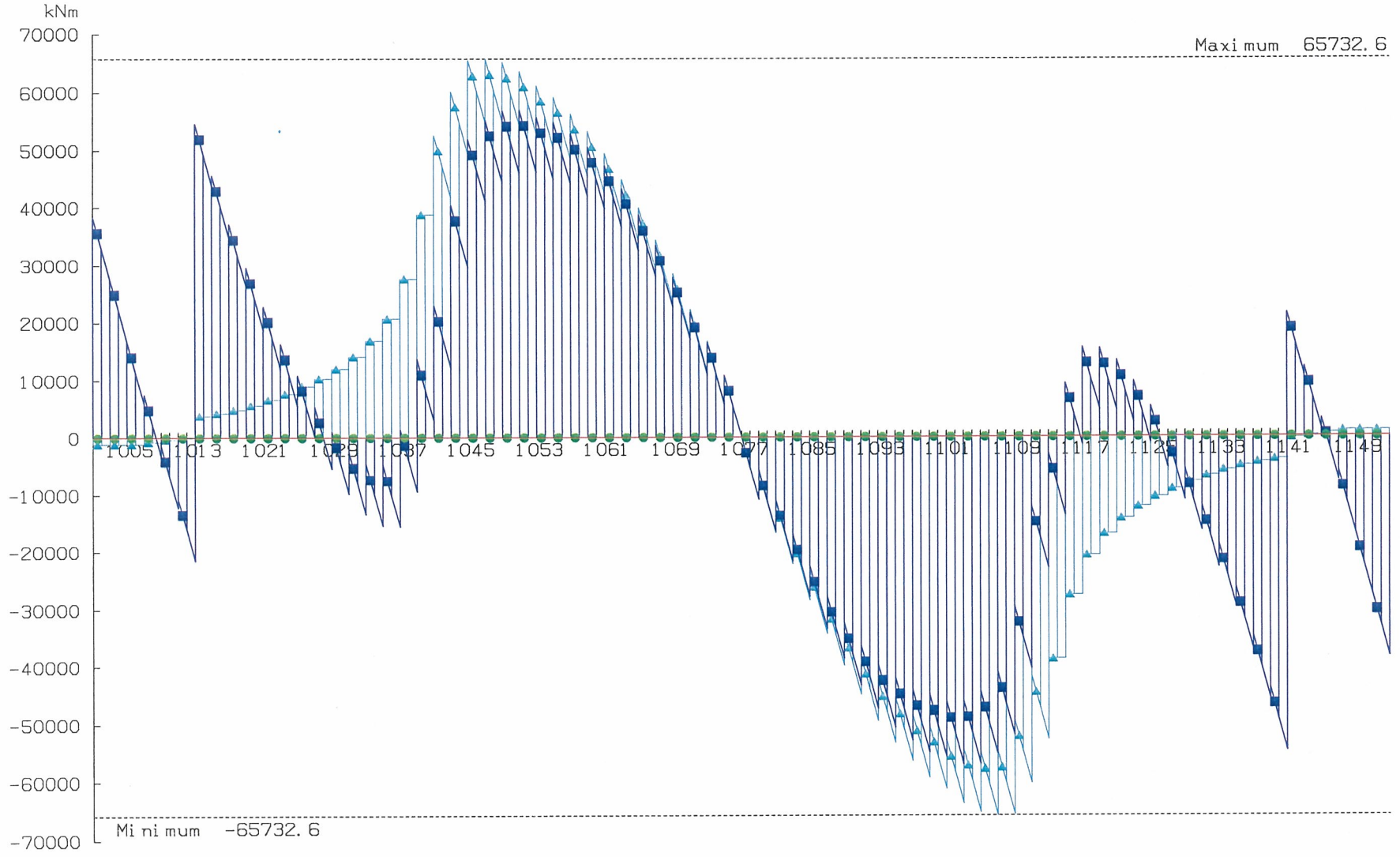
Dgm-Tablier÷2V÷vs÷4V-m

1 cm Plot = 103291.9 kNm

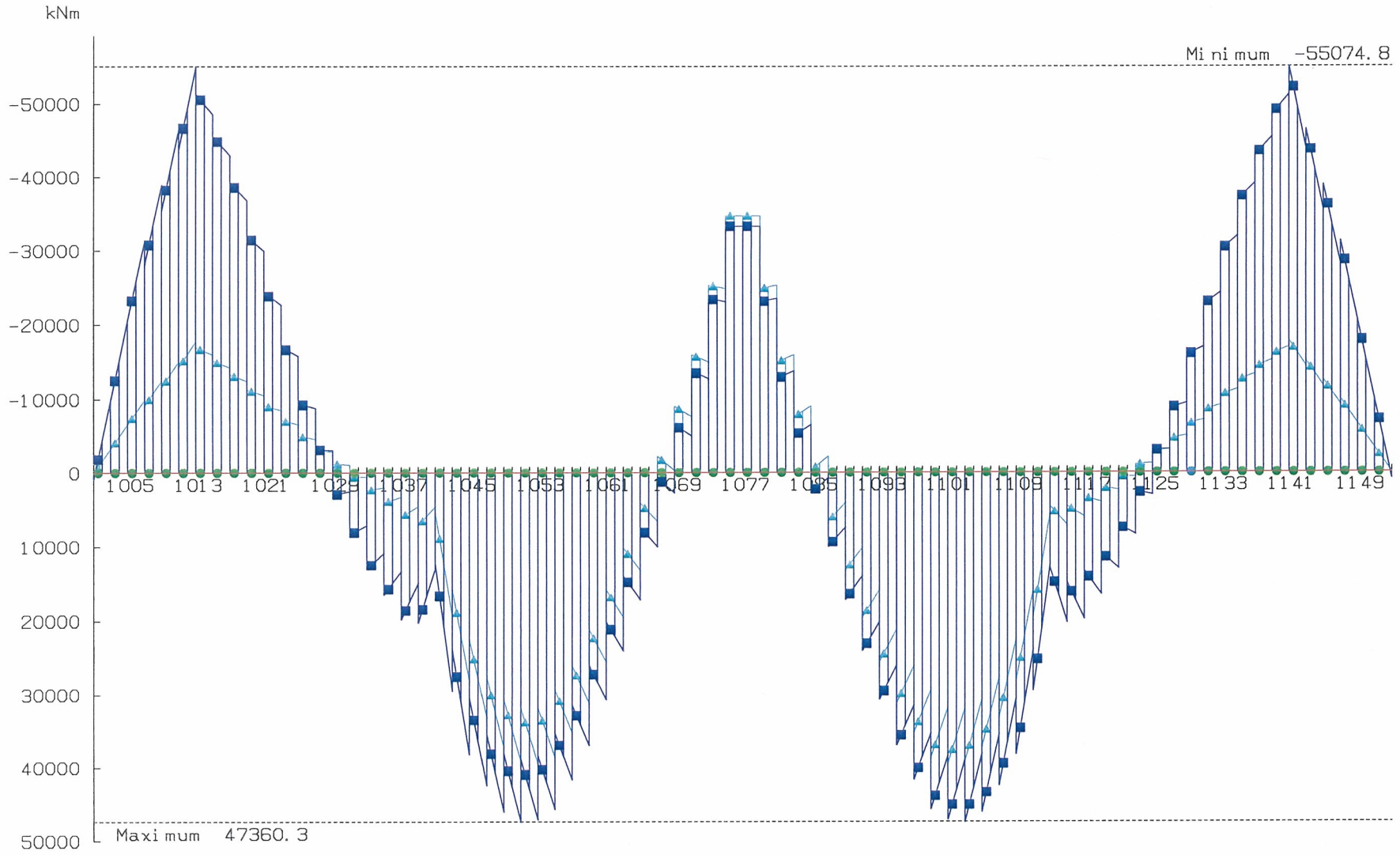
0 103291.9 206583.8 309875.7 413167.6 516459.6

13/07/2010
14:59

RM Bridge V8i (SELECT series 1)
08.09.73.03



Bridge V8i (SELECT series 1) 08.09.73.03	Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON Project:	: Tablier÷2V÷vs÷4V Dgm-Tablier÷2V÷vs÷4V-Mx	1 cm Plot = 10413.1 kNm 0 10413.1 20826.2 31239.2 41652.3 52065.4	13/07/2010 14:59



LC201
LC: My
total: local: normal
(0.0 , 0.0)

LC202
LC: My
total: local: normal
(0.0 , 0.0)

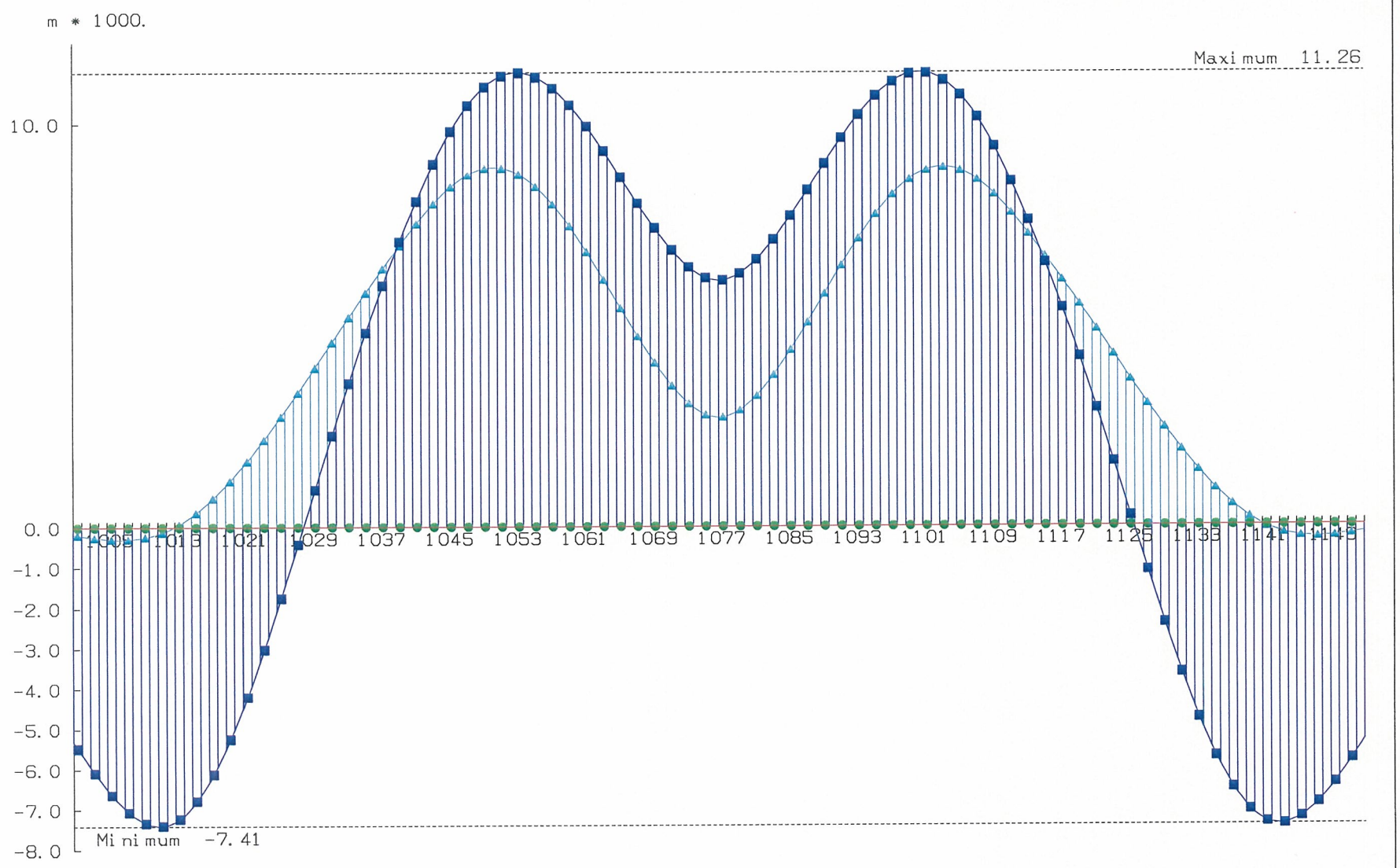
LC203
LC: My
total: local: normal
(-55075 , 47360)

LC204
LC: My
total: local: normal
(-34695 , 39398)

4 Bridge V8i (SELECT series 1) 08.09.73.03	Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON Project:	: Tablier÷2eme÷VS Dgm-Tablier÷2eme÷VS-m	13/07/2010 14:59

1 cm Plot = 8113.7 kNm

0 8113.7 16227.4 24341.0 32454.7 40568.4



LC201
LC: Vz
total: local: normal
(0.0 , 0.0)

LC202
LC: Vz
total: local: normal
(0.0 , 0.0)

LC203
LC: Vz
total: local: normal
(-7.4 , 11.3)

LC204
LC: Vz
total: local: normal
(-0.3 , 8.9)

Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON

Project:

: Tablier÷3eme÷VS

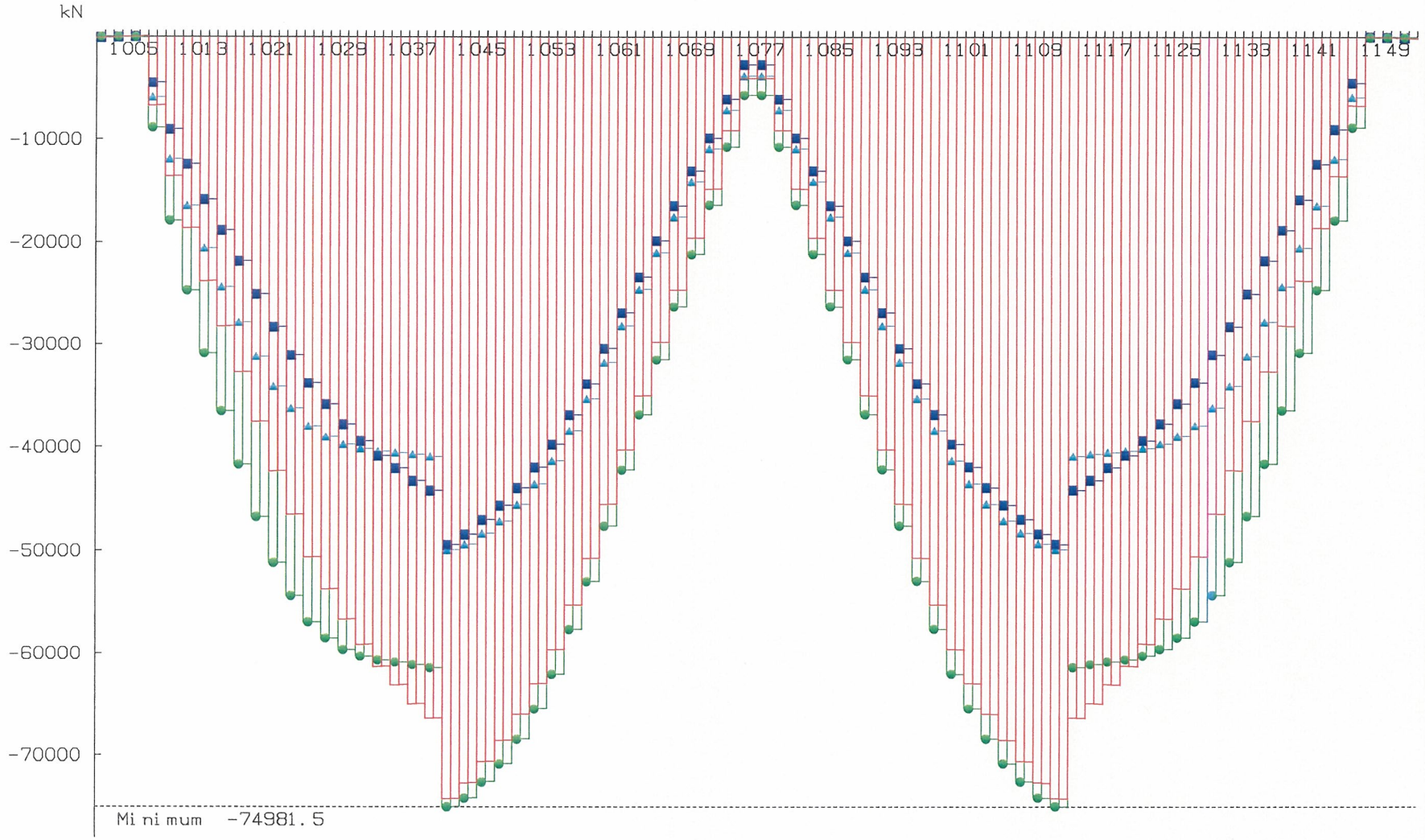
Dgm-Tablier÷3eme÷VS

1 cm Plot = 0.00148 m

0 0.00148 0.00296 0.00444 0.00592 0.00740

13/07/2010
14:59

Bridge V8i (SELECT series 1)
08.09.73.03



LC201
LC: Nx
total: local: normal
(-74225 , 64)

LC202
LC: Nx
total: local: normal
(-74982 , -37)

LC203
LC: Nx
total: local: normal
(-49483 , 43)

LC204
LC: Nx
total: local: normal
(-49988 , -25)

Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON

Project:

: Tablier÷2V÷vs÷4V

Dgm-Tablier÷2V÷vs÷4V-f

1 cm Plot = 5944.2 kN

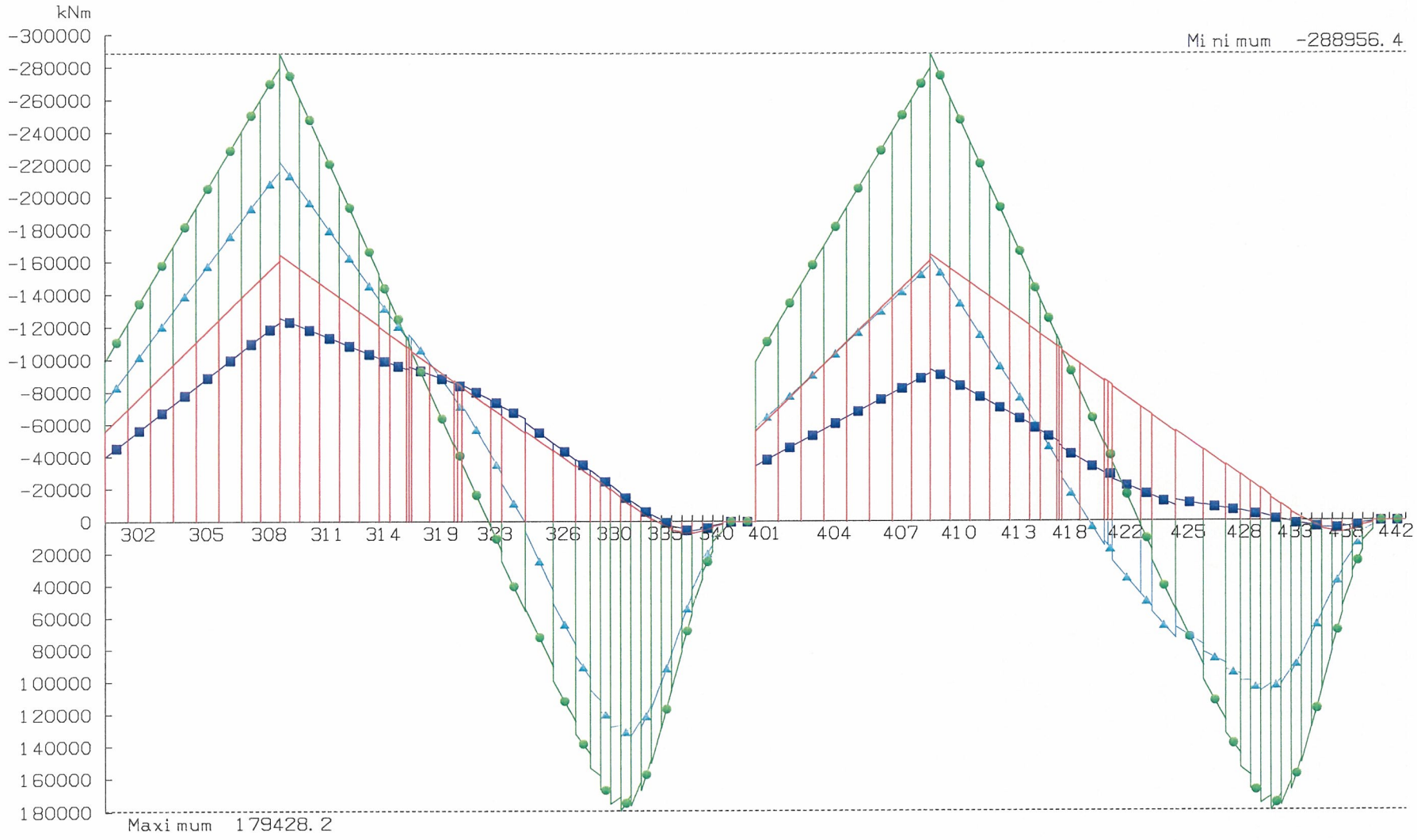
0 5944.2 11888.4 17832.6 23776.8 29721.0

13/07/2010
14:59

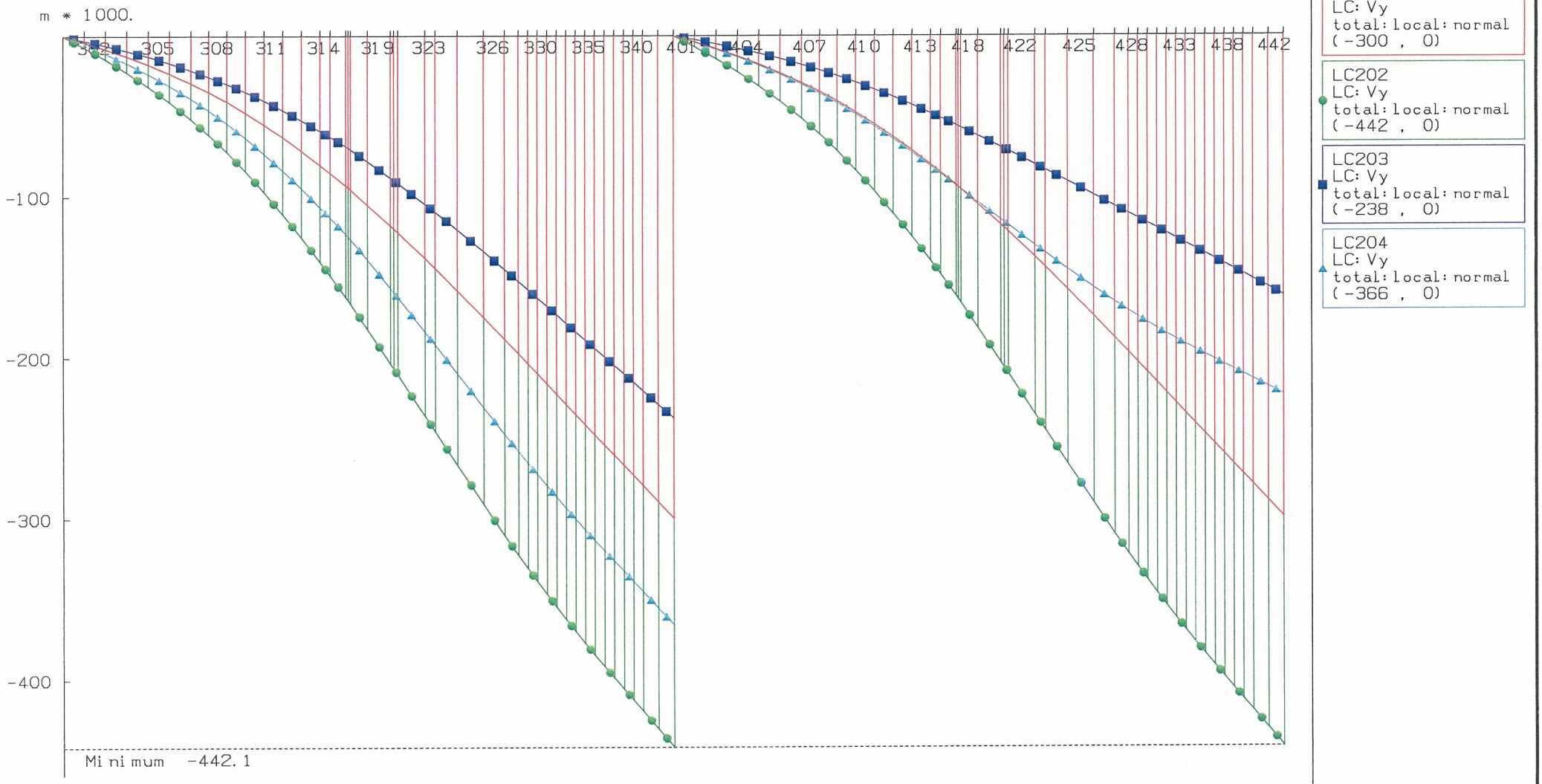
Bridge V8i (SELECT series 1)
08.09.73.03

ANEXO A3.3

Torre em H:
$I_x/10$
$I_y/10$



3M Bridge V8i (SELECT series 1) 08.09.73.03	Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON Project:	: PP2÷2V÷vs÷4V Dgm-PP2÷2V÷vs÷4V-m	1 cm Plot = 37099.8 kNm 0 37099.8 74199.5 111299.3 148399.1 185498.8	13/07/2010 17:17



Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON

Project:

: PP2÷2V÷vs÷4V

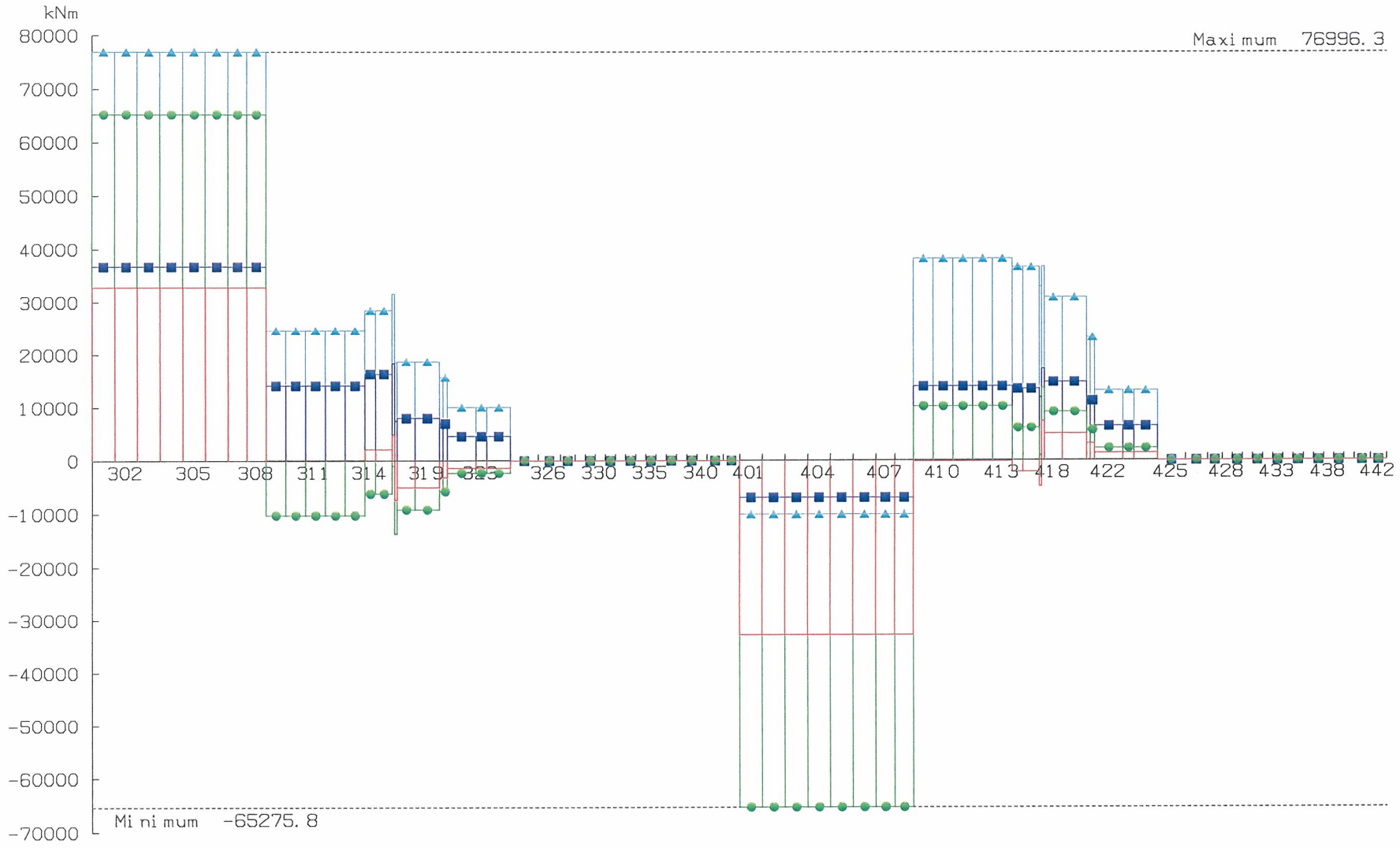
Dgm-PP2÷2V÷vs÷4V-d

1 cm Plot = 0.0350 m

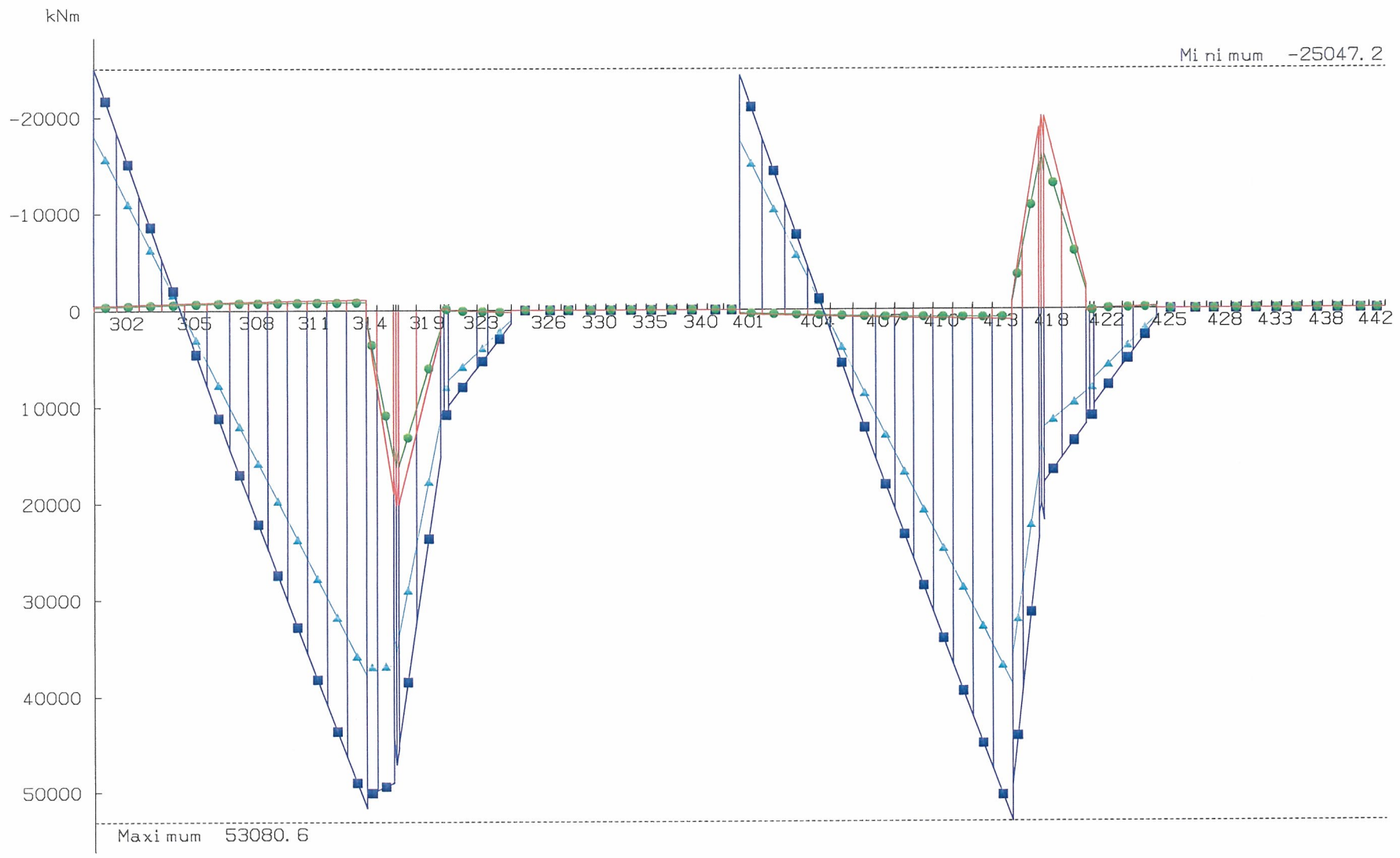
0 0.0350 0.0700 0.1051 0.1401 0.1751

13/07/2010
17:17

RM Bridge V8i (SELECT series 1)
08.09.73.03



LEM Bridge V8i (SELECT series 1) 08.09.73.03	Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON Project:	: PP2÷2V÷vs÷4V Dgm-PP2÷2V÷vs÷4V-Mx	1 cm Plot = 11269.1 kNm 0 11269.1 22538.2 33807.2 45076.3 56345.4	13/07/2010 17:17



LC201
LC: My
total: local: normal
(-20168 , 20168)

LC202
LC: My
total: local: normal
(-16208 , 16208)

LC203
LC: My
total: local: normal
(-25047 , 53081)

LC204
LC: My
total: local: normal
(-18090 , 38821)

Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON

Project:

: PP2÷2eme÷VS

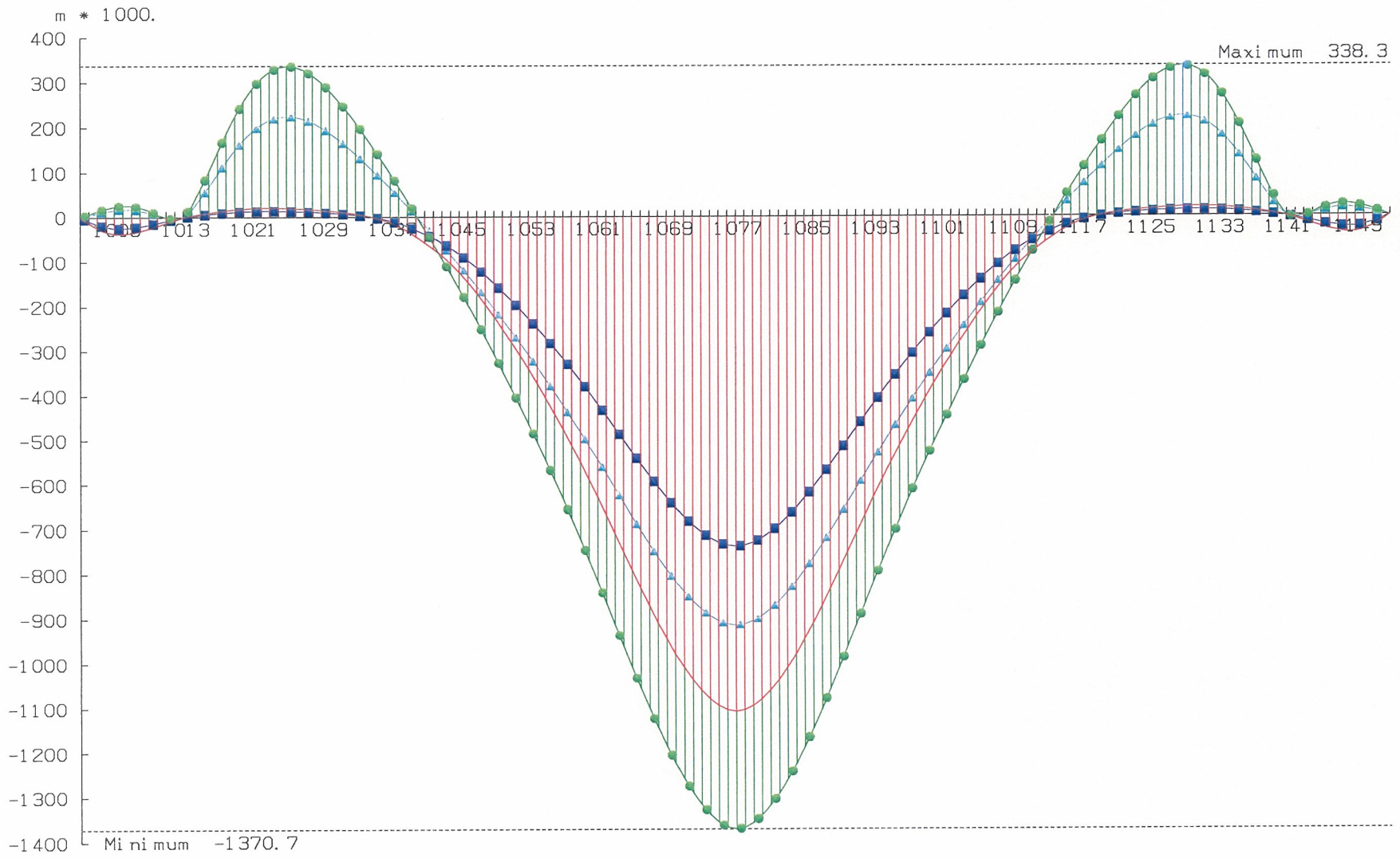
Dgm-PP2÷2eme÷VS-m

1 cm Plot = 6188.3 kNm

0 6188.3 12376.7 18565.0 24753.4 30941.7

13/07/2010
17:17

Bridge V8i (SELECT series 1)
08.09.73.03



LC201
LC: Vy
total: local: normal
(-1107 , 21)

LC202
LC: Vy
total: local: normal
(-1371 , 338)

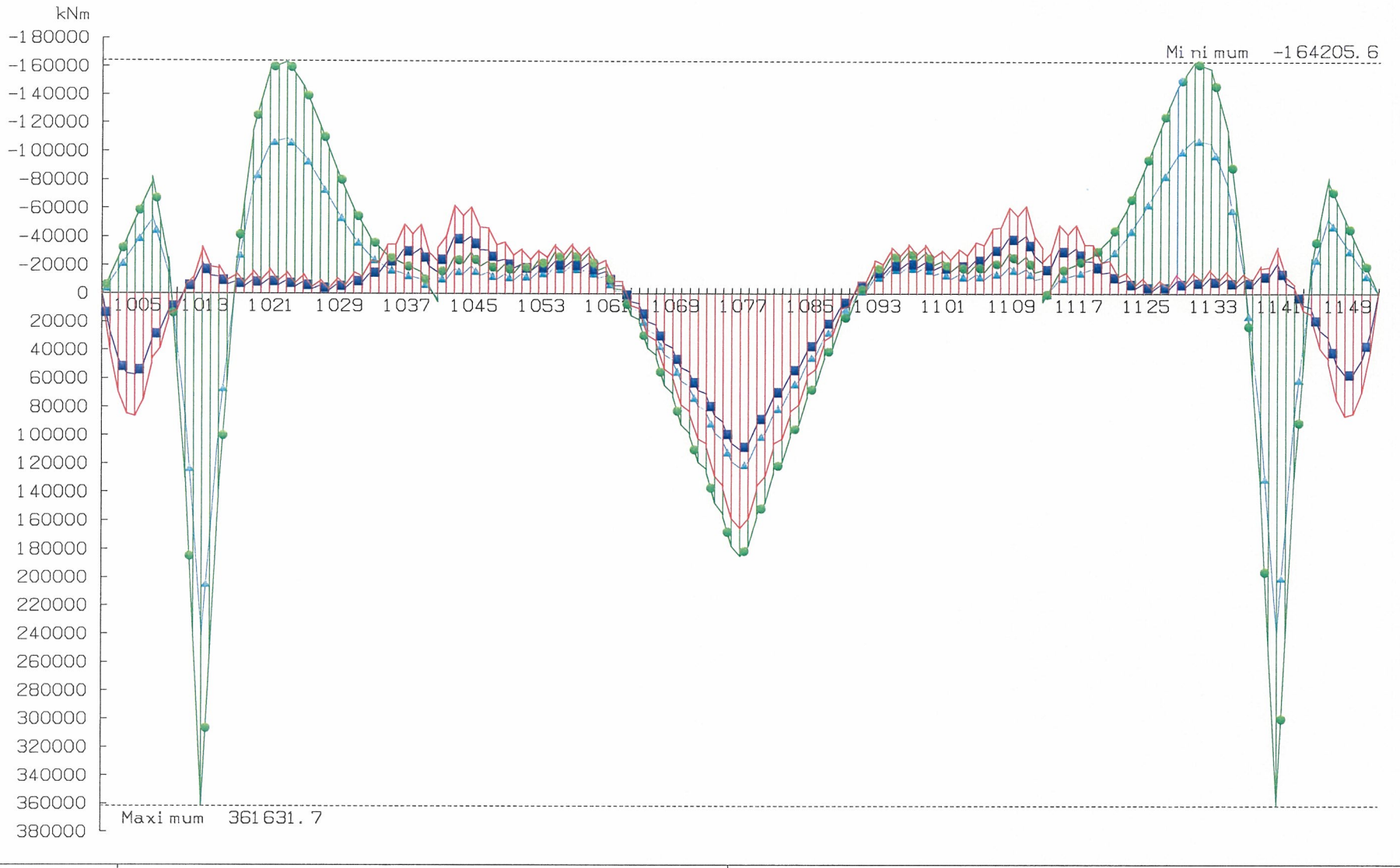
LC203
LC: Vy
total: local: normal
(-738 , 14)

LC204
LC: Vy
total: local: normal
(-914 , 226)

RM Bridge V8i (SELECT series 1) 08.09.73.03	Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON Project:	: Tablier÷2V÷vs÷4V Dgm-Tablier÷2V÷vs÷4V-d	13/07/2010 17:17

1 cm Plot = 0.135 m

0 0.135 0.271 0.406 0.541 0.677



LC201
LC: Mz
total: local: normal
(-62082 , 165204)

LC202
LC: Mz
total: local: normal
(-164206 , 361632)

LC203
LC: Mz
total: local: normal
(-41388 , 110136)

LC204
LC: Mz
total: local: normal
(-109470 , 241088)

Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON

Project:

: Tablier÷2V÷vs÷4V

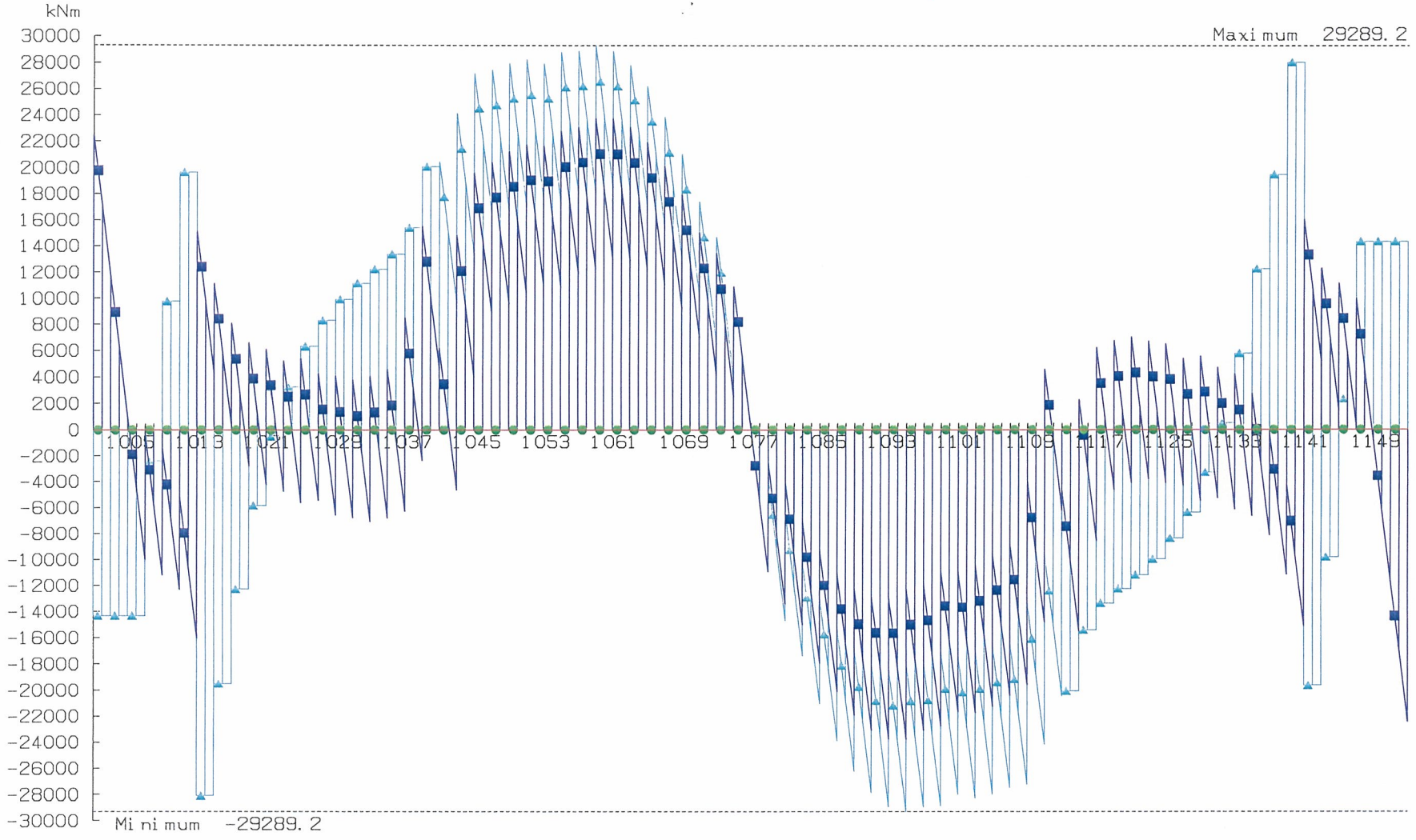
Dgm-Tablier÷2V÷vs÷4V-m

1 cm Plot = 41650.5 kNm

0 41650.5 83301.0 124951.4 166601.9 208252.4

13/07/2010
17:17

RM Bridge V8i (SELECT series 1)
08.09.73.03



LC201
LC: Mx
total: local: normal
(0.0 , 0.0)

LC202
LC: Mx
total: local: normal
(0.0 , 0.0)

LC203
LC: Mx
total: local: normal
(-23744 , 23744)

LC204
LC: Mx
total: local: normal
(-29289 , 29289)

Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON

Project:

: Tablier÷2V÷vs÷4V

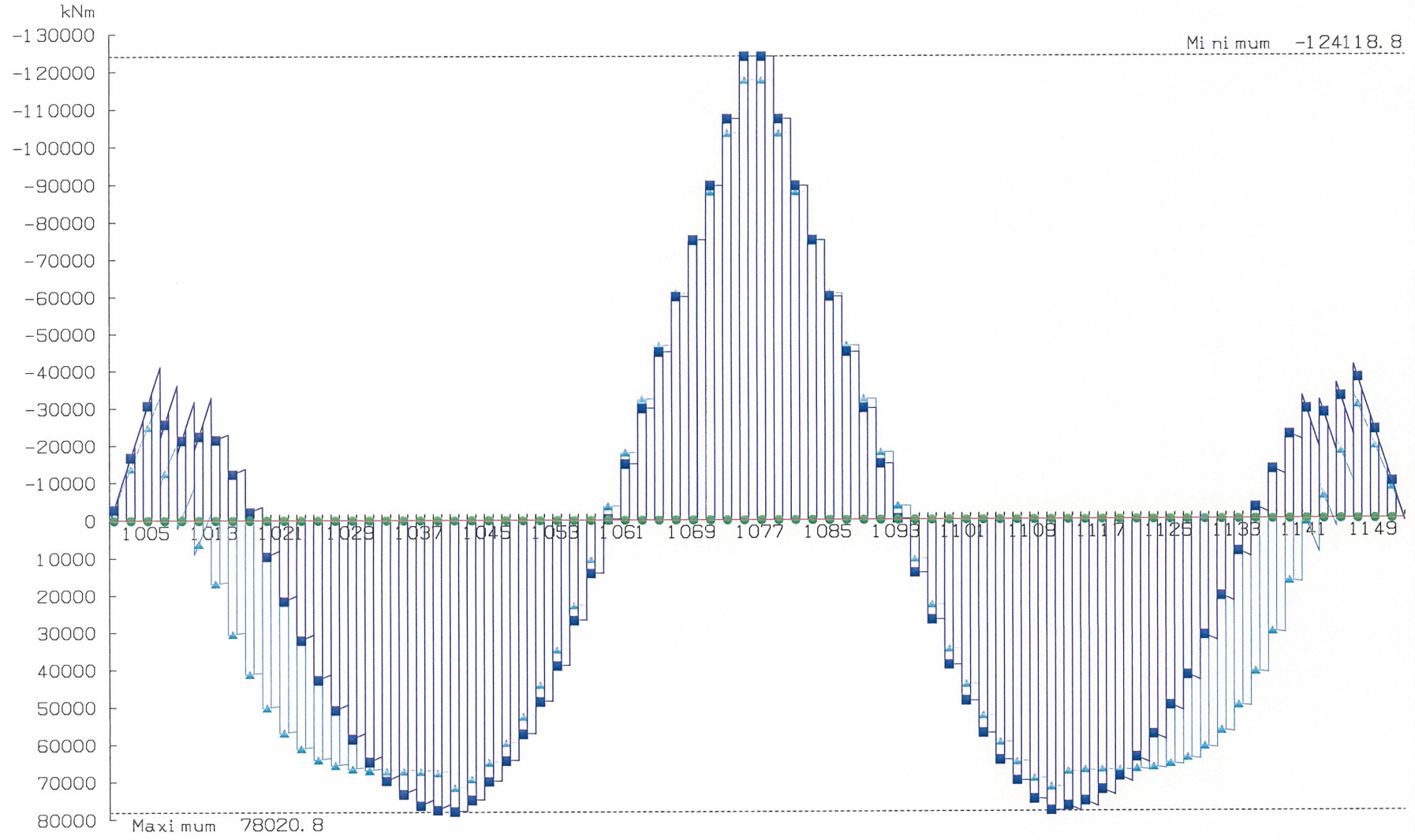
Dgm-Tablier÷2V÷vs÷4V-Mx

1 cm Plot = 4639.9 kNm

0 4639.9 9279.7 13919.6 18559.5 23199.4

13/07/2010
17:17

RM Bridge V8i (SELECT series 1)
08.09.73.03



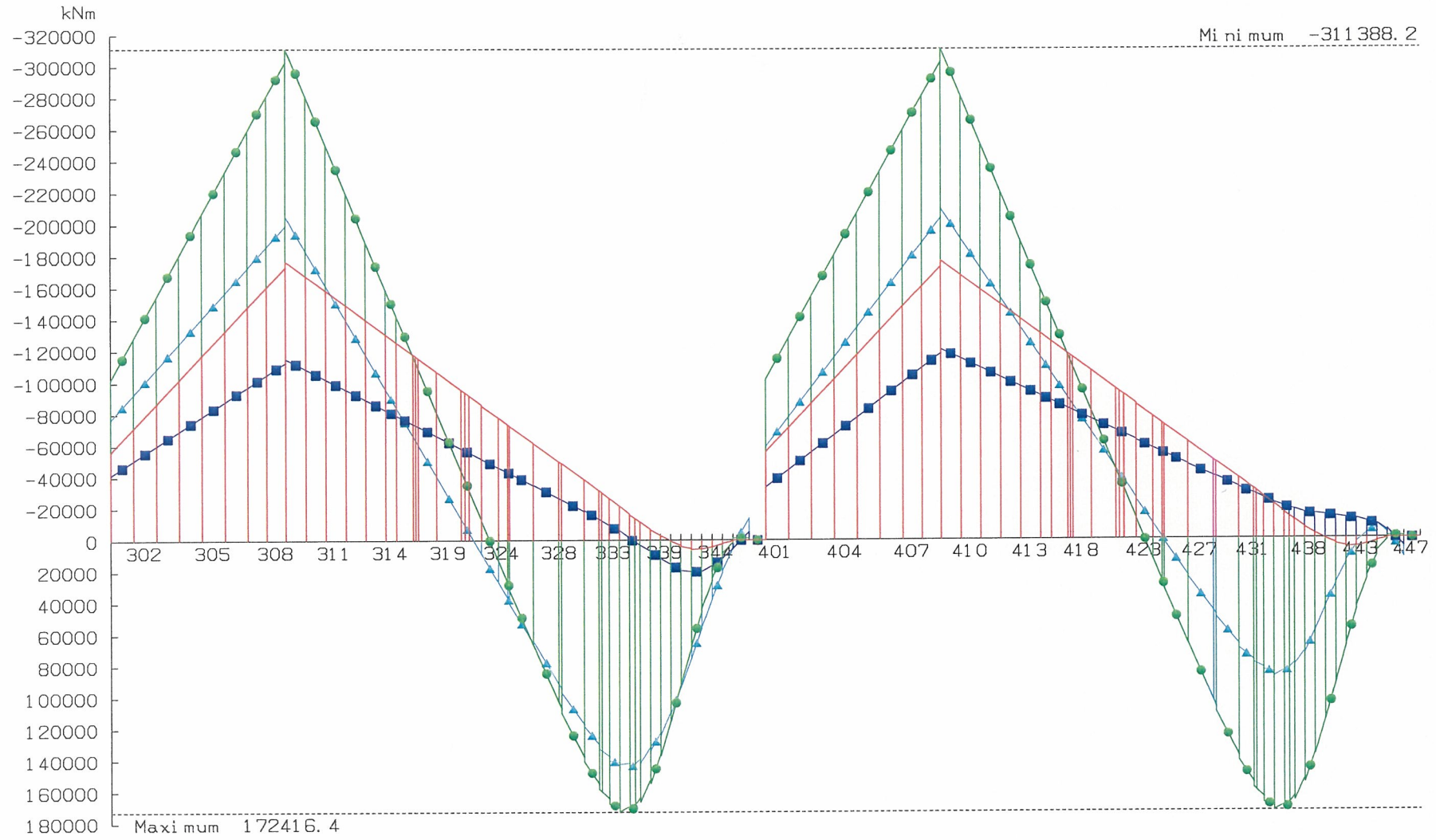
RM Bridge V8i (SELECT series 1) 08.09.73.03	Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON Project:	: Tablier÷2eme÷VS Dgm-Tablier÷2eme÷VS-m	13/07/2010 17:17

1 cm Plot = 16011.1 kNm

0 16011.1 32022.1 48033.2 64044.2 80055.3

ANEXO A3.4

Torre em V invertido: $I_x/10$ $I_y/10$



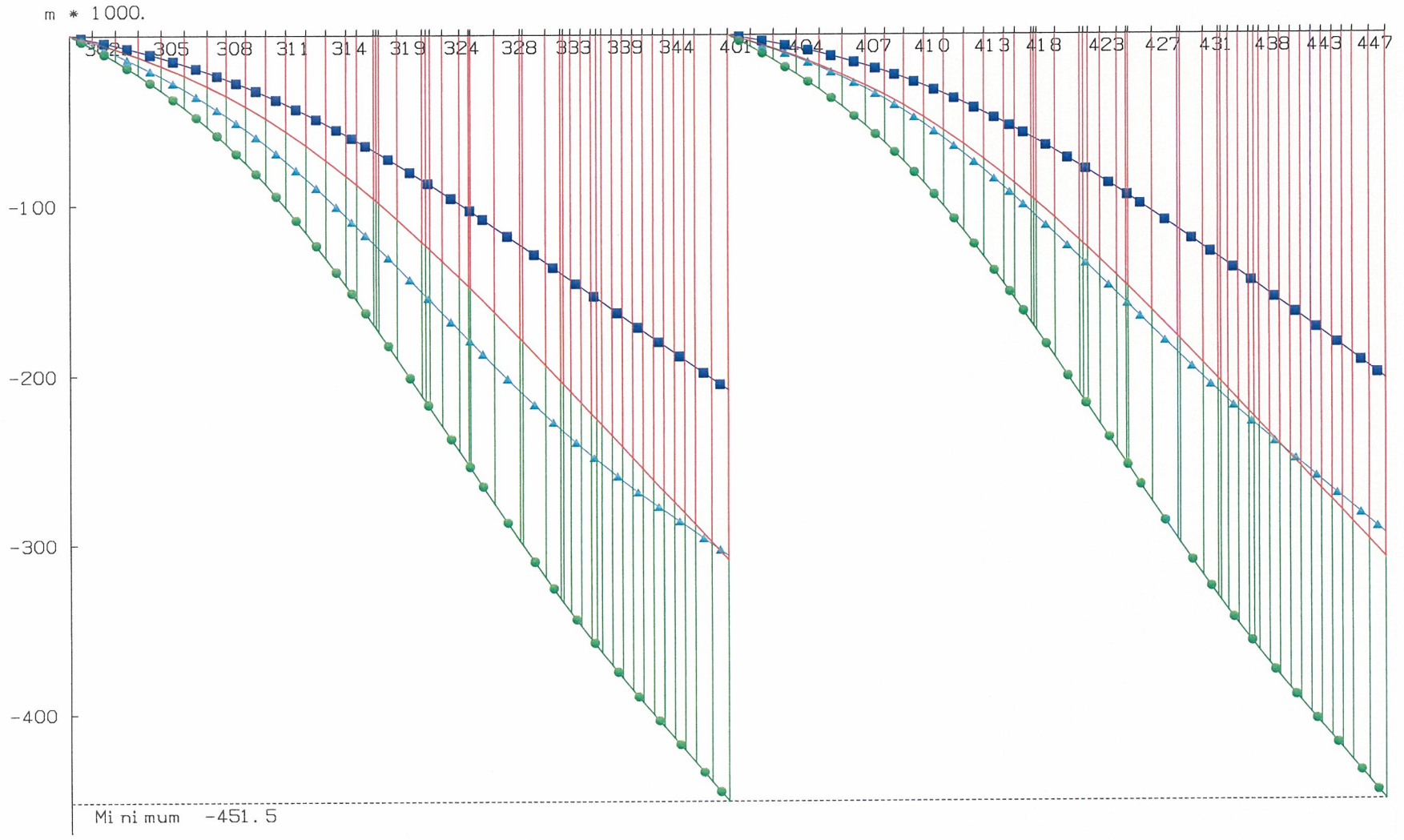
LC201
LC: Mz
total: local: normal
(-177327 , 5897)

LC202
LC: Mz
total: local: normal
(-311388 , 172416)

LC203
LC: Mz
total: local: normal
(-120987 , 20846)

LC204
LC: Mz
total: local: normal
(-209694 , 144635)

RM Bridge V8i (SELECT series 1) 08.09.73.03	Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON Project:	: PP2÷2V÷vs÷4V Dgm-PP2÷2V÷vs÷4V-m	1 cm Plot = 38321.2 kNm 0 38321.2 76642.3 114963.5 153284.6 191605.8	13/07/2010 15:42



LC201
LC: Vy
total: local: normal
(-310 , 0)

LC202
LC: Vy
total: local: normal
(-452 , 0)

LC203
LC: Vy
total: local: normal
(-209 , 0)

LC204
LC: Vy
total: local: normal
(-307 , 0)

Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON

Project:

: PP2÷2V÷vs÷4V

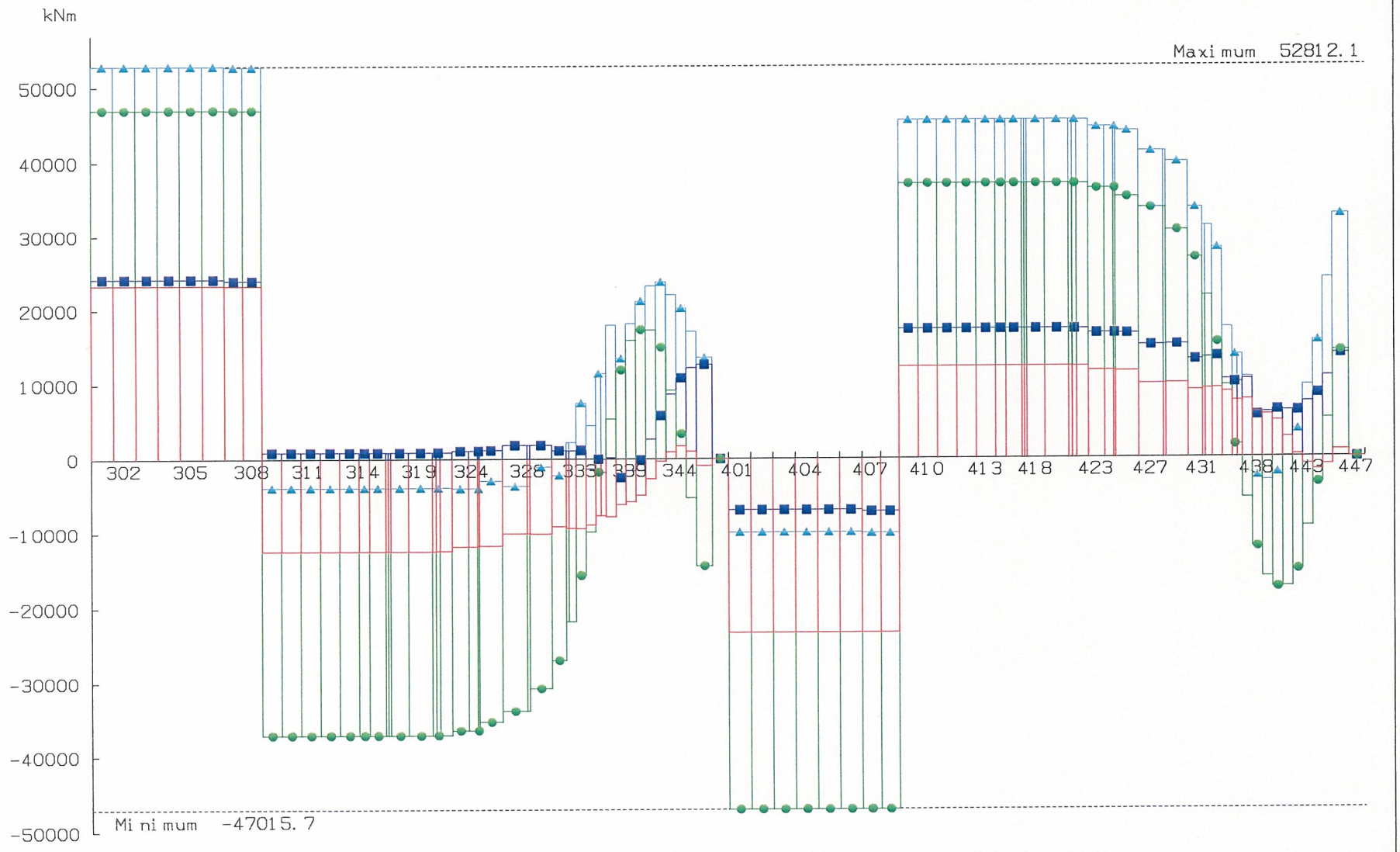
Dgm-PP2÷2V÷vs÷4V-d

1 cm Plot = 0.0358 m

0 0.0358 0.0715 0.1073 0.1431 0.1788

13/07/2010
15:42

SM Bridge V8i (SELECT series 1)
08.09.73.03



LC201
LC: Mx
total: local: normal
(-23349 , 23349)

LC202
LC: Mx
total: local: normal
(-47016 , 47016)

LC203
LC: Mx
total: local: normal
(-7100 , 24225)

LC204
LC: Mx
total: local: normal
(-9999 , 52812)

Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON

Project:

: PP2÷2V÷vs÷4V

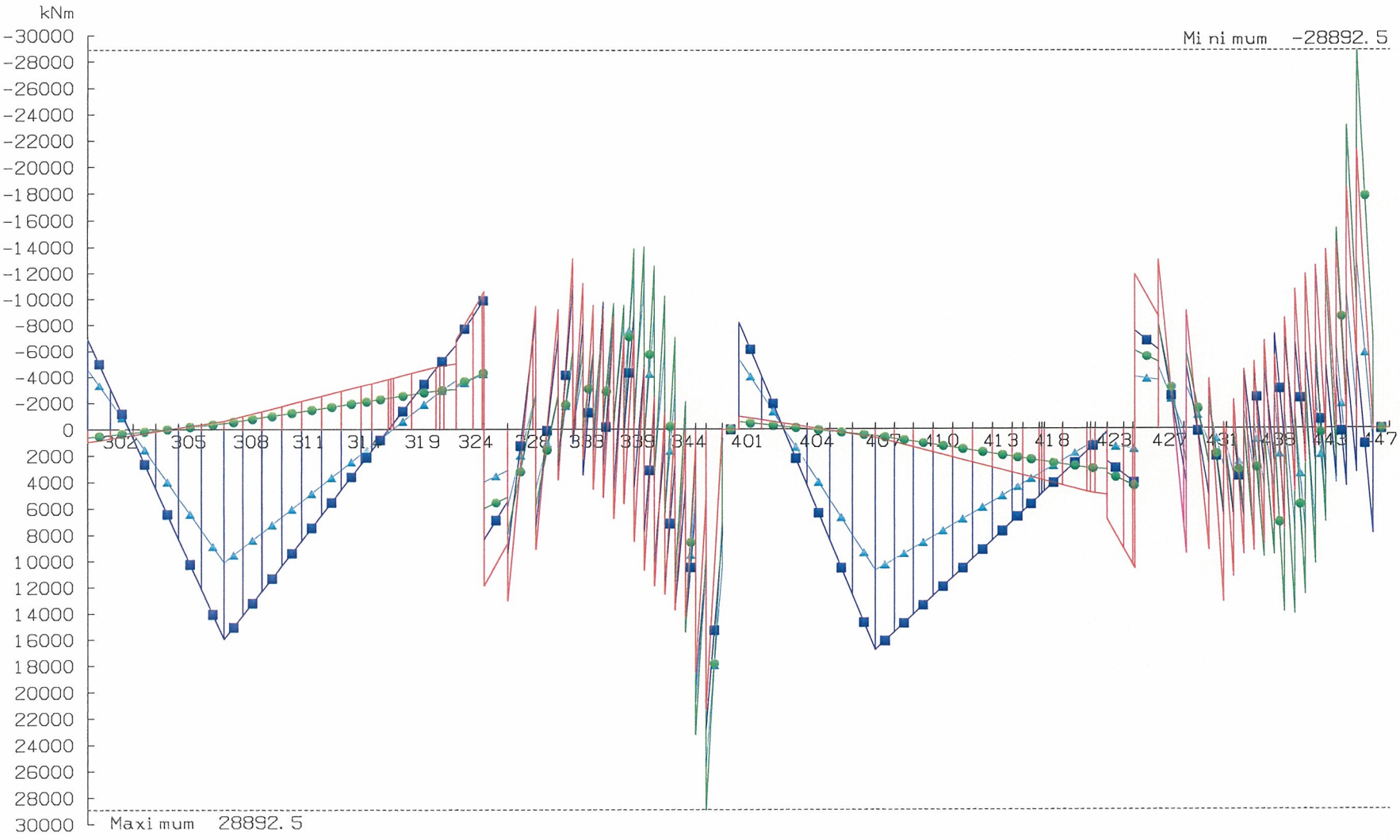
Dgm-PP2÷2V÷vs÷4V-Mx

1 cm Plot = 7907.2 kNm

0 7907.2 15814.3 23721.5 31628.6 39535.8

13/07/2010
15:42

RM Bridge V8i (SELECT series 1)
08.09.73.03



LC201
LC: My
total: local: normal
(-21284 , 21284)

LC202
LC: My
total: local: normal
(-28893 , 28893)

LC203
LC: My
total: local: normal
(-11015 , 22741)

LC204
LC: My
total: local: normal
(-12946 , 25577)

RM Bridge V8i (SELECT series 1)
08.09.73.03

Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON

Project:

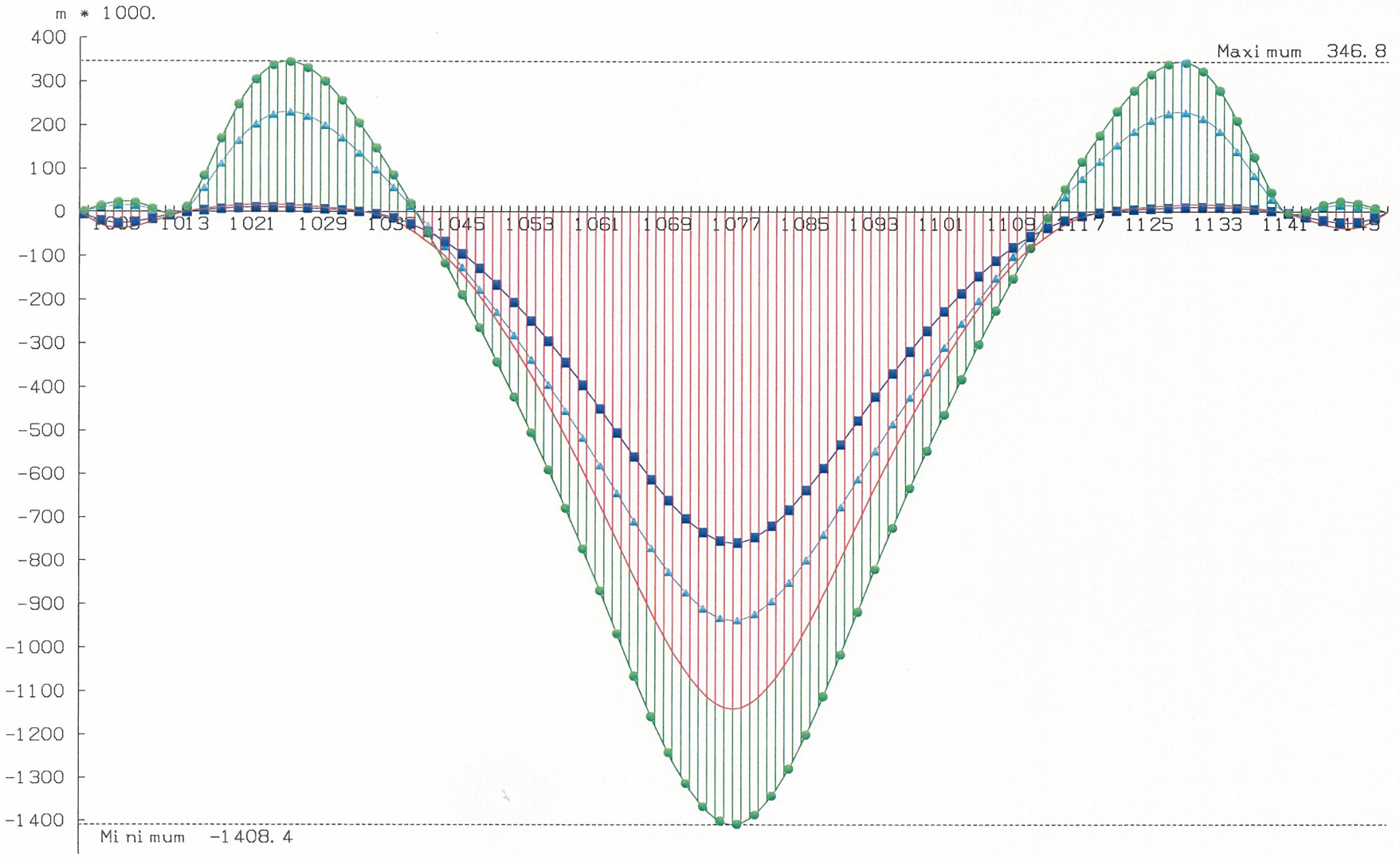
: PP2÷2eme÷VS

Dgm-PP2÷2eme÷VS-m

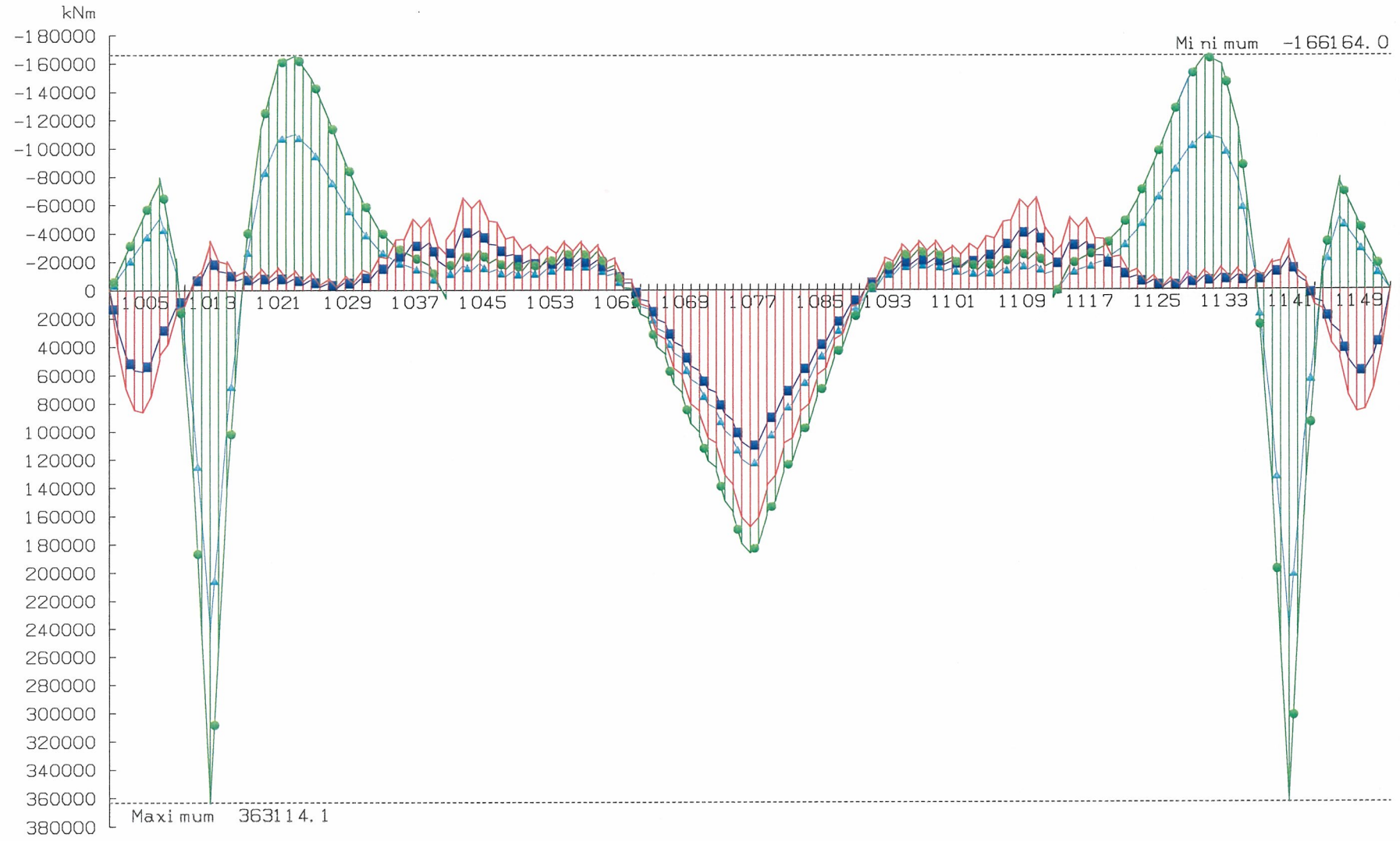
1 cm Plot = 4577.0 kNm

0 4577.0 9154.1 13731.1 18308.1 22885.2

13/07/2010
15:42



RM Bridge V8i (SELECT series 1) 08.09.73.03	Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON Project:	: Tablier÷2V÷vs÷4V Dgm-Tablier÷2V÷vs÷4V-d 1 cm Plot = 0.139 m 0 0.139 0.278 0.417 0.556 0.695	13/07/2010 15:43



LC201
LC: Mz
total: local: normal
(-65352 , 167672)

LC202
LC: Mz
total: local: normal
(-166164 , 363114)

LC203
LC: Mz
total: local: normal
(-43568 , 111781)

LC204
LC: Mz
total: local: normal
(-110776 , 242076)

Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON

Project:

: Tablier÷2V÷vs÷4V

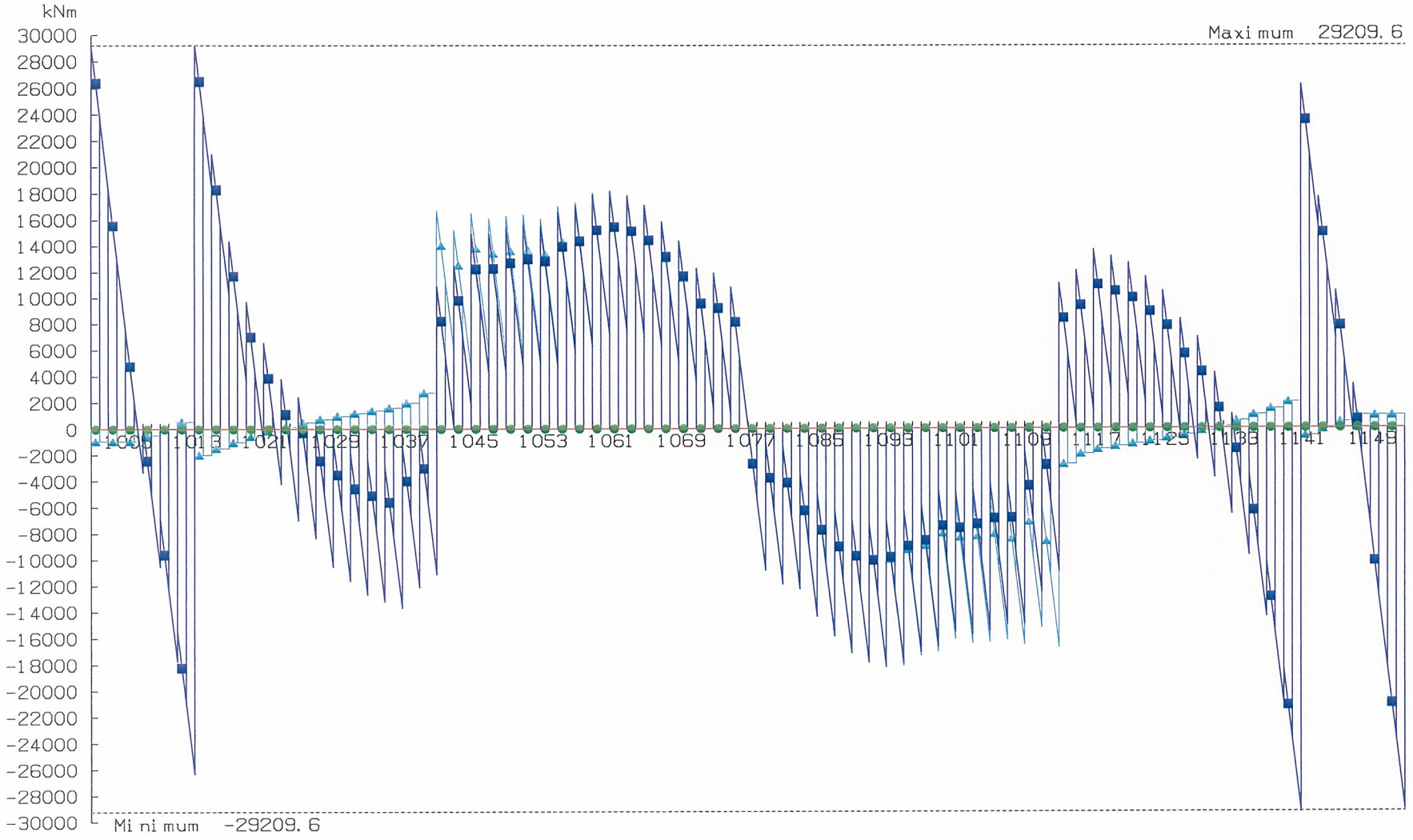
Dgm-Tablier÷2V÷vs÷4V-m

1 cm Plot = 41923.0 kNm

0 41923.0 83846.0 125769.1 167692.1 209615.1

13/07/2010
15:43

RM Bridge V8i (SELECT series 1)
08.09.73.03



LC201
LC: Mx
total: local: normal
(0.0 , 0.0)

LC202
LC: Mx
total: local: normal
(0.0 , 0.0)

LC203
LC: Mx
total: local: normal
(-29210 , 29210)

LC204
LC: Mx
total: local: normal
(-18216 , 18216)

Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON

Project:

: Tablier÷2V÷vs÷4V

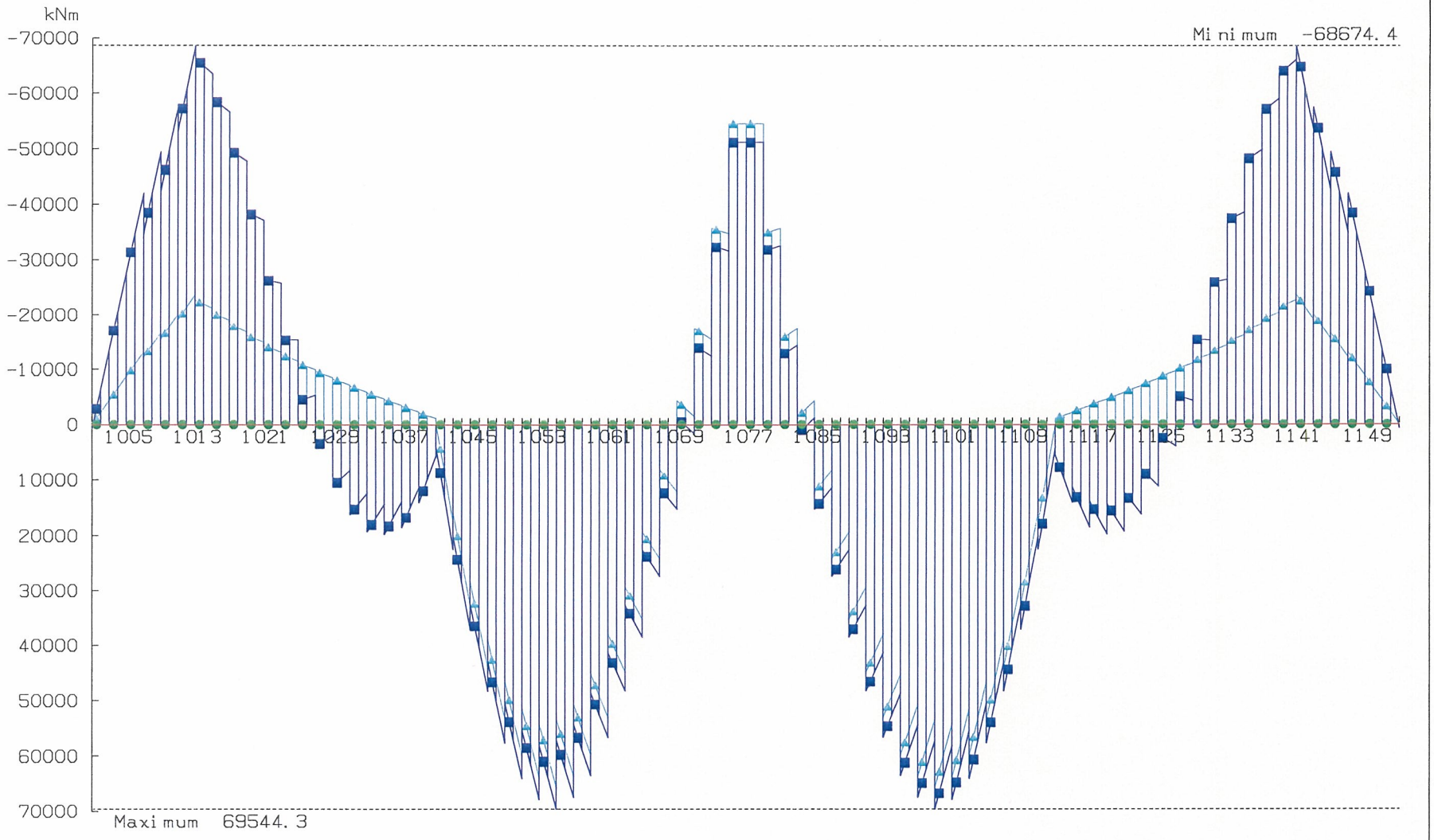
Dgm-Tablier÷2V÷vs÷4V-Mx

1 cm Plot = 4627.3 kNm

0 4627.3 9254.5 13881.8 18509.1 23136.3

13/07/2010
15:43

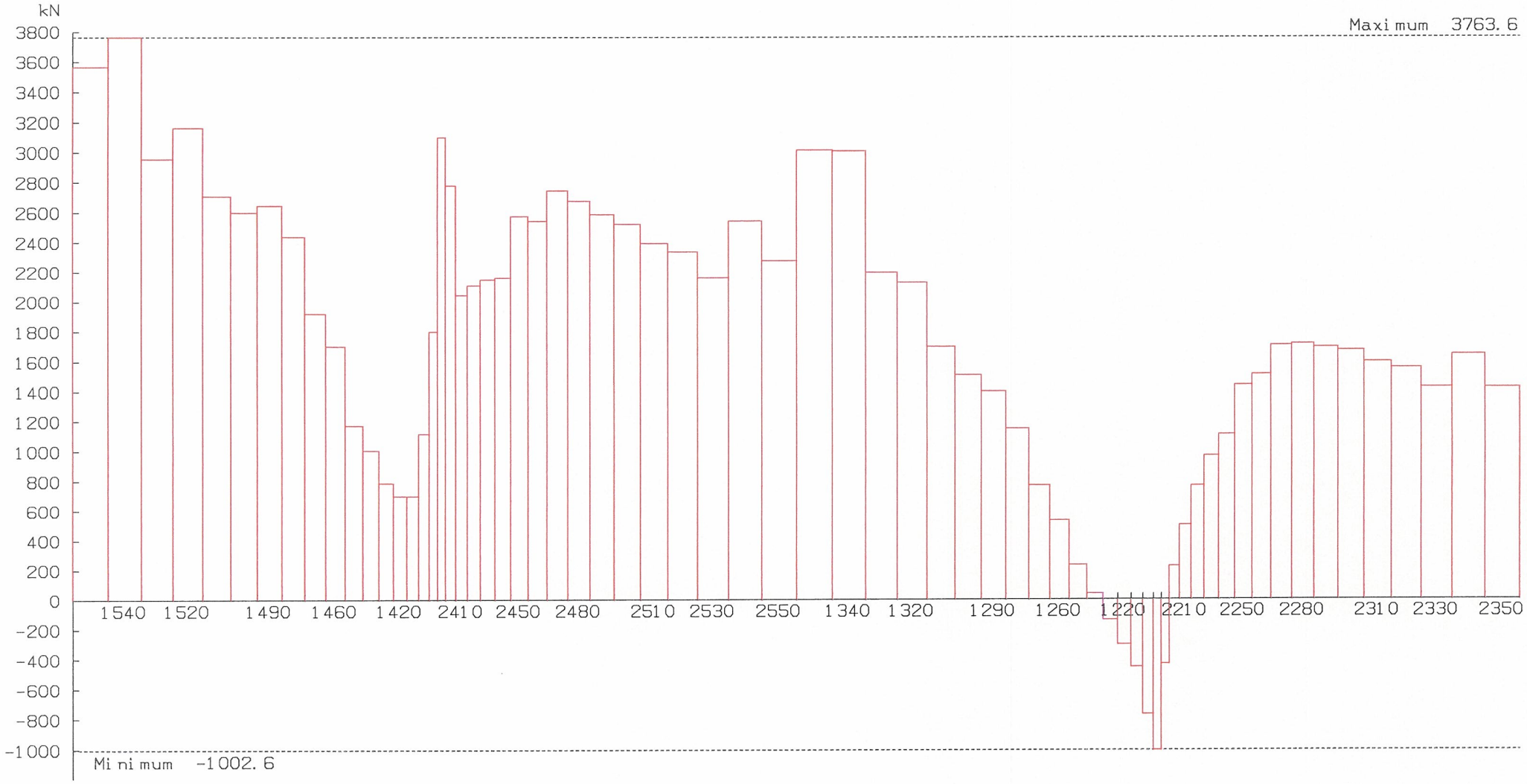
RM Bridge V8i (SELECT series 1)
08.09.73.03



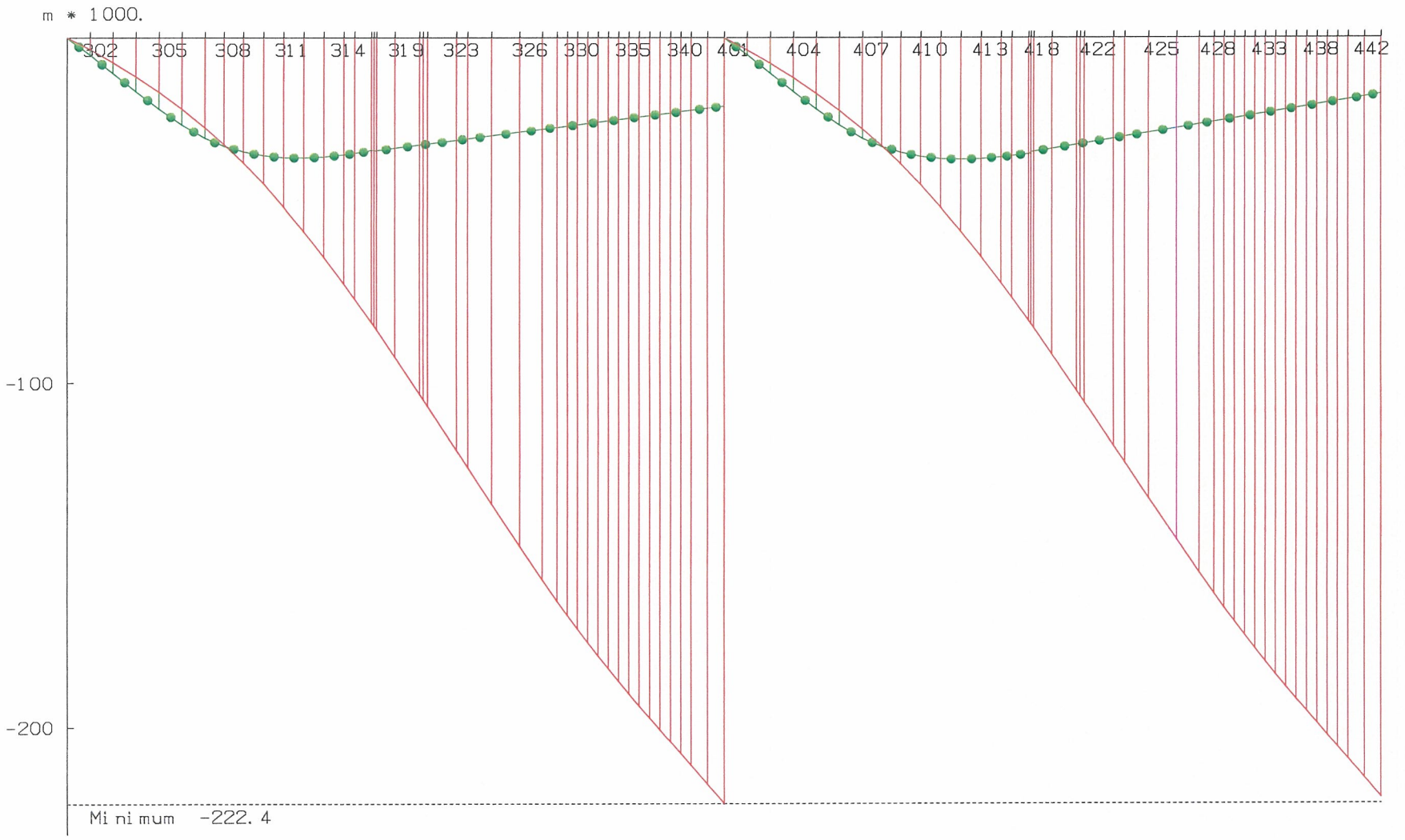
2M Bridge V8i (SELECT series 1) 08.09.73.03	Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON Project:	: Tablier÷2eme÷VS Dgm-Tablier÷2eme÷VS-m 1 cm Plot = 10948.0 kNm 0 10948.0 21896.0 32844.0 43792.0 54740.0	13/07/2010 15:43

ANEXO A3.5

Torre em H:
LC 205



24 Bridge V01 (SELECT series 1) 08.09.73.03	Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON Project:	Results: LC: Nx, total local normal : Cable÷mov÷diff÷p, Load case: LC205 Dgm-Cable÷mov÷diff÷p 1 cm Plot = 377.5 kN 0 377.5 755.1 1132.6 1510.1 1887.6	13/07/2010 16:30



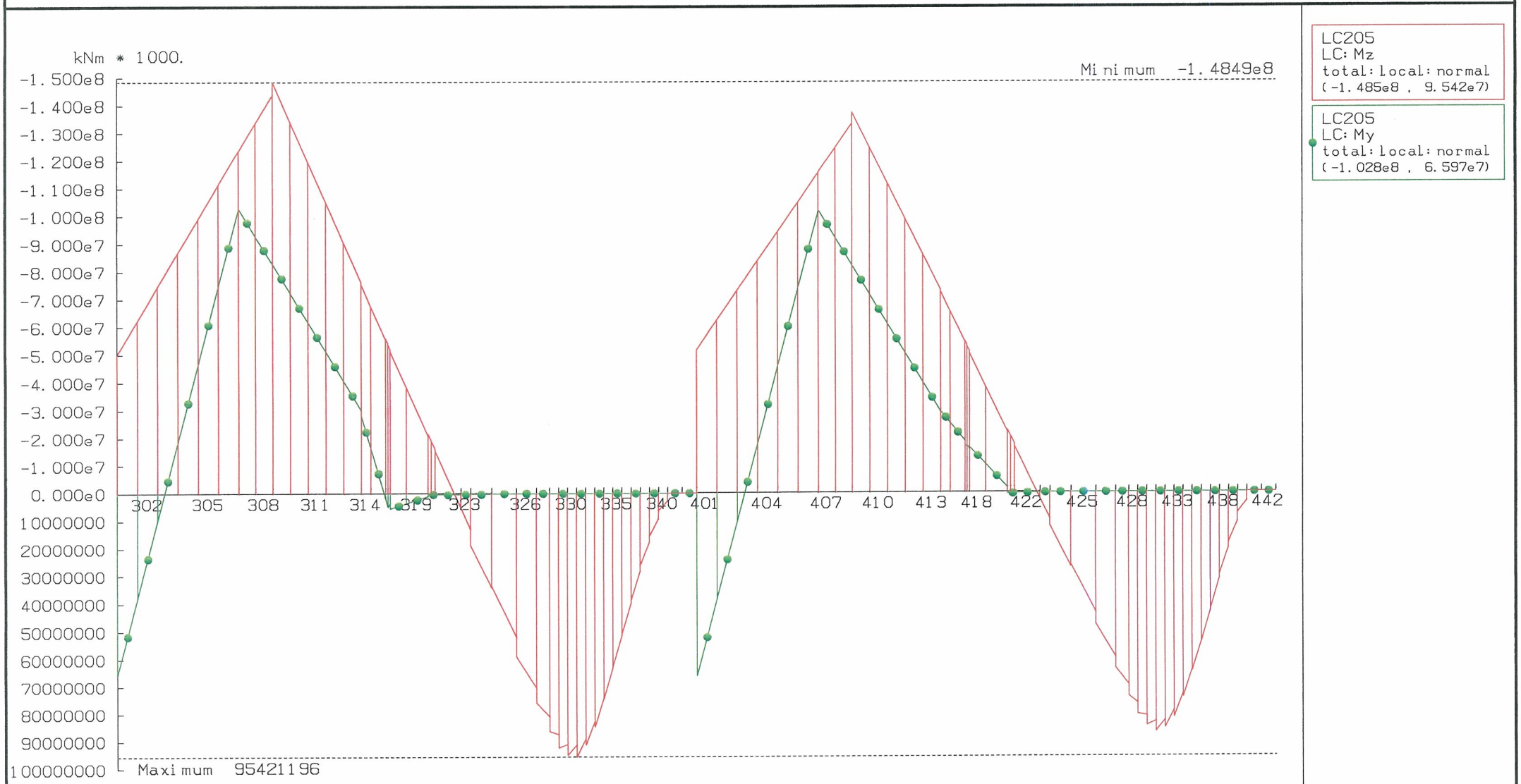
LC205
LC: Vy
total: local: normal
(-222 , 0)

LC205
LC: Vz
total: local: normal
(-35.5 , 0.0)

LEM Bridge V8i (SELECT series 1) 08.09.73.03	Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON Project:	: PP2÷mov÷diff÷p Dgm-PP2÷mov÷diff÷p-d	13/07/2010 16:31

1 cm Plot = 0.0176 m

0 0.0176 0.0352 0.0528 0.0705 0.0881



Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON

Project:

: PP2÷mov÷diff÷p

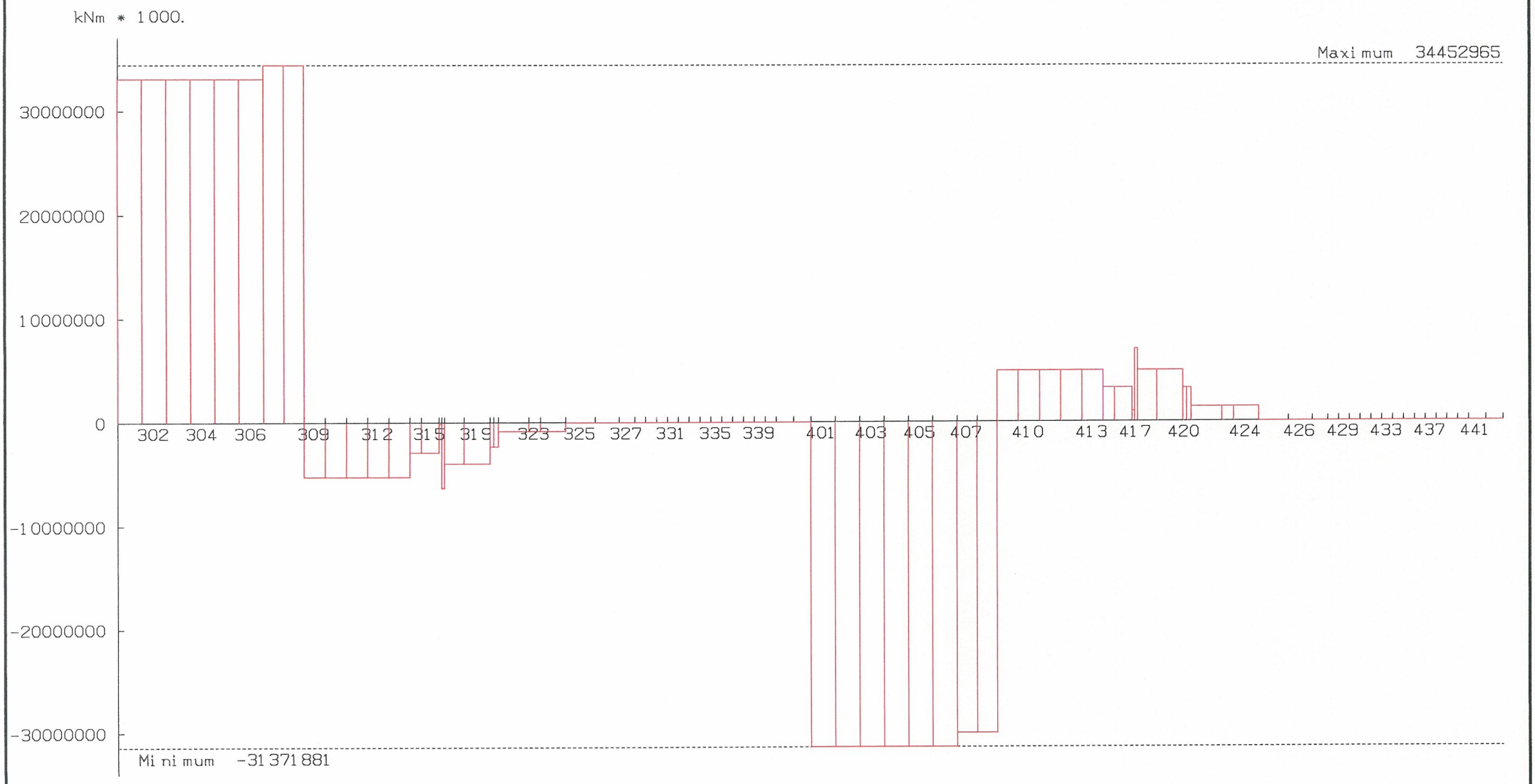
Dgm-PP2÷mov÷diff÷p-m

1 cm Plot = 19319.5 kNm

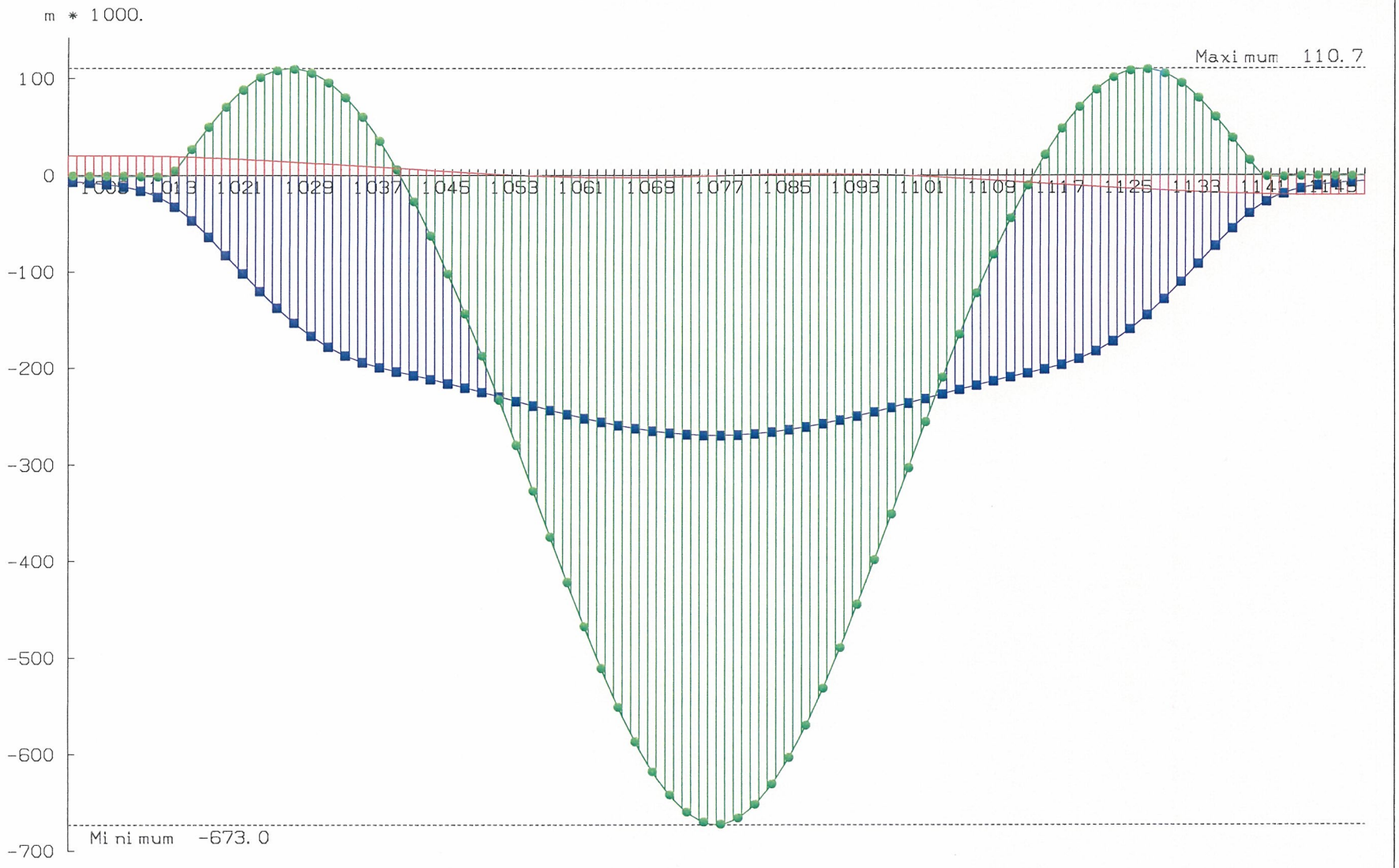
0 19319.5 38638.9 57958.4 77277.8 96597.3

13/07/2010
16:31

Bridge V8i (SELECT series 1)
08.09.73.03



3M Bridge V8i (SELECT series 1) 08.09.73.03	Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON Project:	Results: LC: Mx, total local normal : PP2÷mov÷diff÷p, Load case: LC205 Dgm-PP2÷mov÷diff÷p-Mx 1 cm Plot = 5213.8 kNm 0 5213.8 10427.7 15641.5 20855.4 26069.2	13/07/2010 16:31



Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON

Project:

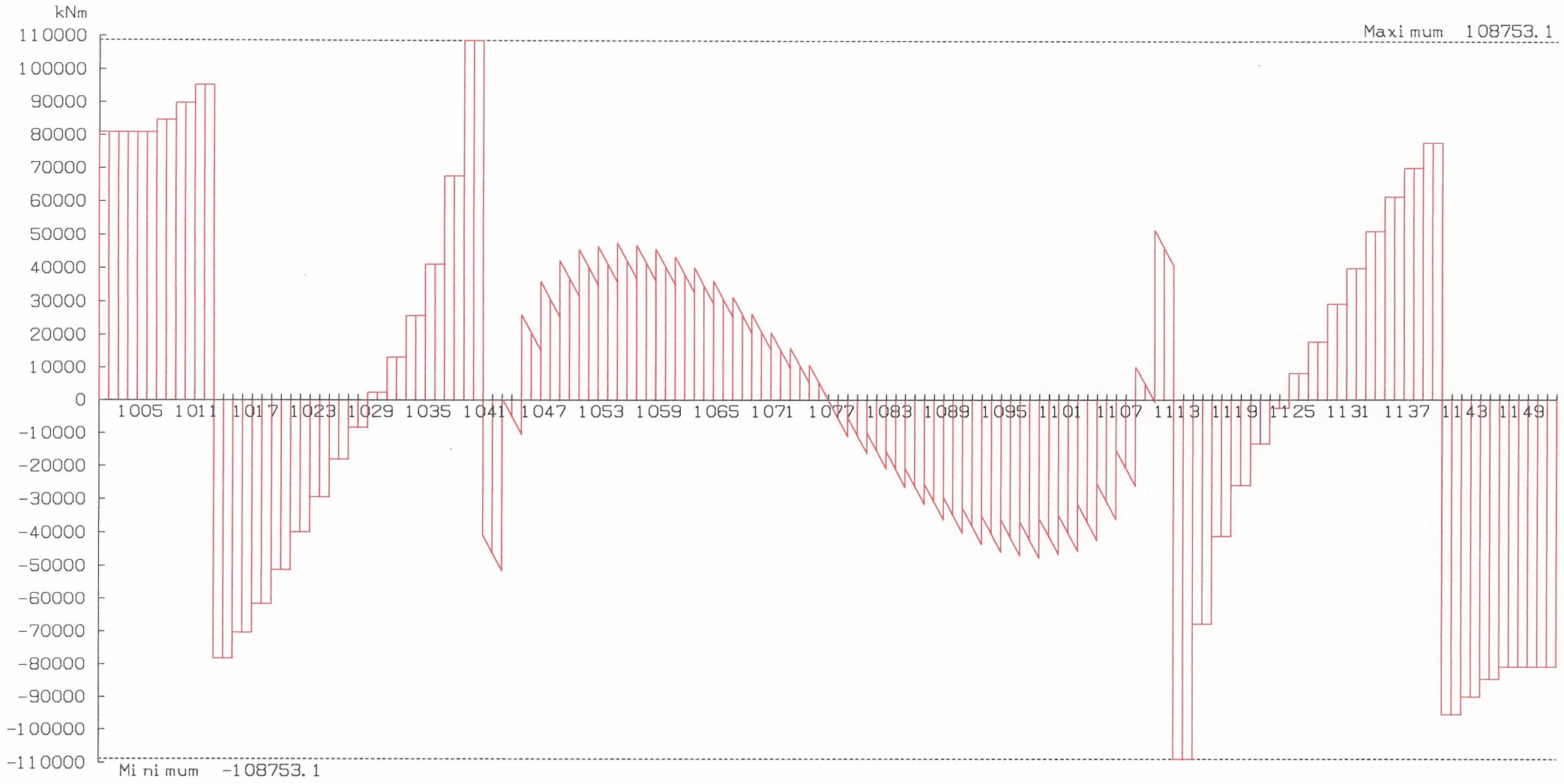
: Tabli÷mov÷diff÷p

Dgm-Tabli÷mov÷diff÷p-d

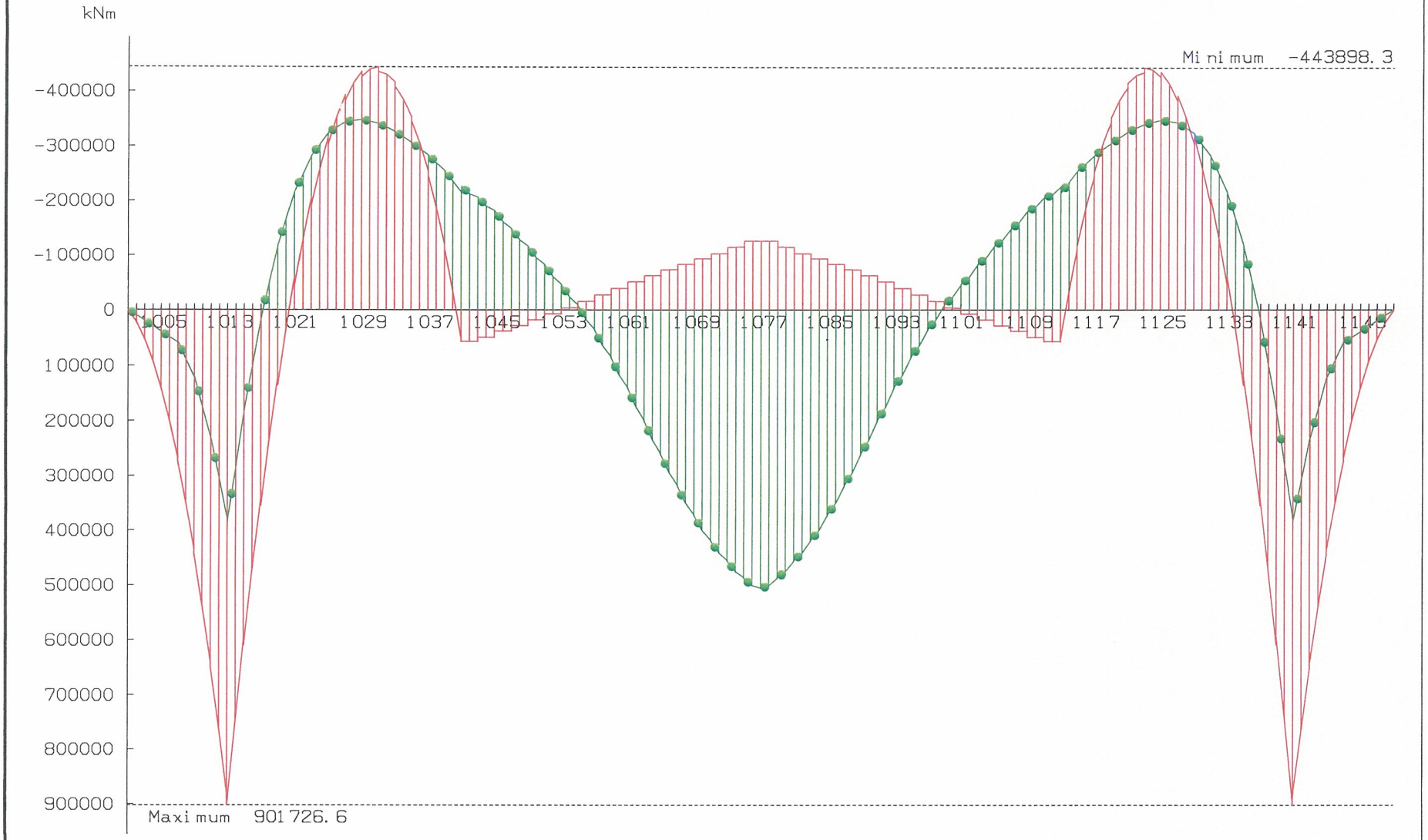
1 cm Plot = 0.0621 m

0 0.0621 0.1241 0.1862 0.2483 0.3104

13/07/2010
16:31



Bridge VBI (SELECT section 1) 08.09.73.03	Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON Project:	Results: LC: Mx, total local normal : Tabli÷mov÷diff÷p, Load case: LC205 Dgm-Tabli÷mov÷diff÷p-Mx 1 cm Plot = 17228.2 kNm 0 17228.2 34456.4 51684.7 68912.9 86141.1	13/07/2010 16:31



Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON

Project:

: Tabli÷mov÷diff÷p

Dgm-Tabli÷mov÷diff÷p-m

1 cm Plot = 106584.1 kNm

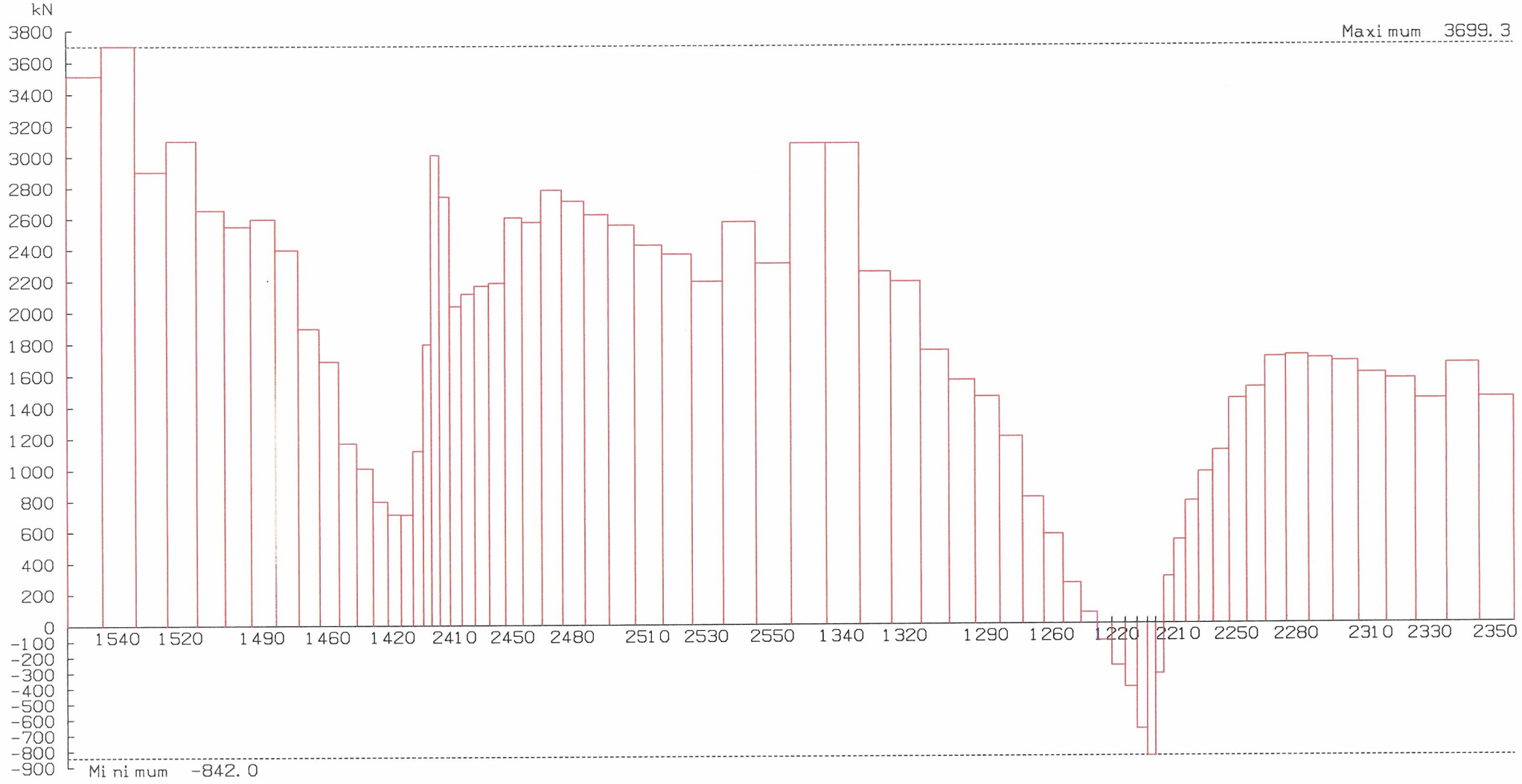
0 106584.1 213168.3 319752.4 426336.6 532920.7

13/07/2010
16:31

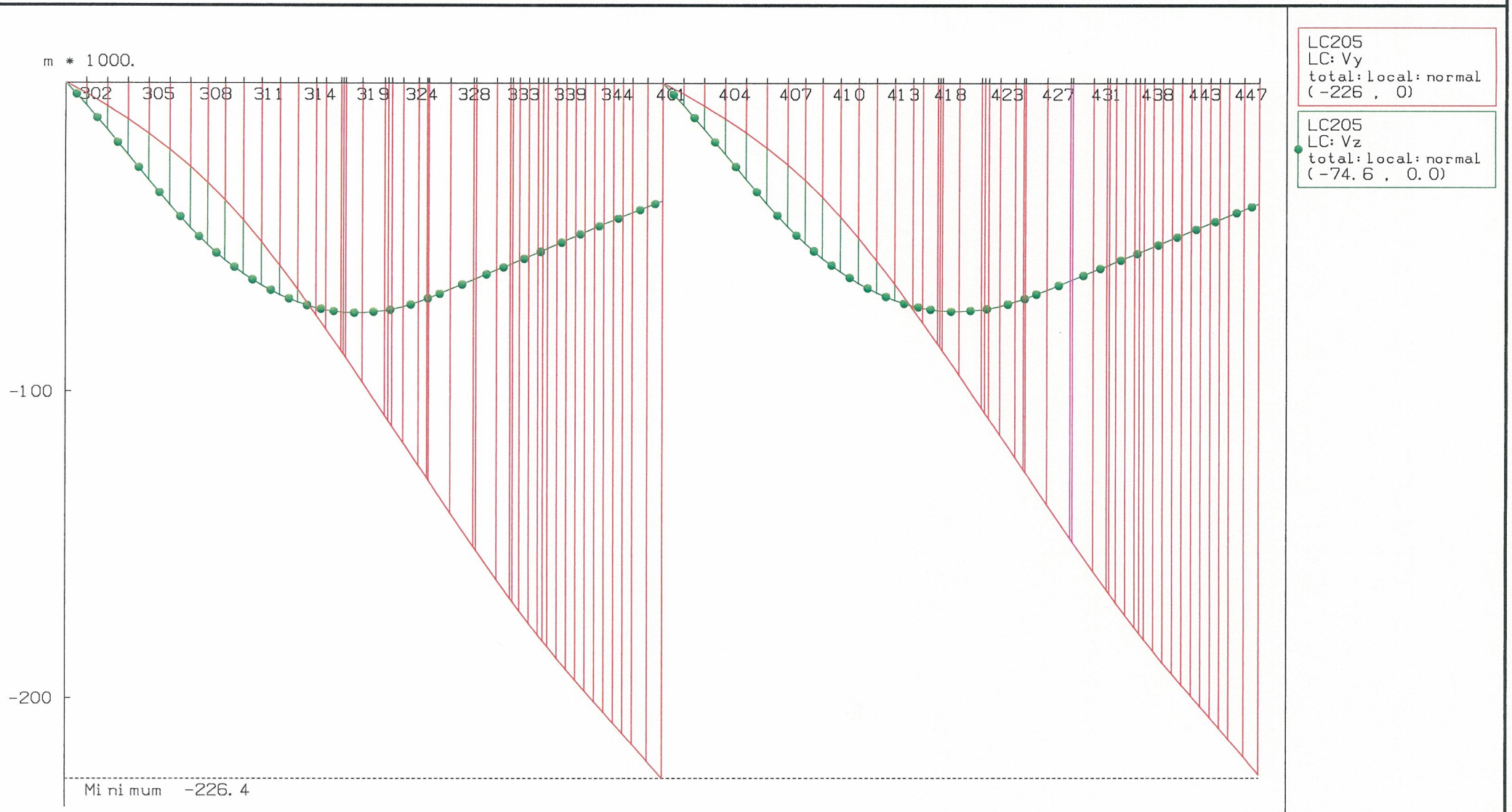
RM Bridge V8i (SELECT series 1)
08.09.73.03

ANEXO A3.6

Torre em V invertido: LC 205



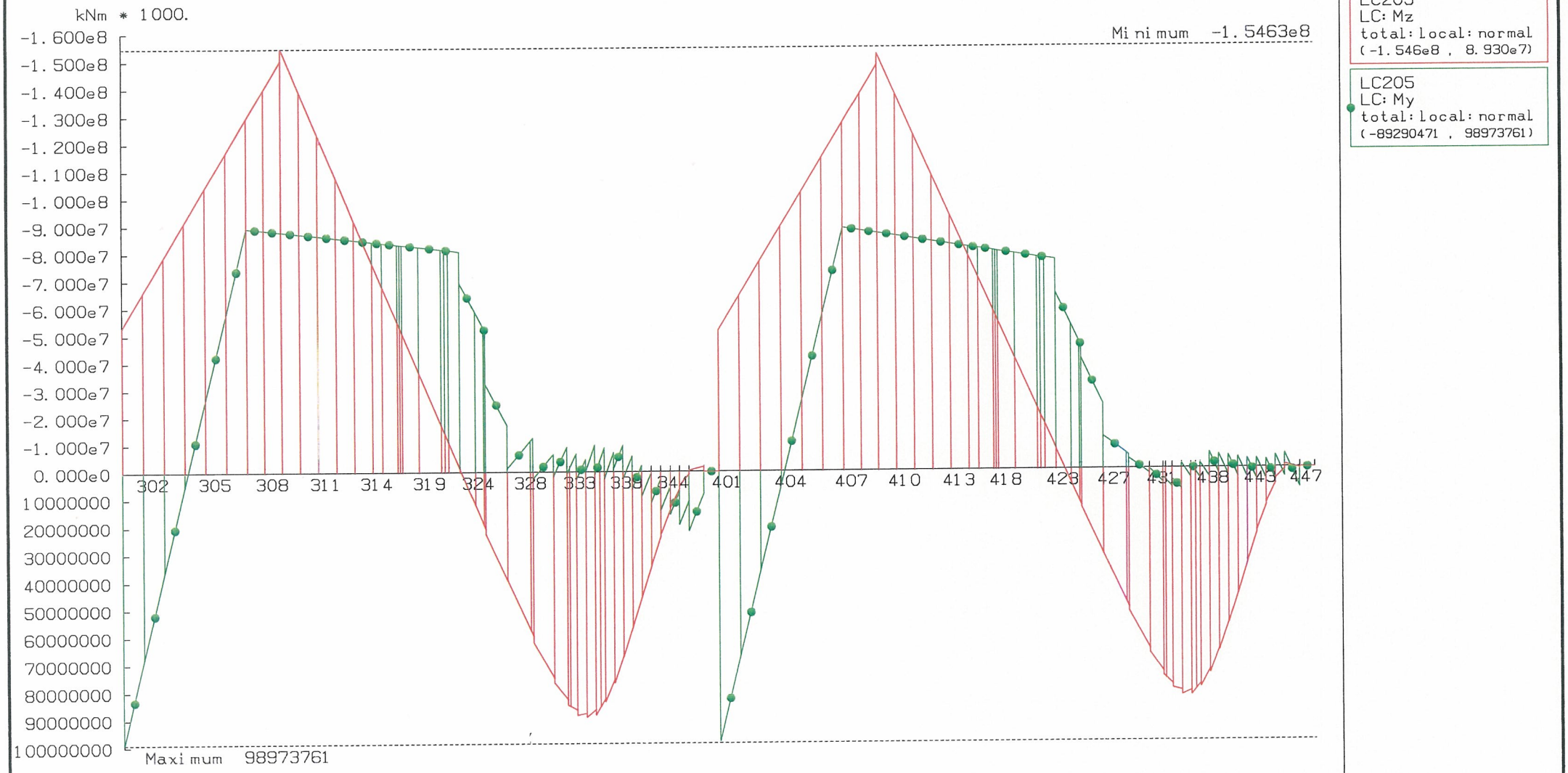
RM Bridge V8i (SELECT series 1) 08.09.73.03	Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON Project:	Results: LC: Nx, total local normal : Cable÷mov÷diff÷p, Load case: LC205 Dgm-Cable÷mov÷diff÷p 1 cm Plot = 359.7 kN 0 359.7 719.4 1079.1 1438.8 1798.5	13/07/2010 14:43



RM Bridge V8i (SELECT series 1) 08.09.73.03	Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON Project:	: PP2÷mov÷diff÷p Dgm-PP2÷mov÷diff÷p-d	13/07/2010 15:13

1 cm Plot = 0.0179 m

0 0.0179 0.0359 0.0538 0.0717 0.0897



Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON

Project:

: PP2÷mov÷diff÷p

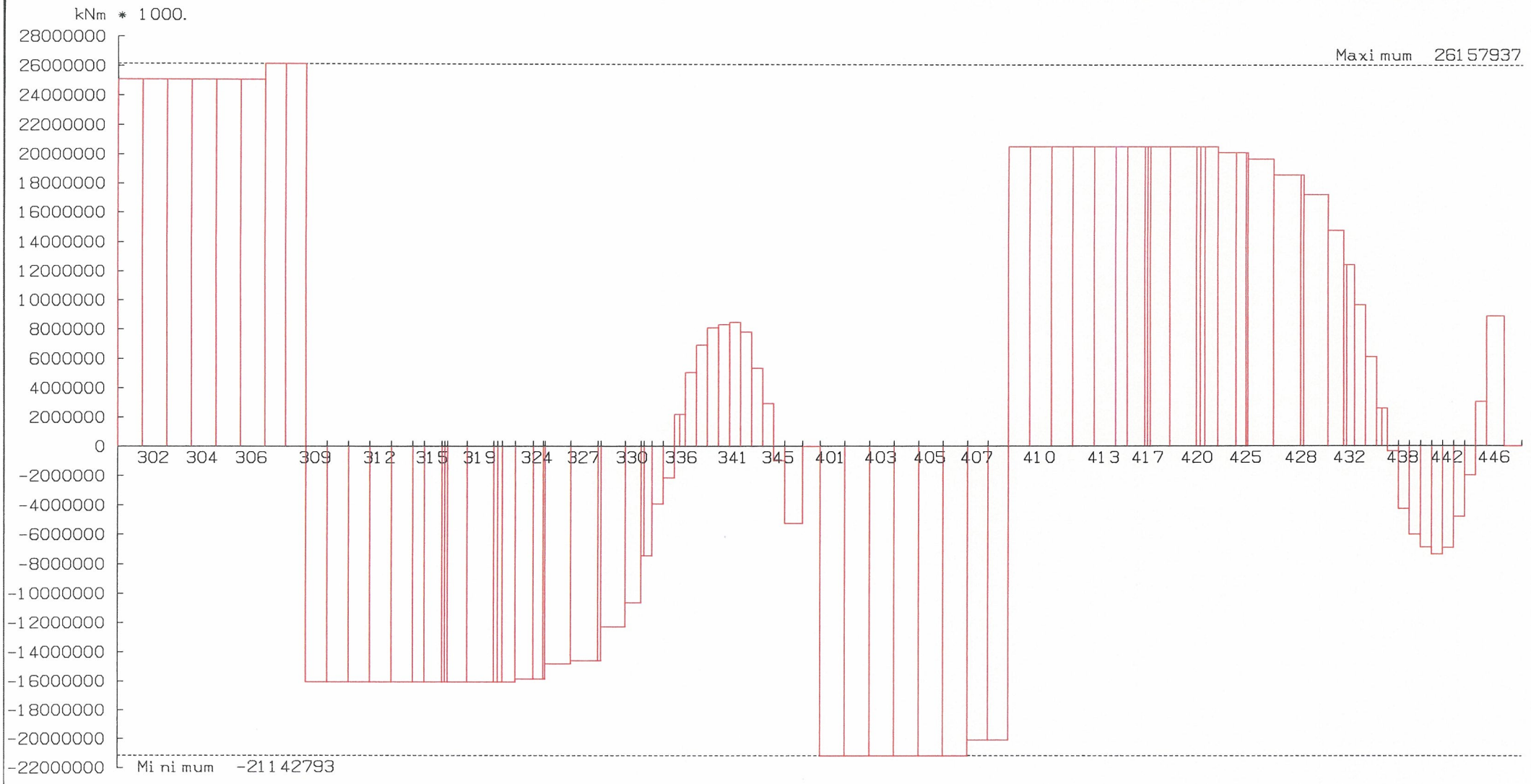
Dgm-PP2÷mov÷diff÷p-m

1 cm Plot = 20087.7 kNm

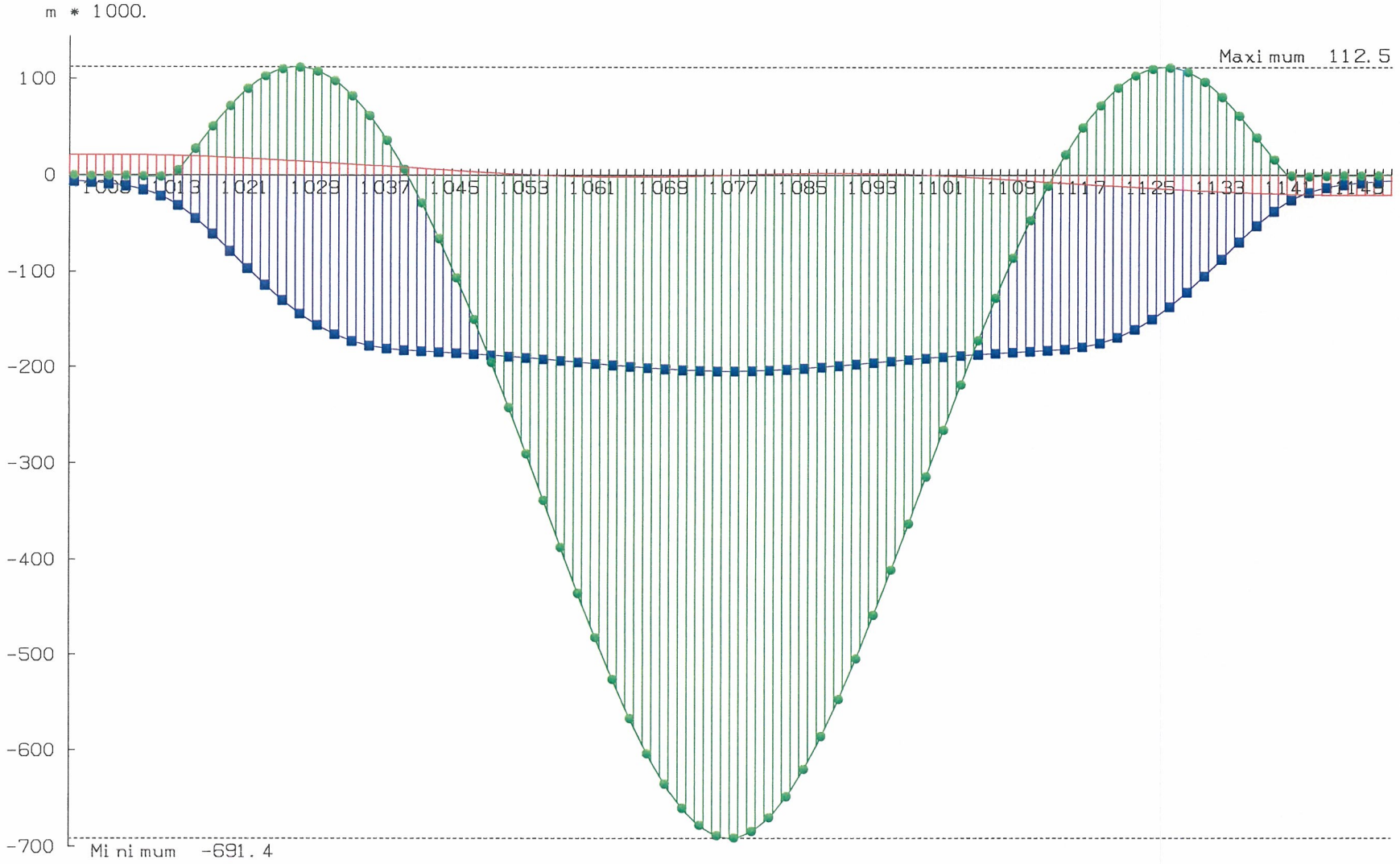
0 20087.7 40175.4 60263.1 80350.8 100438.5

13/07/2010
15:13

BM Bridge V8i (SELECT series 1)
08.09.73.03



RM Bridge V8i (SELECT series 1) 08.09.73.03	Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON Project:	Results: LC: Mx, total local normal : PP2÷mov÷diff÷p, Load case: LC205 Dgm-PP2÷mov÷diff÷p-Mx 1 cm Plot = 3746.6 kNm 0 3746.6 7493.2 11239.8 14986.4 18733.0	13/07/2010 15:13



LC205
LC: Vx
total: local: normal
(-20.7 , 20.7)

LC205
LC: Vy
total: local: normal
(-691 , 112)

LC205
LC: Vz
total: local: normal
(-204 , -6)

RM Bridge V8i (SELECT series 1)
08.09.73.03

Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON

Project:

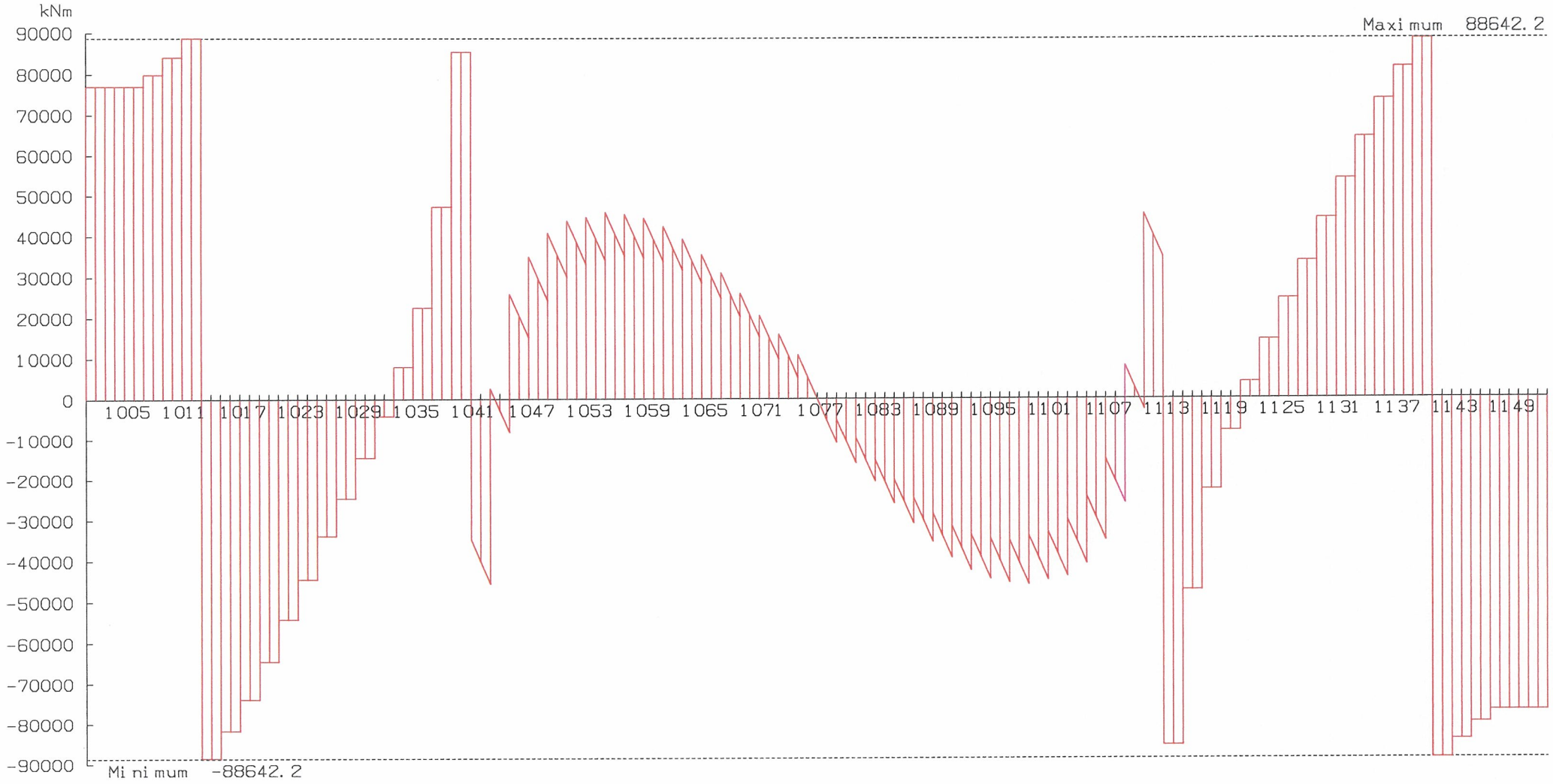
: Tabli÷mov÷diff÷p

Dgm-Tabli÷mov÷diff÷p-d

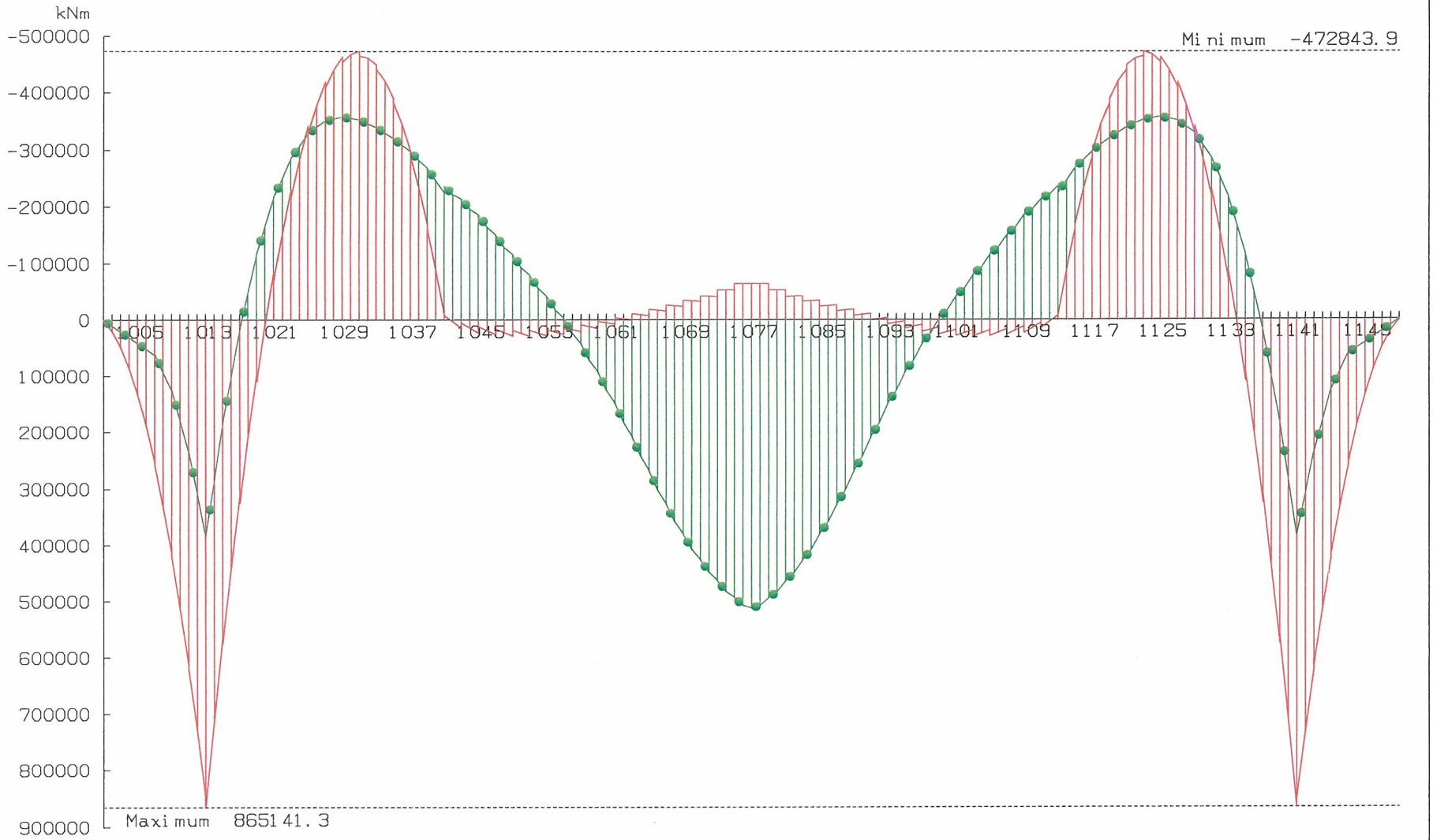
1 cm Plot = 0.0637 m

0 0.0637 0.1273 0.1910 0.2547 0.3184

13/07/2010
15:16



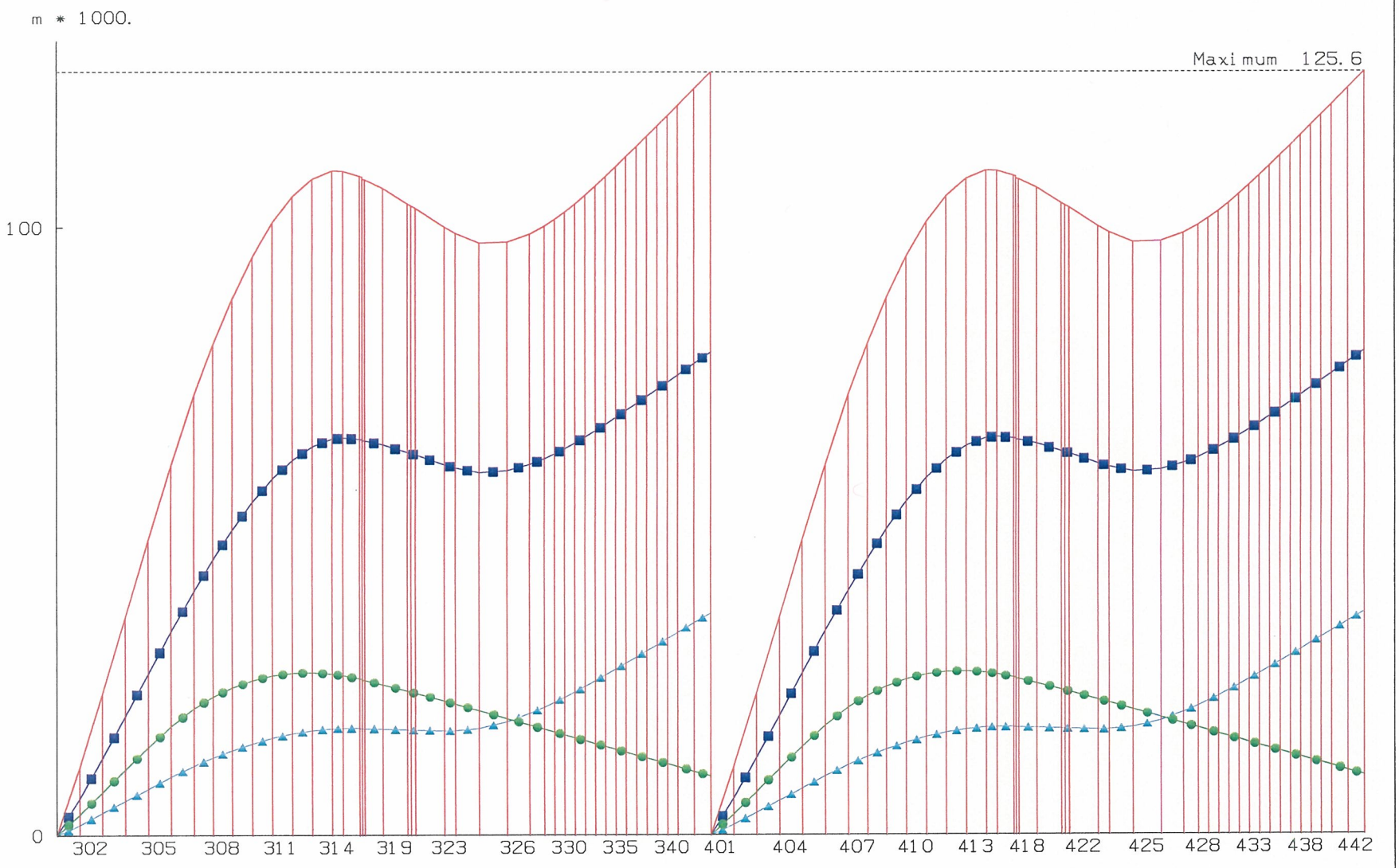
Midas Bridge V8i (SELECT series 1) 08.09.73.03	Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON Project:	Results: LC: Mx, total local normal : Tabli÷mov÷diff÷p, Load case: LC205 Dgm-Tabli÷mov÷diff÷p-Mx 1 cm Plot = 14042.3 kNm 0 14042.3 28084.7 42127.0 56169.3 70211.7	13/07/2010 15:16



GM Bridge V8i (SELECT series 1) 08.09.73.03	Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON Project:	: Tabli÷mov÷diff÷p Dgm-Tabli÷mov÷diff÷p-m 1 cm Plot = 105979.0 kNm 0 105979.0 211958.1 317937.1 423916.1 529895.1	13/07/2010 15:16

ANEXO A3.7

Torre em H: LCvent



LCvent
LC: Vz
total: local: normal
(0 , 126)

LCvent÷tablier
LC: Vz
total: local: normal
(0.0 , 26.7)

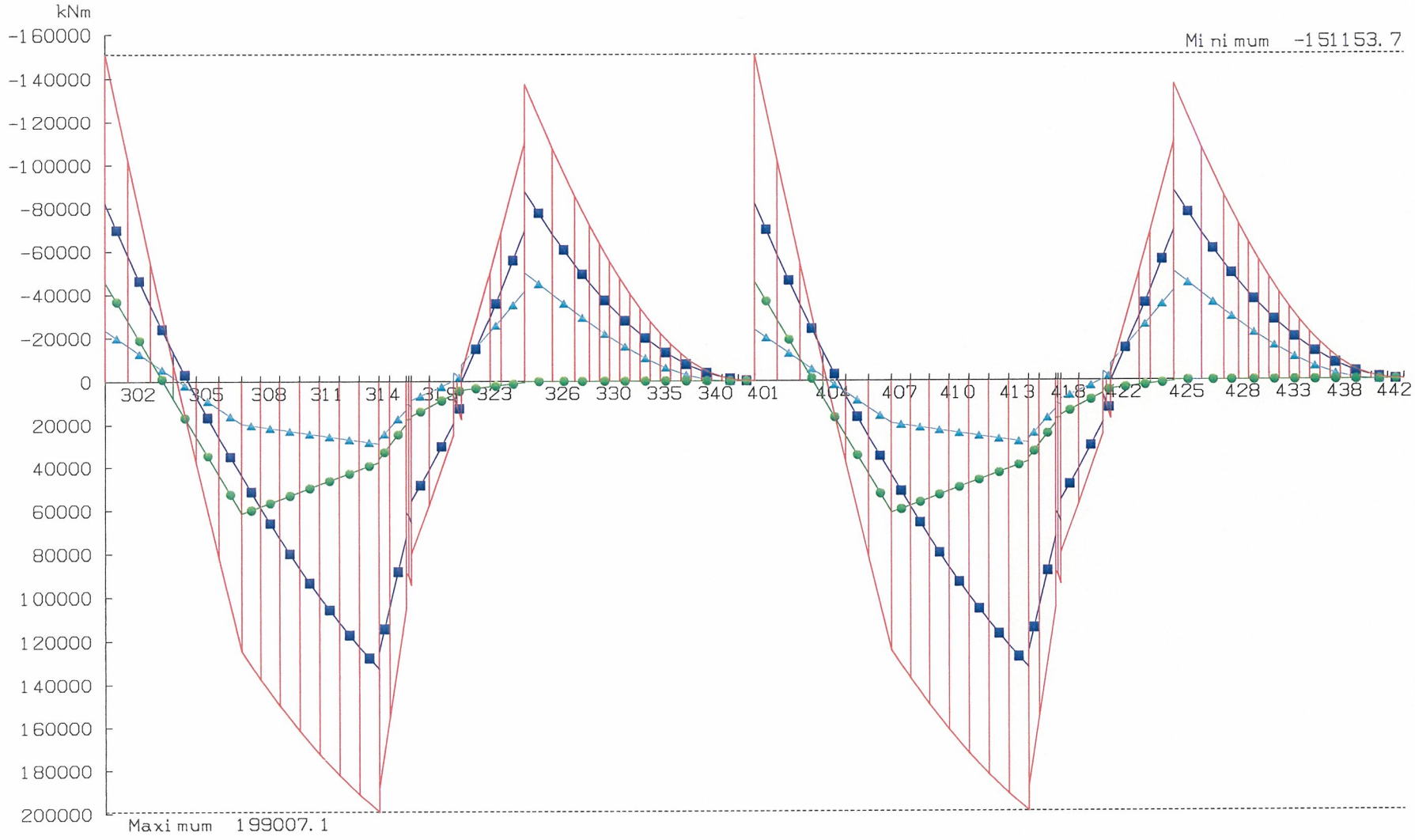
LCvent÷pylone
LC: Vz
total: local: normal
(0.0 , 79.6)

LCvent÷haubans
LC: Vz
total: local: normal
(0.0 , 36.5)

3M Bridge V8i (SELECT series 1) 08.09.73.03	Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON Project:	: Vent÷pyl ne Dgm-Vent÷pyl ne-d	13/07/2010 16:13

1 cm Plot = 0.00995 m

0 0.00995 0.01990 0.02985 0.03980 0.04975



Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON

Project:

: Vent÷pyl ne

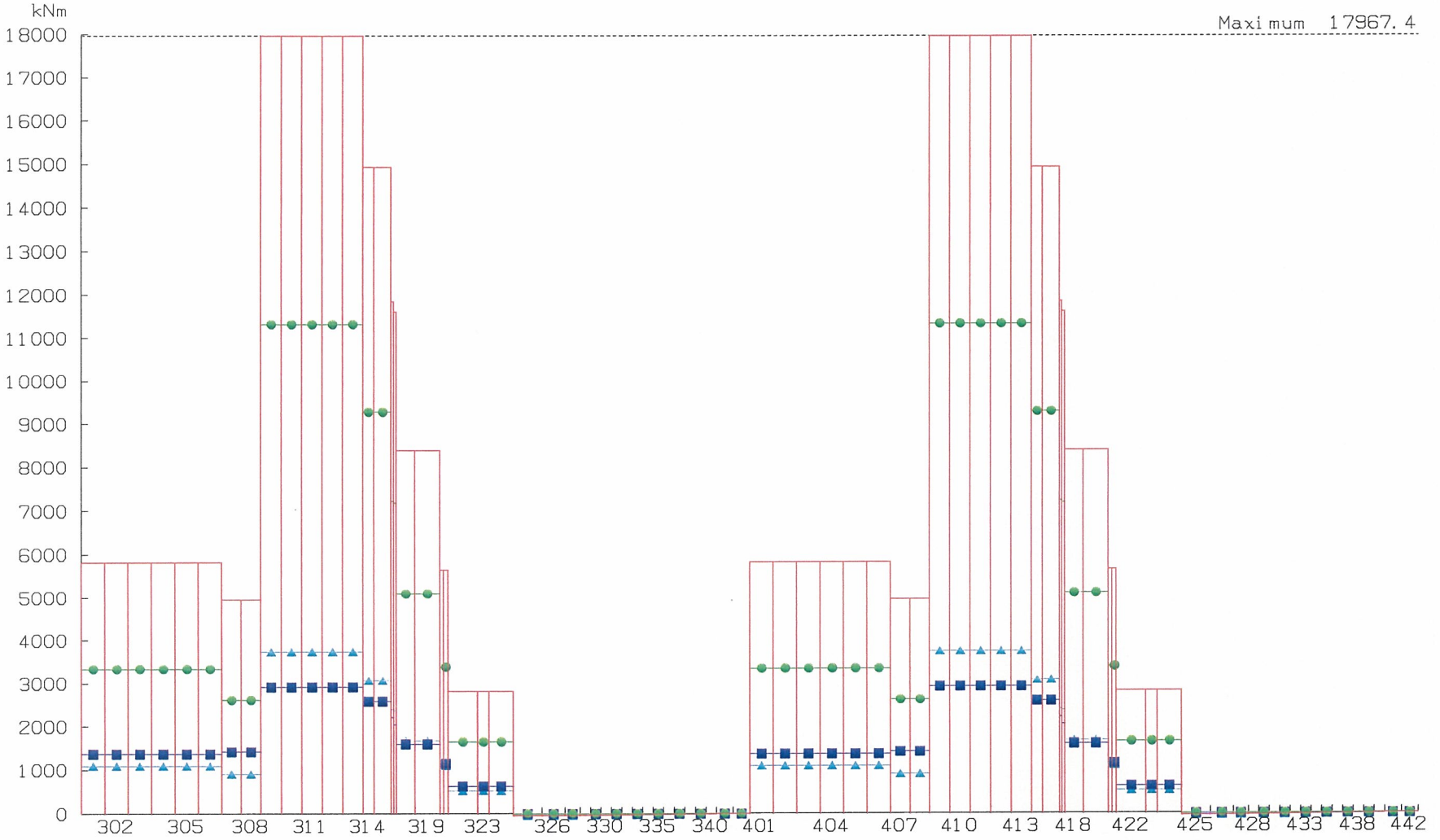
Dgm-Vent÷pyl ne-m

1 cm Plot = 27735.5 kNm

0 27735.5 55471.0 83206.5 110942.0 138677.6

13/07/2010
16:13

Bridge V01 (SELECT series 1)
08.09.73.03



LCvent
LC: Mx
total: local: normal
(-40 , 17967)

LCvent÷tablier
LC: Mx
total: local: normal
(0 , 11313)

LCvent÷pylone
LC: Mx
total: local: normal
(0 , 2919)

LCvent÷haubans
LC: Mx
total: local: normal
(-40 , 3736)

Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON

Project:

: Vent÷pyl ne

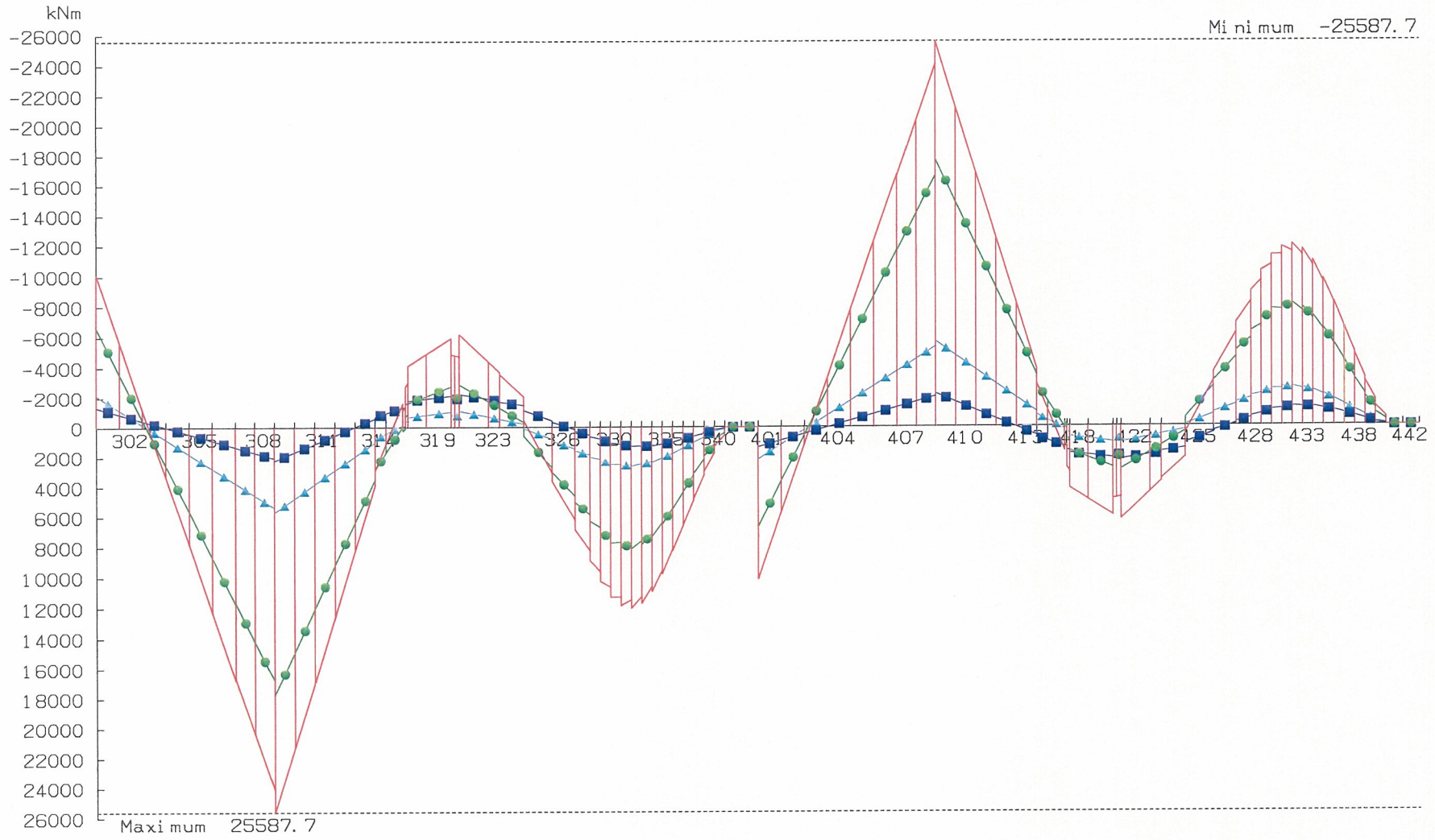
Dgm-Vent÷pyl ne-Mx

1 cm Plot = 1426.3 kNm

0 1426.3 2852.6 4278.9 5705.2 7131.5

13/07/2010
16:13

SM Bridge V8i (SELECT series 1)
08.09.73.03



LCvent
LC: Mz
total: local: normal
(-25588 , 25588)

LCvent÷tablier
LC: Mz
total: local: normal
(-17712 , 17712)

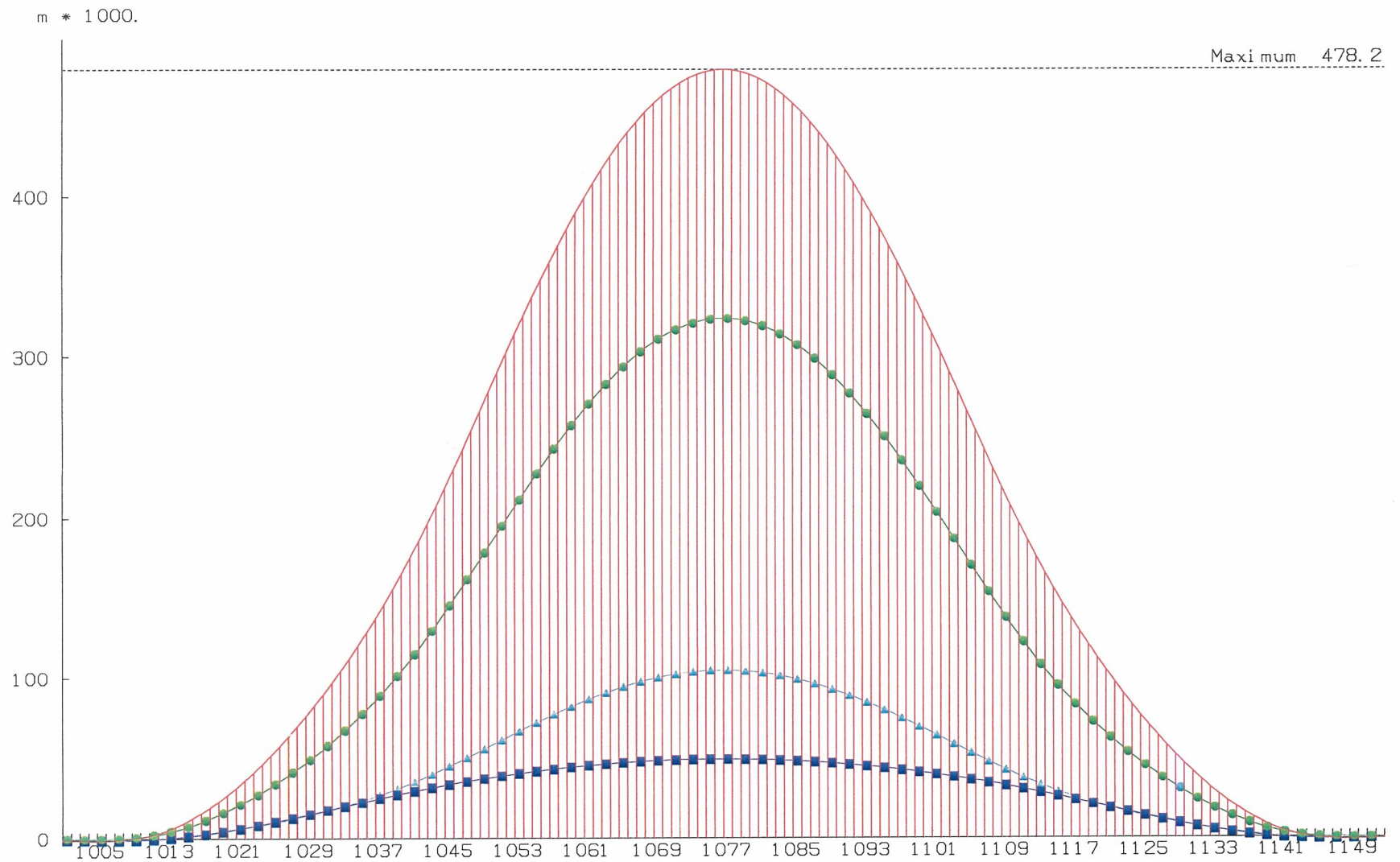
LCvent÷pylone
LC: Mz
total: local: normal
(-2215 , 2215)

LCvent÷haubans
LC: Mz
total: local: normal
(-5661 , 5661)

3d Bridge V8i (SELECT series 1) 08.09.73.03	Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON Project:	: Vent÷pylone÷2 Dgm-Vent÷pylone÷2-m	13/07/2010 16:14

1 cm Plot = 4053.5 kNm

0 4053.5 8107.0 12160.5 16214.0 20267.5



LCvent
LC: Vz
total: local: normal
(-2 , 478)

LCvent÷tablier
LC: Vz
total: local: normal
(0 , 324)

LCvent÷pylone
LC: Vz
total: local: normal
(-1.0 , 49.7)

LCvent÷haubans
LC: Vz
total: local: normal
(0 , 105)

Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON

Project:

: Vent÷tablier

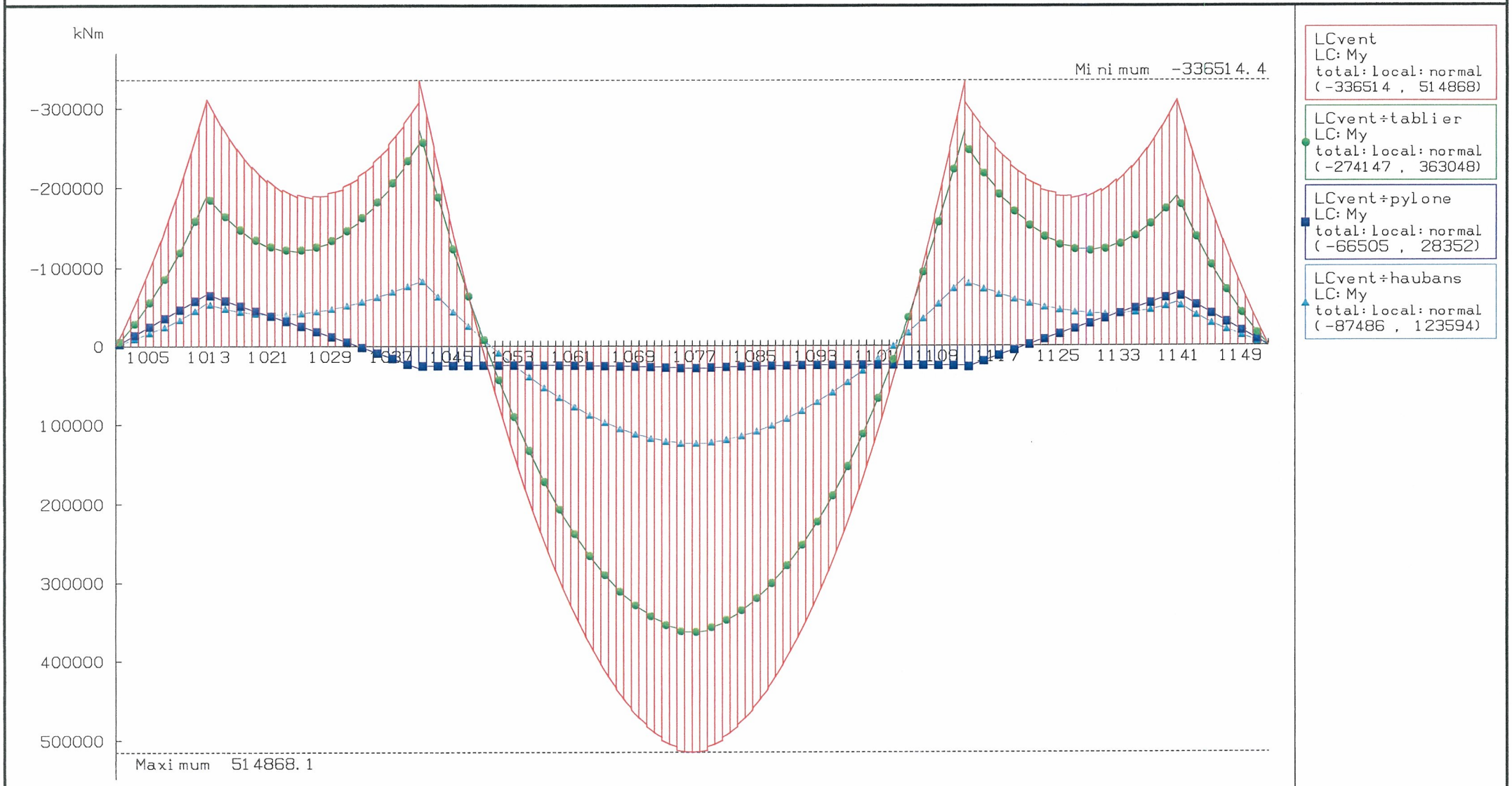
Dgm-Vent÷tablier-d

1 cm Plot = 0.0380 m

0 0.0380 0.0760 0.1140 0.1520 0.1900

13/07/2010
16:14

RM Bridge V8i (SELECT series 1)
08.09.73.03



Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON

Project:

: Vent÷tablier

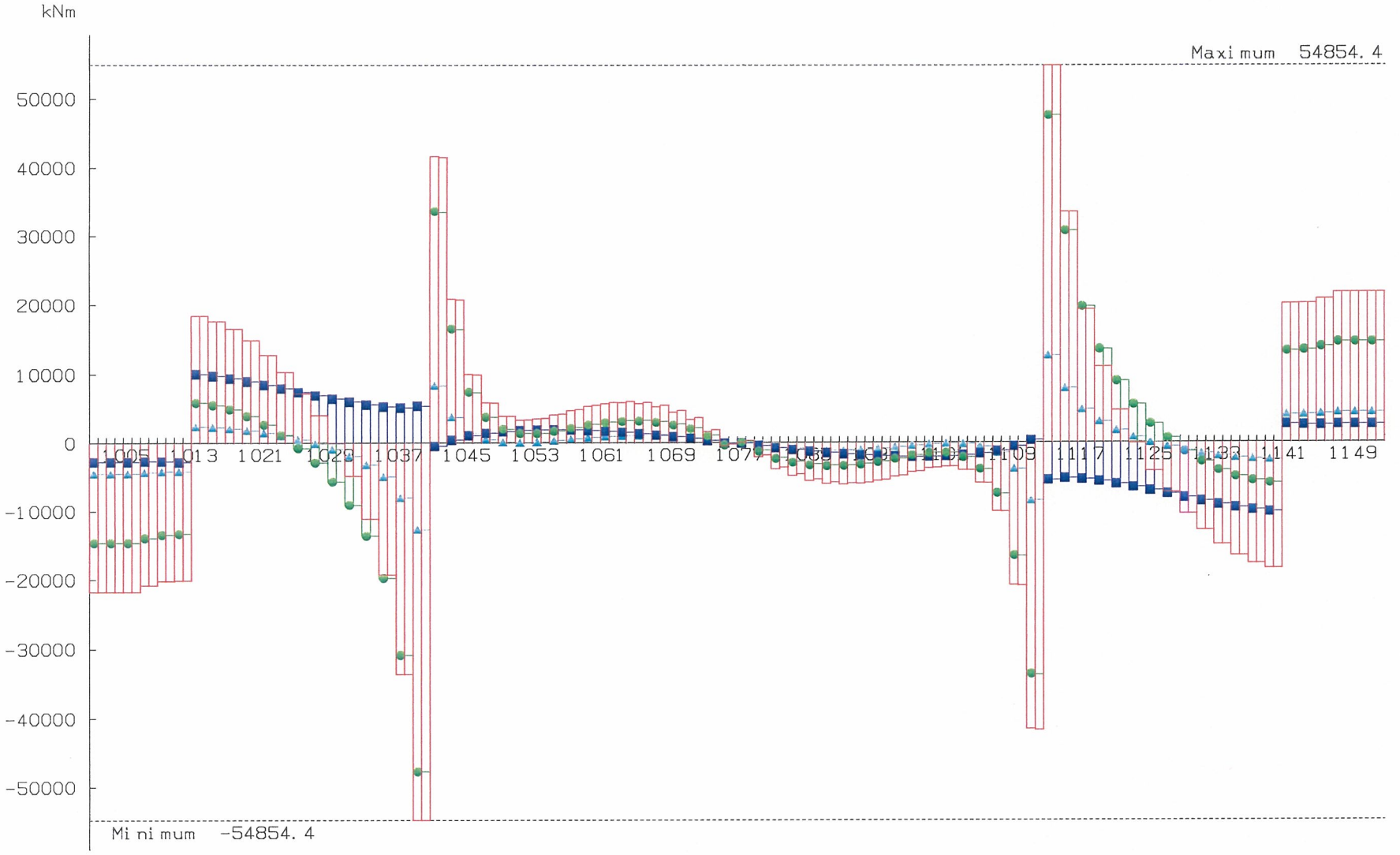
Dgm-Vent÷tablier-m

1 cm Plot = 67436.2 kNm

0 67436.2 134872.5 202308.7 269744.9 337181.2

13/07/2010
16:14

24 Bridge V8i (SELECT series 1)
08.09.73.03



LCvent
LC: Mx
total: local: normal
(-54854 , 54854)

LCvent÷tablier
LC: Mx
total: local: normal
(-47641 , 47641)

LCvent÷pylone
LC: Mx
total: local: normal
(-10066 , 10066)

LCvent÷haubans
LC: Mx
total: local: normal
(-12639 , 12639)

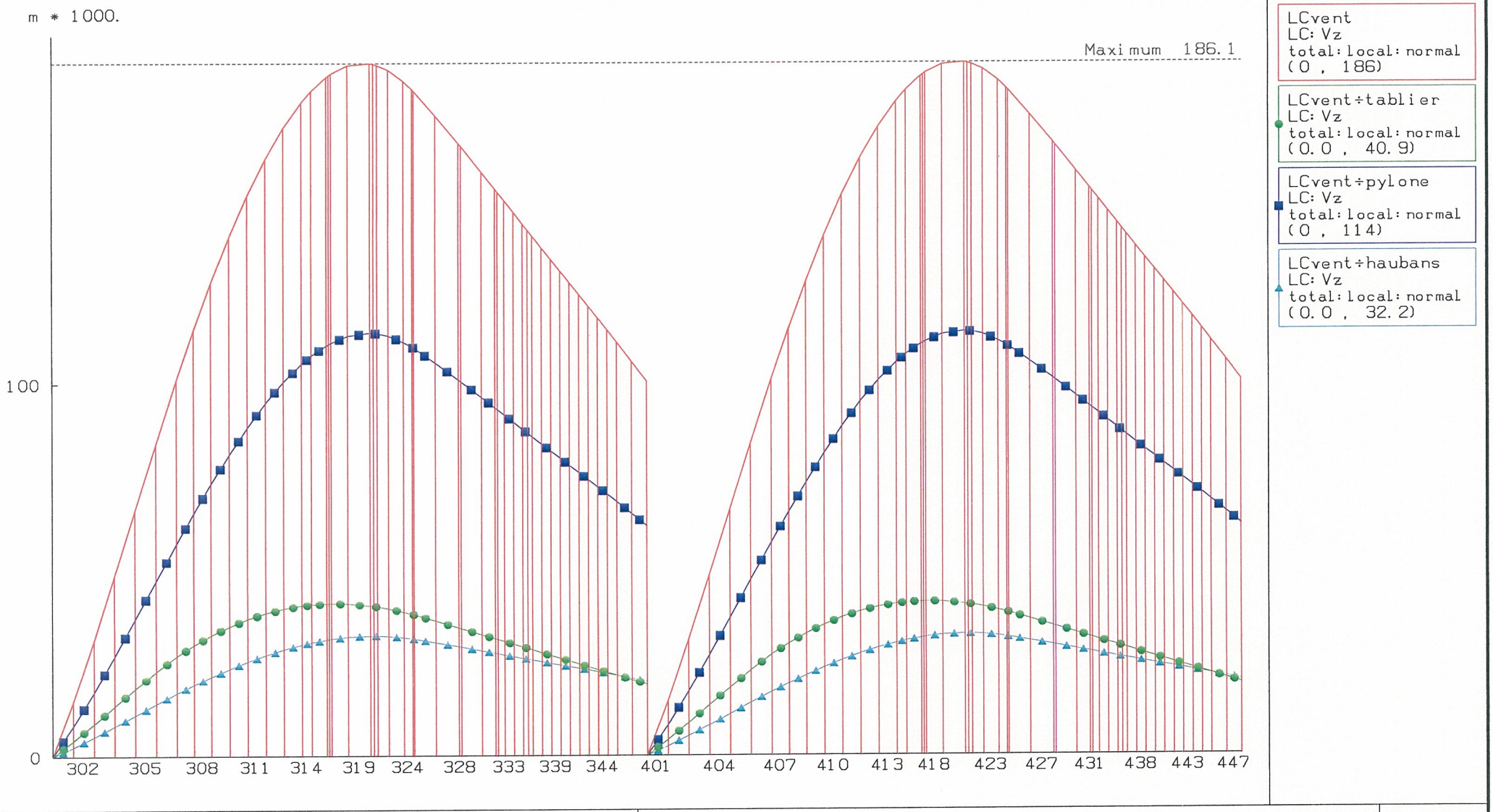
3M Bridge V8i (SELECT series 1) 08.09.73.03	Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON Project:	: Vent÷tablier Dgm-Vent÷tablier-Mx	13/07/2010 16:14

1 cm Plot = 8689.8 kNm

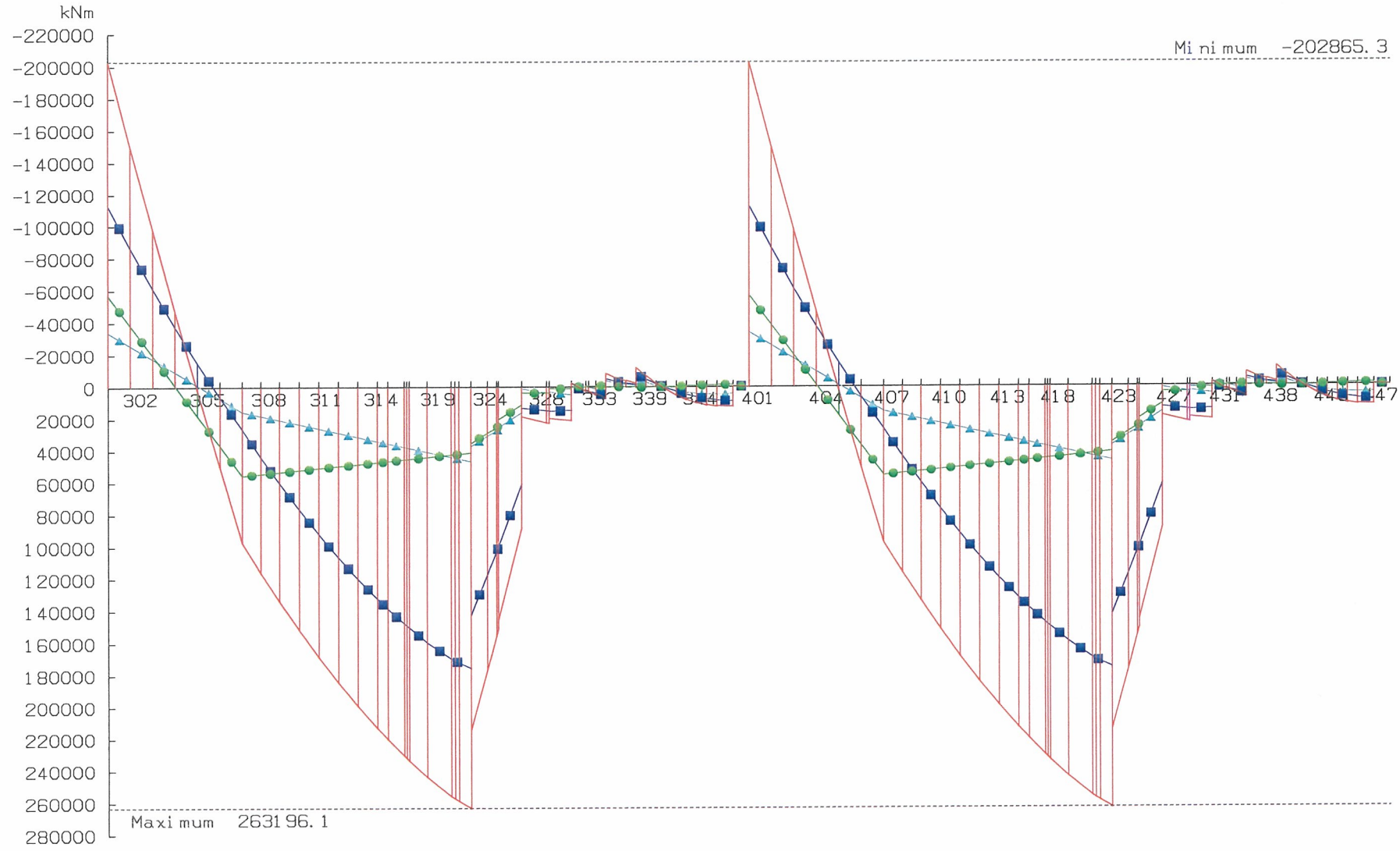
0 8689.8 17379.6 26069.4 34759.2 43449.0

ANEXO A3.8

Torre em V invertido: LCvent



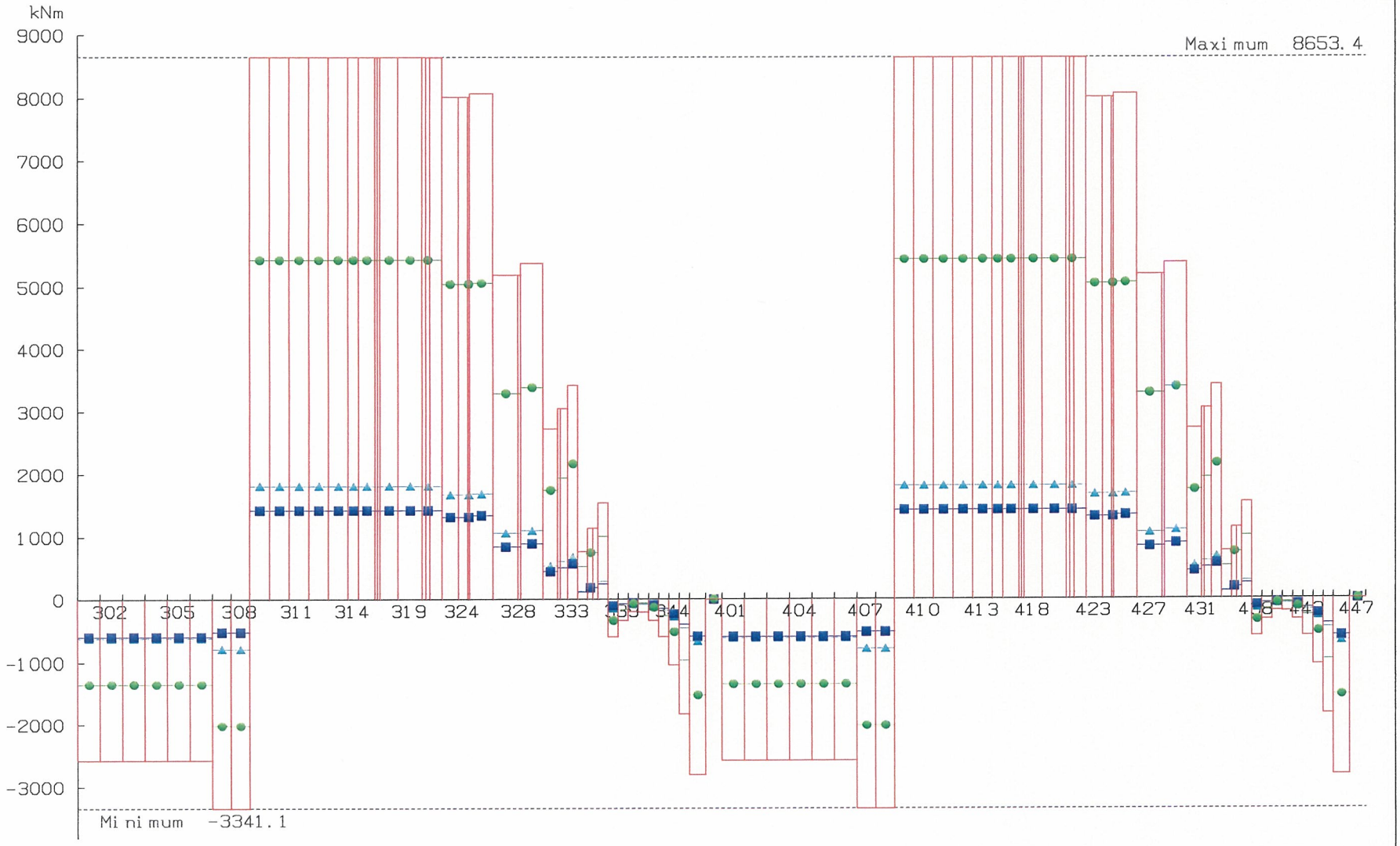
RM Bridge V8i (SELECT series 1) 08.09.73.03	Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON Project:	: Vent÷pyl ne Dgm-Vent÷pyl ne-d 1 cm Plot = 0.0147 m 0 0.0147 0.0295 0.0442 0.0590 0.0737	07/07/2010 11:22



Bridge V8i (SELECT series 1) 08.09.73.03	Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON Project:	: Vent÷pyl ne Dgm-Vent÷pyl ne-m	07/07/2010 11:22

1 cm Plot = 36915.8 kNm

0 36915.8 73831.5 110747.3 147663.0 184578.8



LCvent
LC: Mx
total: local: normal
(-3341 , 8653)

LCvent÷tablier
LC: Mx
total: local: normal
(-2025 , 5421)

LCvent÷pylone
LC: Mx
total: local: normal
(-596 , 1427)

LCvent÷haubans
LC: Mx
total: local: normal
(-795 , 1806)

M Bridge V8i (SELECT series 1)
08.09.73.03

Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON

Project:

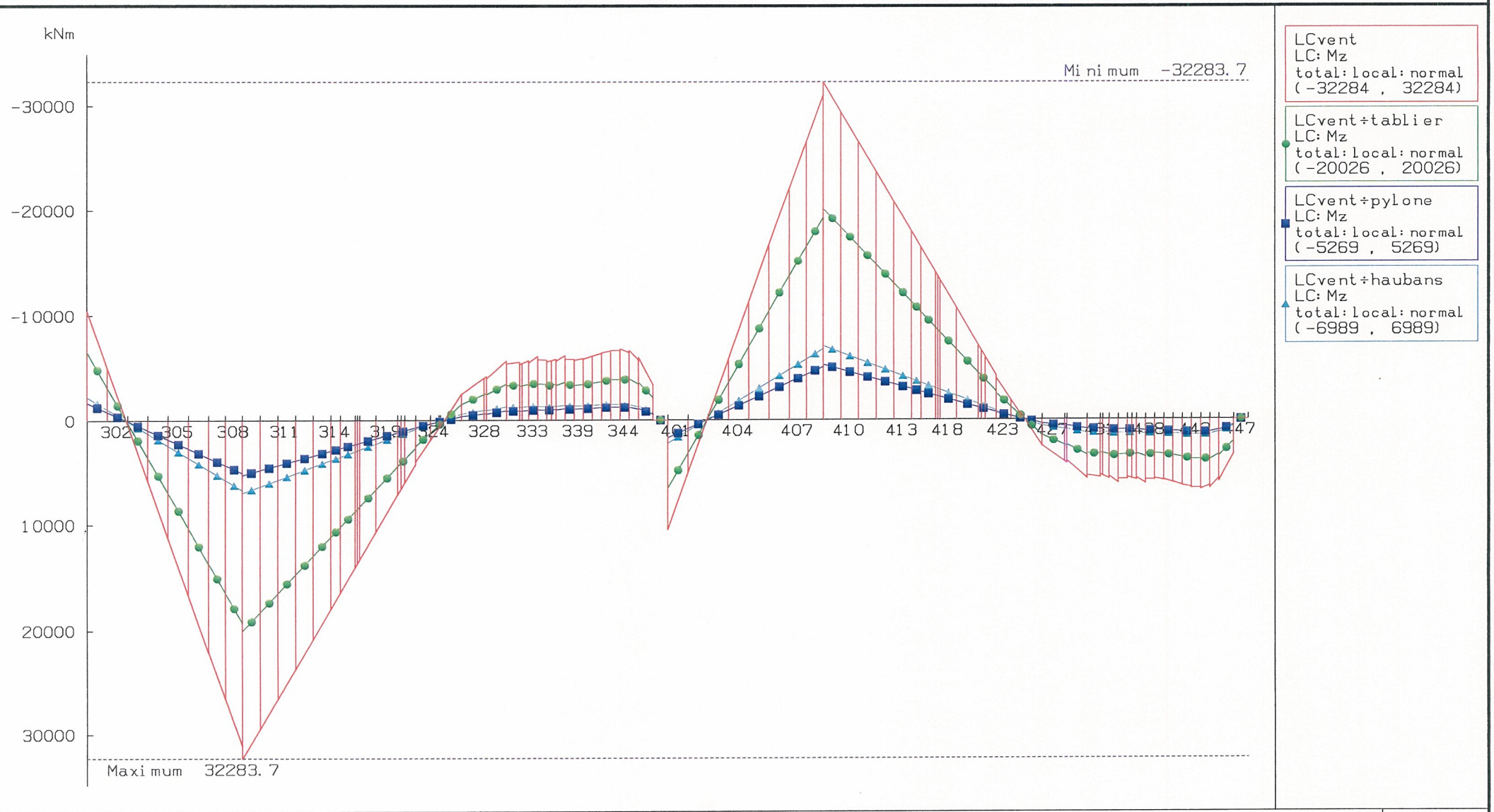
: Vent÷pyl ne

Dgm-Vent÷pyl ne-Mx

1 cm Plot = 950.1 kNm

0 950.1 1900.1 2850.2 3800.3 4750.3

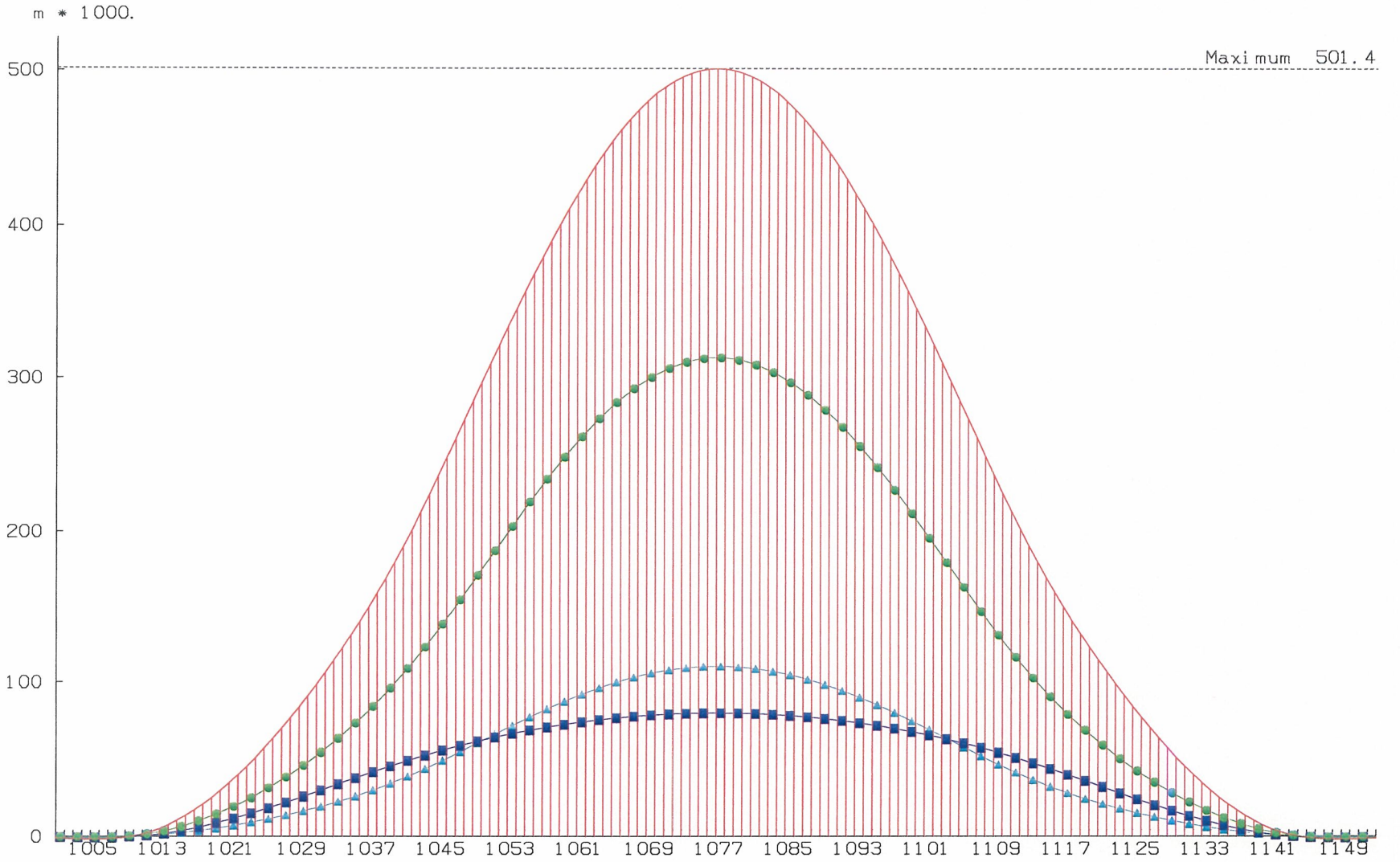
07/07/2010
11:22



CM Bridge V8i (SELECT series 1) 08.09.73.03	Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON Project:	: Vent÷pylone÷2 Dgm-Vent÷pylone÷2-m	07/07/2010 11:21

1 cm Plot = 5114.2 kNm

0 5114.2 10228.5 15342.7 20457.0 25571.2



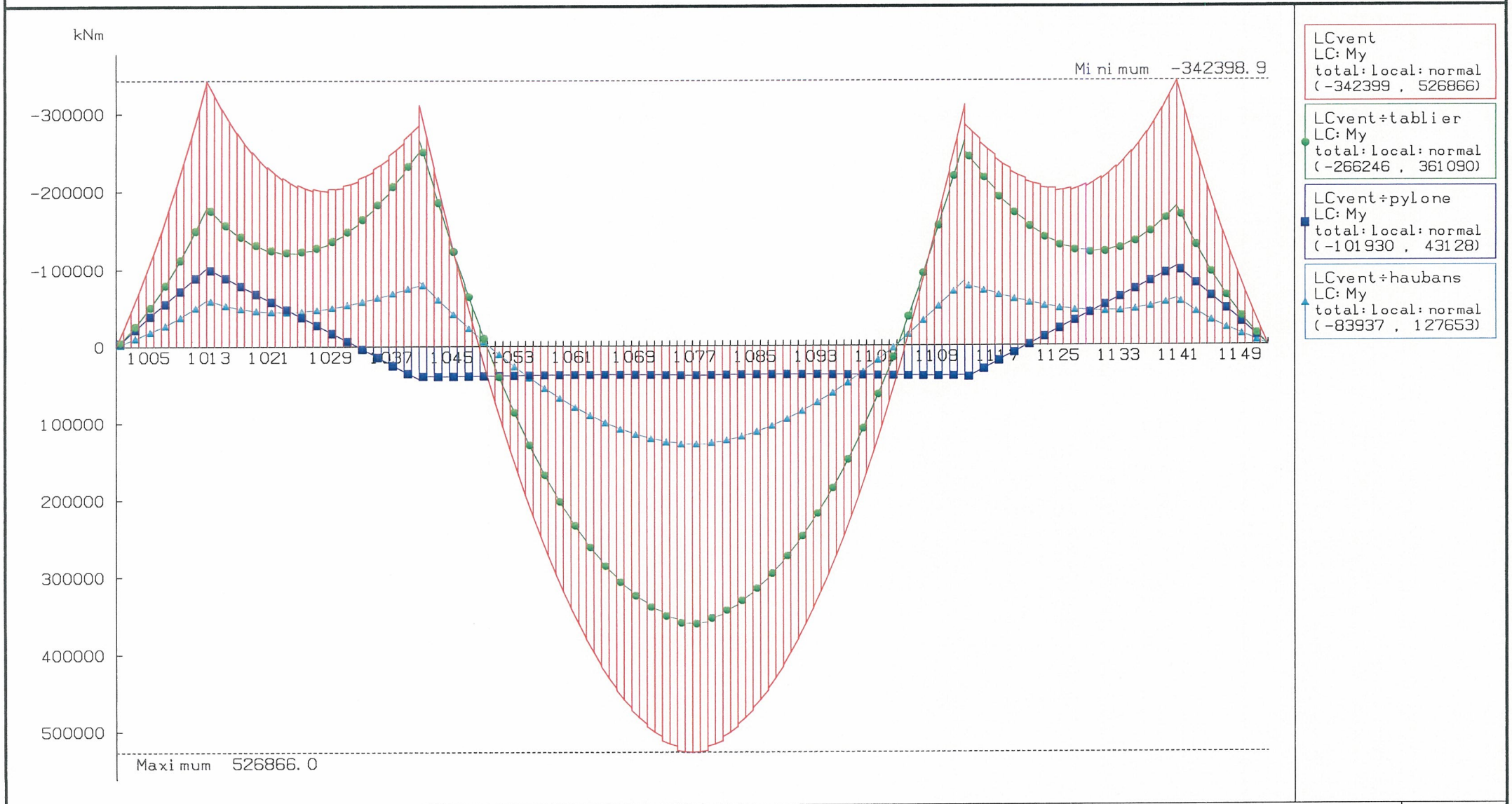
LCvent
LC: Vz
total: local: normal
(-2 , 501)

LCvent÷tablier
LC: Vz
total: local: normal
(-1 , 313)

LCvent÷pylone
LC: Vz
total: local: normal
(-1.0 , 79.1)

LCvent÷haubans
LC: Vz
total: local: normal
(0 , 110)

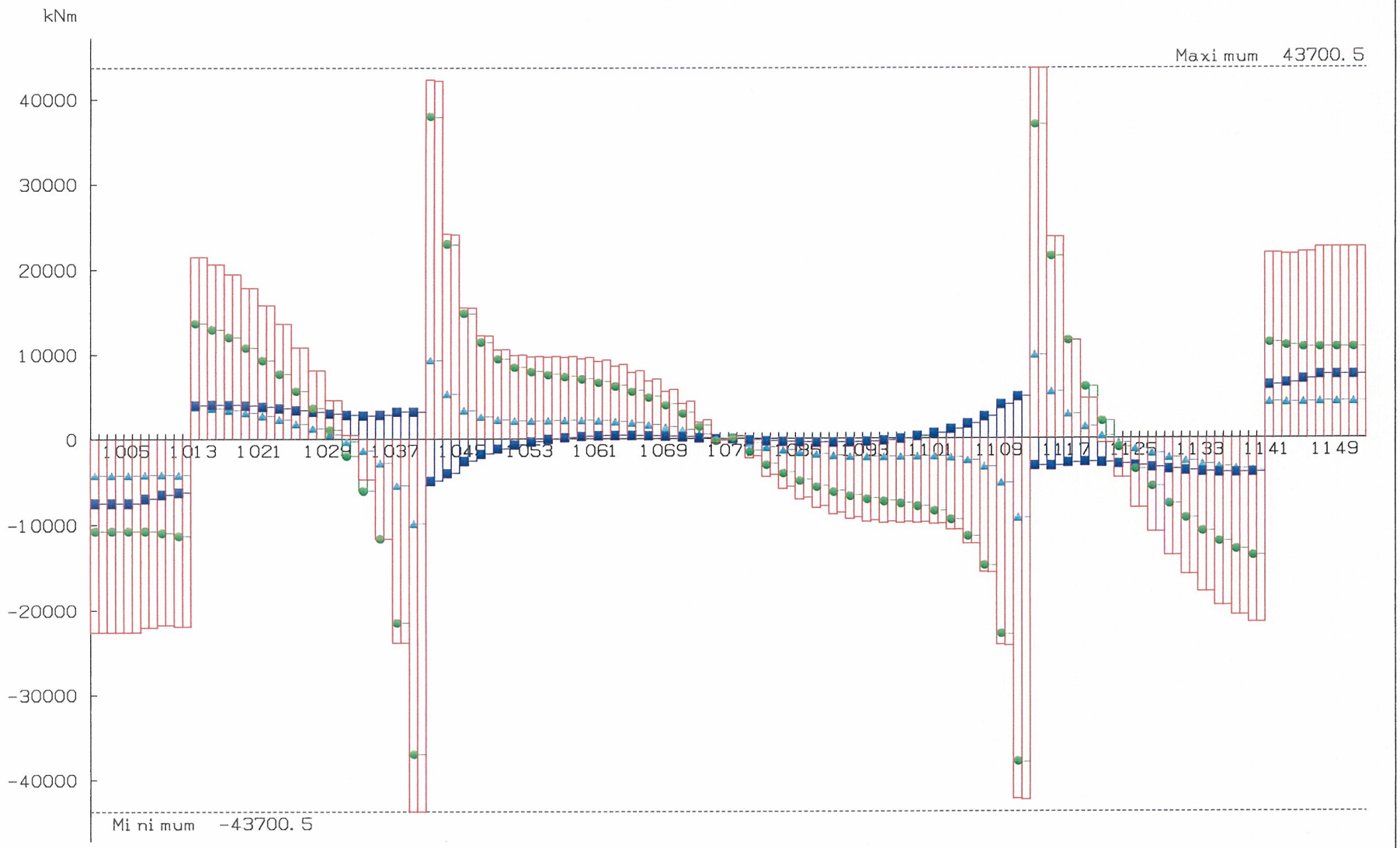
GM Bridge V8i (SELECT series 1) 08.09.73.03	Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON Project:	: Vent÷tablier Dgm-Vent÷tablier-d 1 cm Plot = 0.0399 m 0 0.0399 0.0797 0.1196 0.1595 0.1993	07/07/2010 11:56



RM Bridge V8i (SELECT series 1) 08.09.73.03	Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON Project:	: Vent÷tablier Dgm-Vent÷tablier-m	07/07/2010 11:56

1 cm Plot = 68852.7 kNm

0 68852.7 137705.3 206558.0 275410.7 344263.3



LCvent
LC: Mx
total: local: normal
(-43701 , 43701)

LCvent÷tablier
LC: Mx
total: local: normal
(-37982 , 37982)

LCvent÷pylone
LC: Mx
total: local: normal
(-7522 , 7522)

LCvent÷haubans
LC: Mx
total: local: normal
(-9898 , 9898)

Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON

Project:

: Vent÷tablier

Dgm-Vent÷tablier-Mx

1 cm Plot = 6922.9 kNm

0 6922.9 13845.7 20768.6 27691.4 34614.3

07/07/2010
11:56

RM Bridge V8i (SELECT series 1)
08.09.73.03

ANEXO A4

Modos Próprios de Vibração

(Torre em H e V invertido)

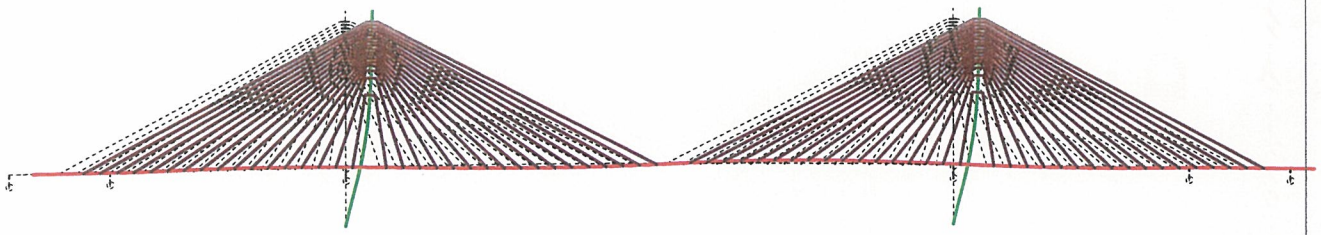
ANEXO A4.1

Direcção Longitudinal

Test

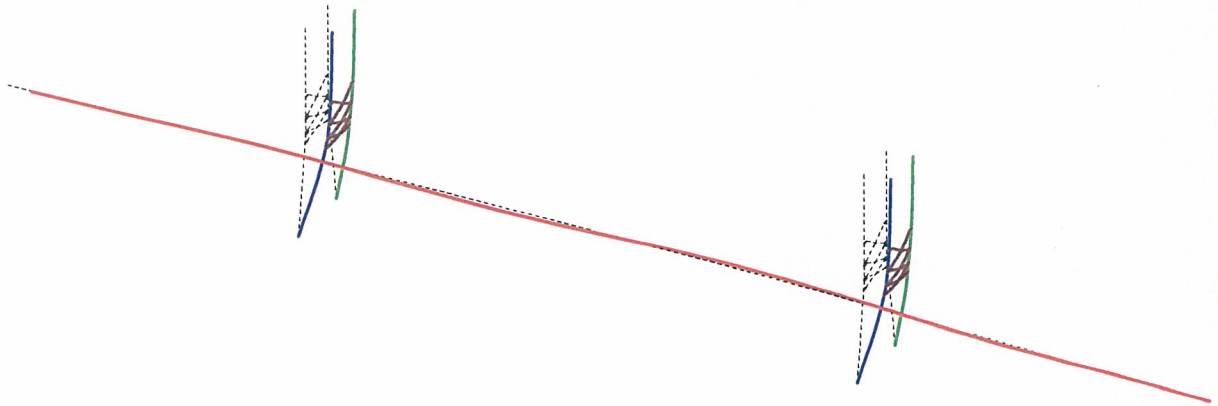
Allure du mode#2

0.168 Hz

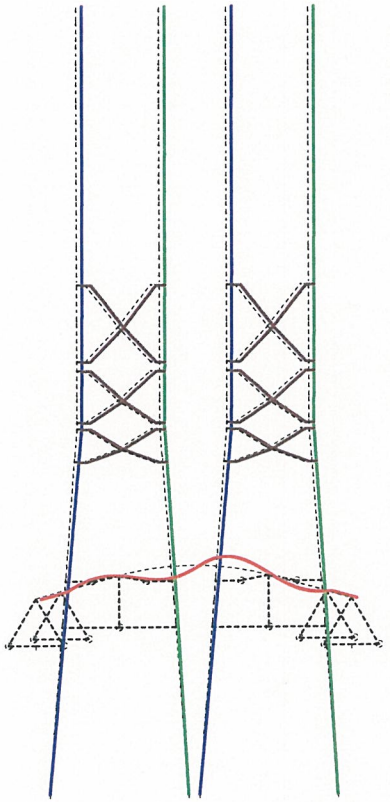


Elevation - deformee amplifiee 24 X

Vue en plan - deformee amplifiee 22 X



Perspective - deformee amplifiee 26 X

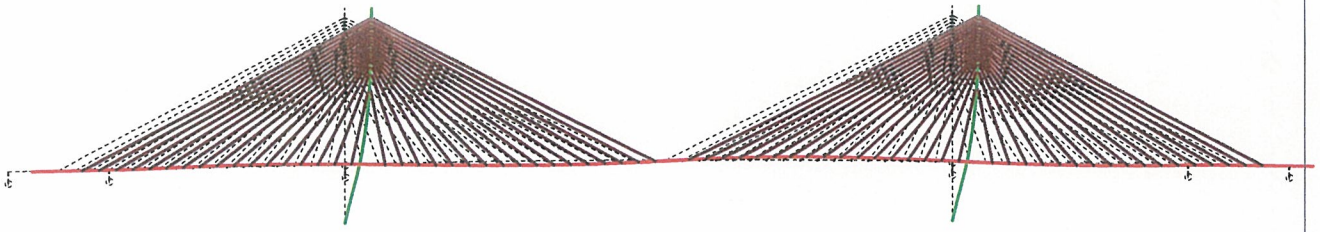


Elevation transv. - defo. amplifiee 22 X

Test

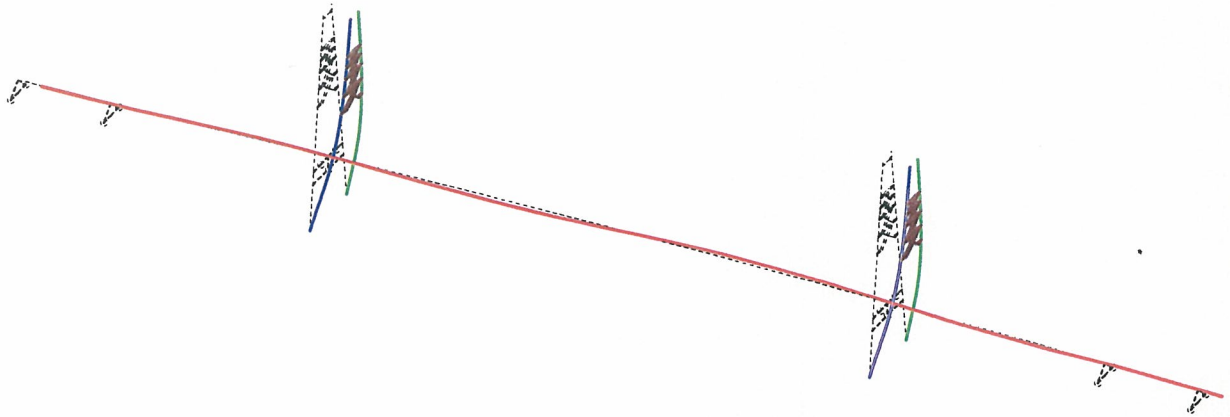
Allure du mode#2

0.172 Hz

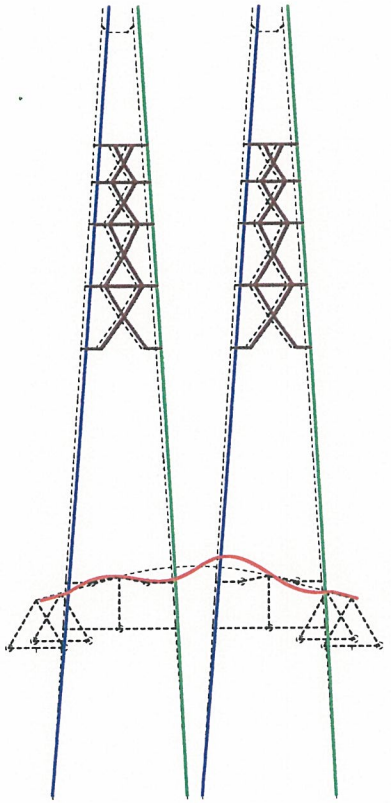


Elevation - deformee amplifiee 24 X

Vue en plan - deformee amplifiee 22 X



Perspective - deformee amplifiee 26 X



Elevation transv. - defo. amplifiee 22 X

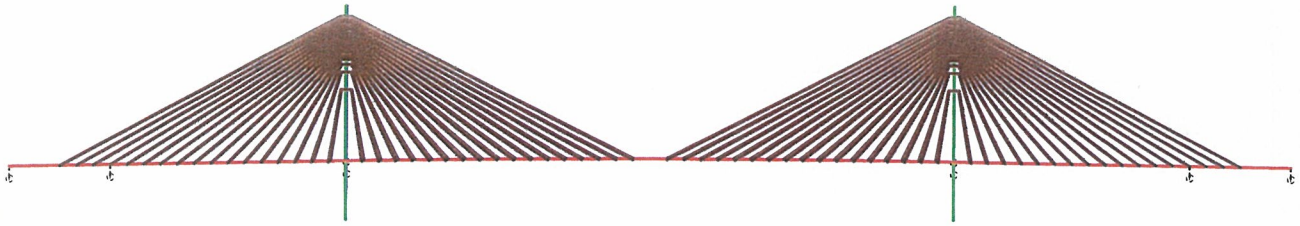
ANEXO A4.2

Direcção Transversal

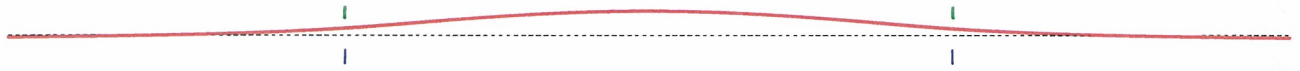
Test

Allure du mode#1

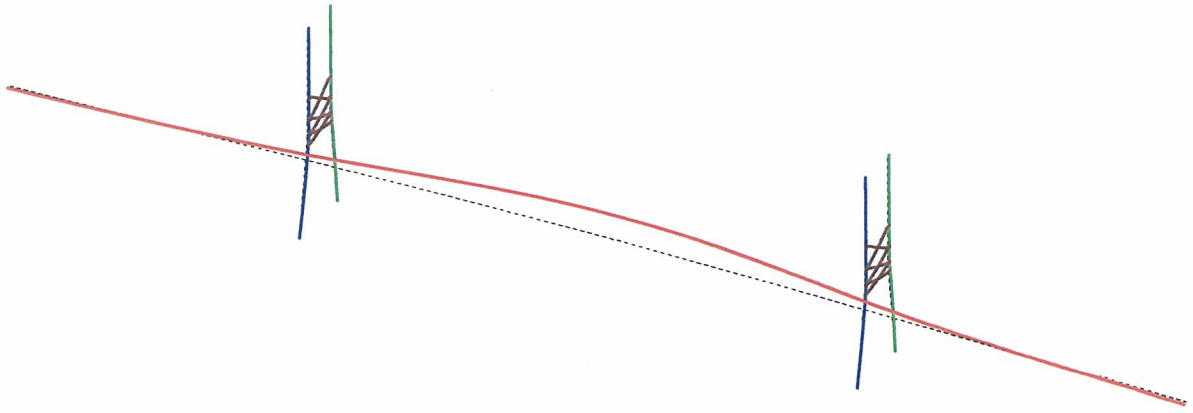
0.144 Hz



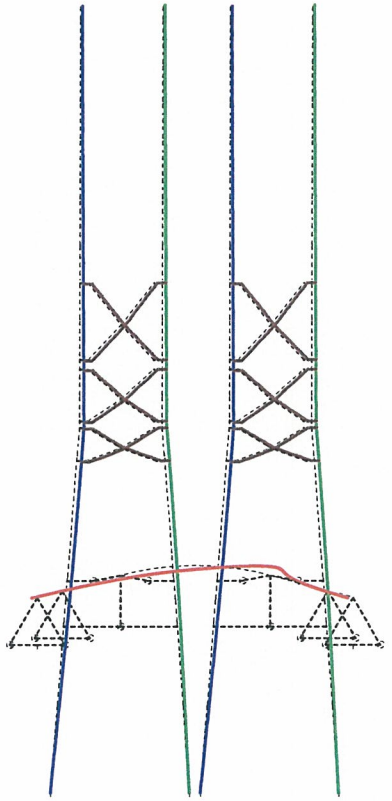
Elevation - deformee amplifiee 24 X



Vue en plan - deformee amplifiee 22 X



Perspective - deformee amplifiee 26 X

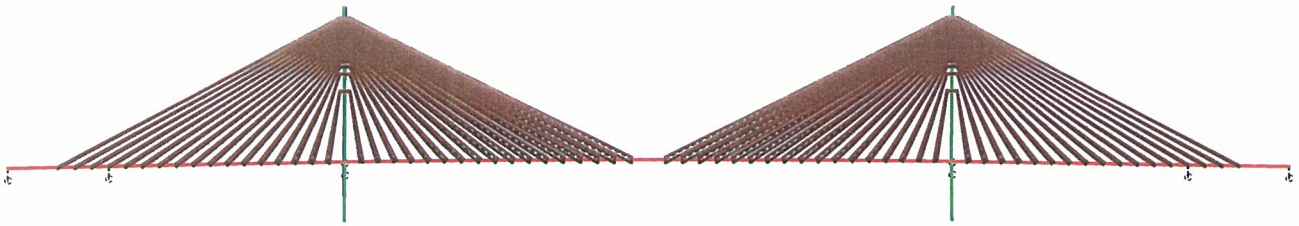


Elevation transv. - defo. amplifiee 22 X

Test

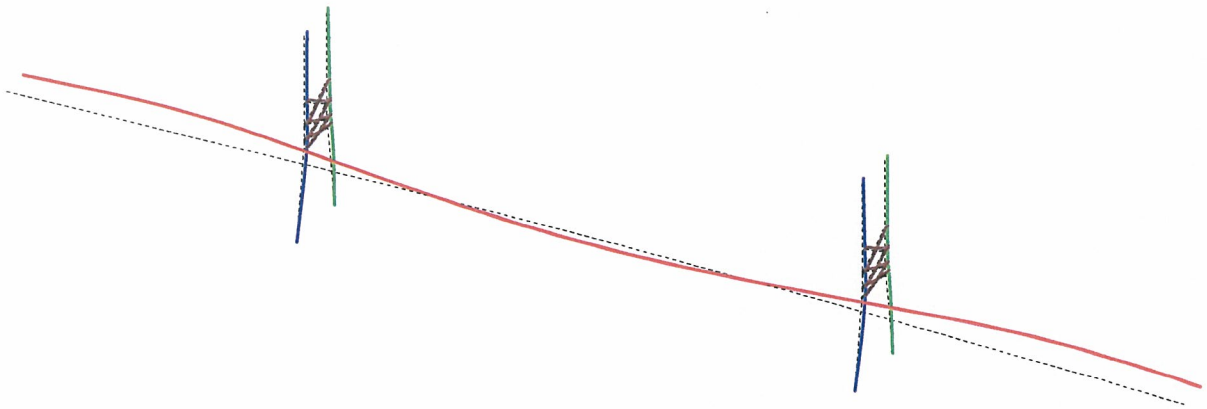
Allure du mode#4

0.263 Hz

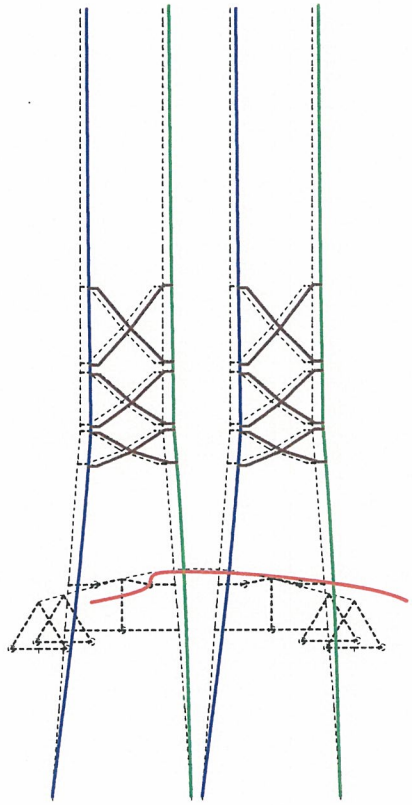


Elevation - deformee amplifiee 24 X

Vue en plan - deformee amplifiee 22 X



Perspective - deformee amplifiee 26 X

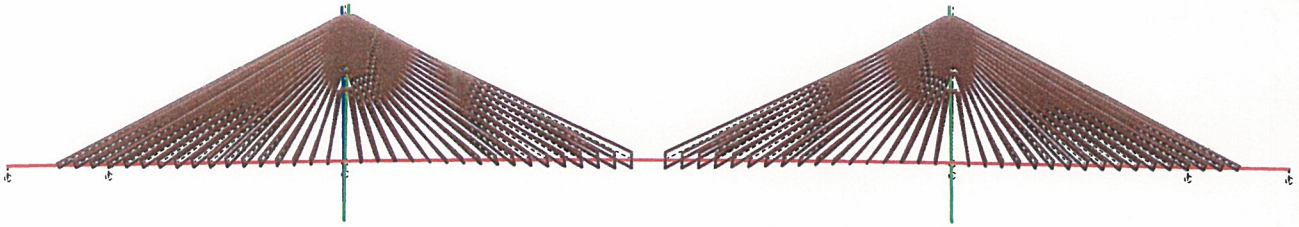


Elevation transv. - defo. amplifiee 22 X

Test

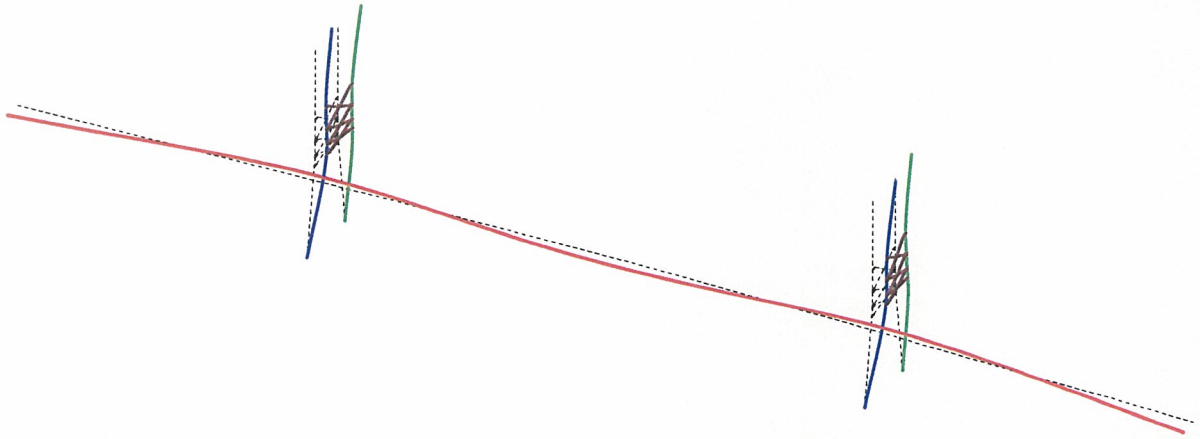
Allure du mode#8

0.418 Hz

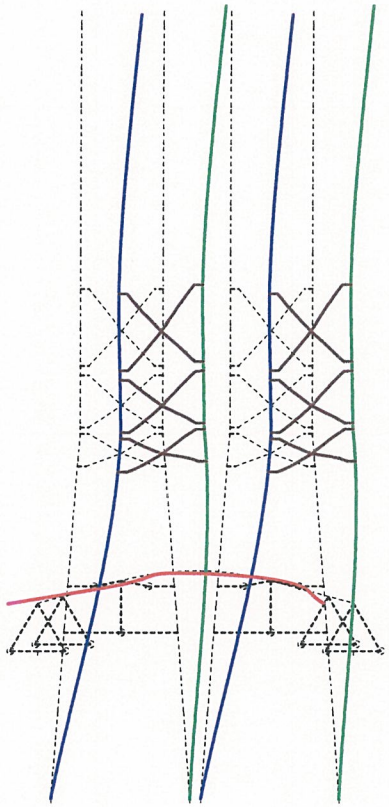


Elevation - deformee amplifiee 24 X

Vue en plan - deformee amplifiee 22 X



Perspective - deformee amplifiee 26 X

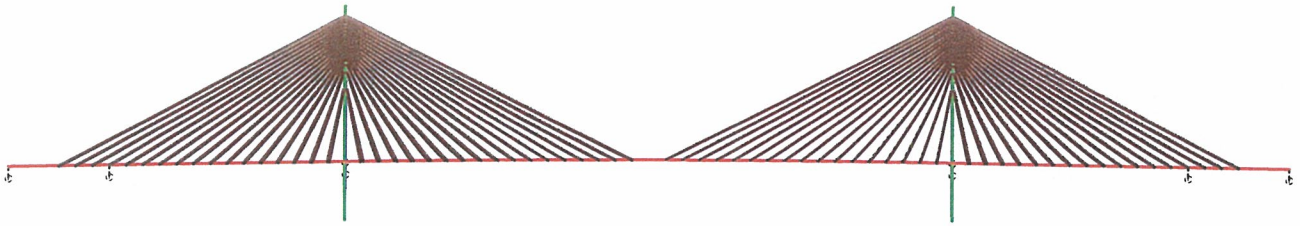


Elevation transv. - defo. amplifiee 22 X

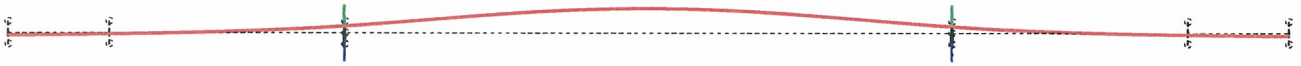
Test

Allure du mode#1

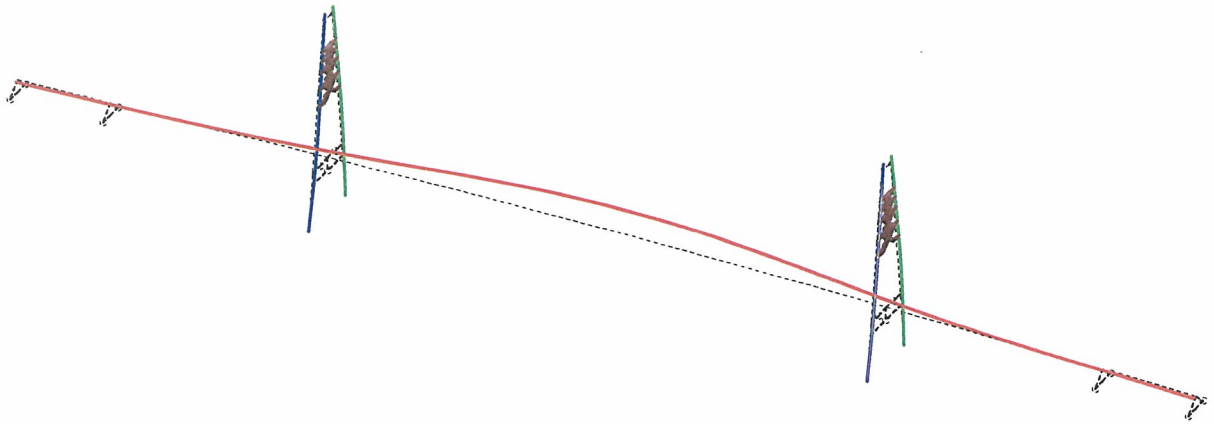
0.145 Hz



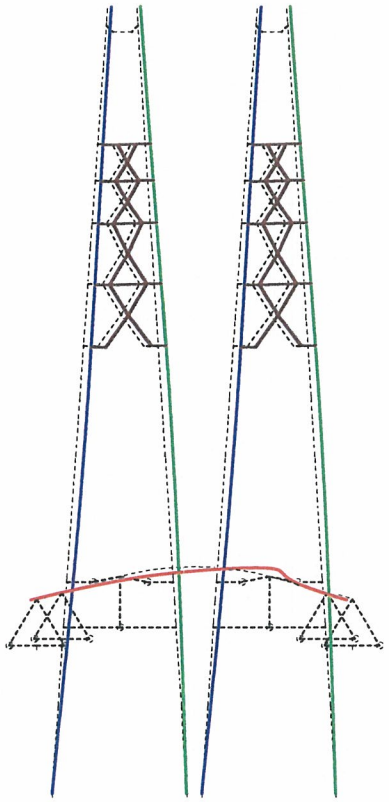
Elevation - deformee amplifiee 24 X



Vue en plan - deformee amplifiee 22 X



Perspective - deformee amplifiee 26 X

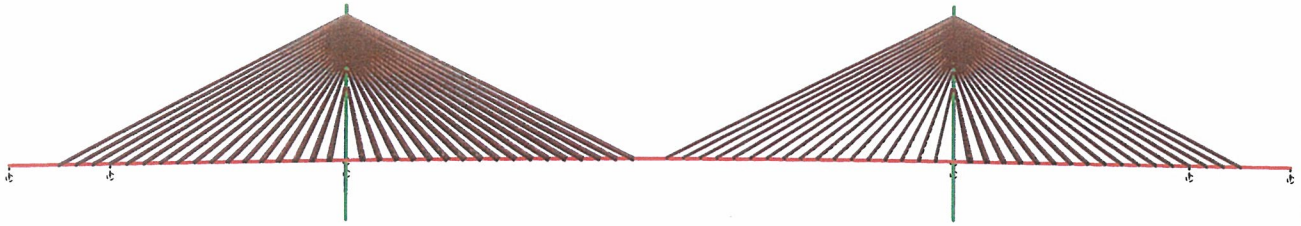


Elevation transv. - defo. amplifiee 22 X

Test

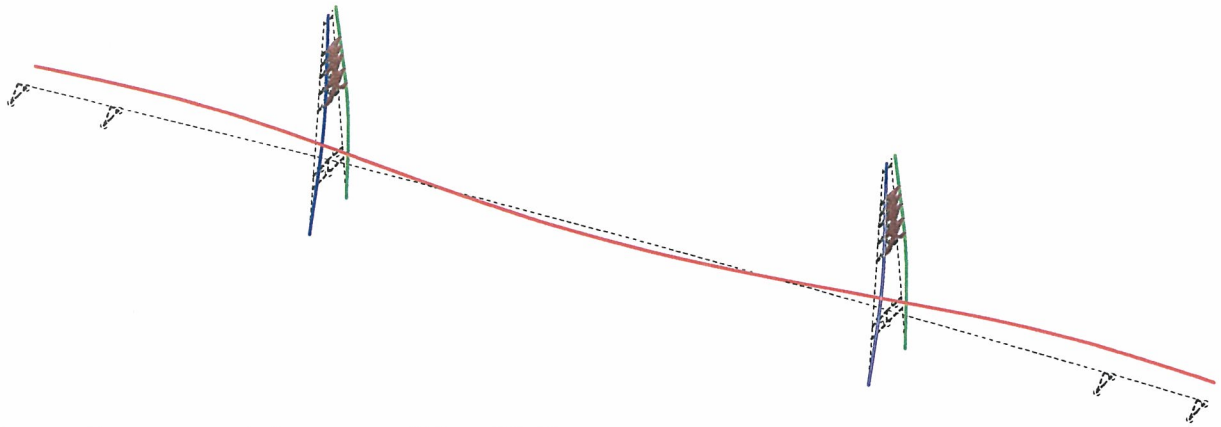
Allure du mode#4

0.261 Hz

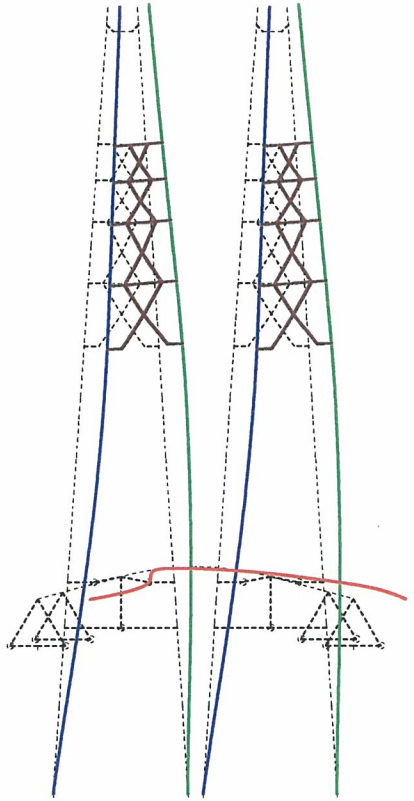


Elevation - deformee amplifiee 24 X

Vue en plan - deformee amplifiee 22 X



Perspective - deformee amplifiee 26 X

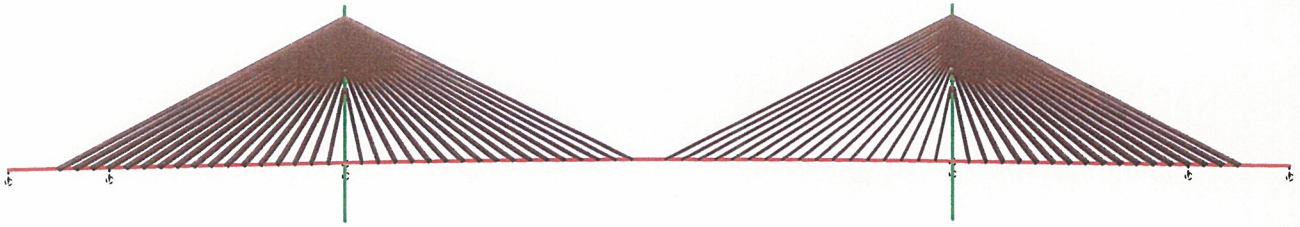


Elevation transv. - defo. amplifiee 22 X

Test

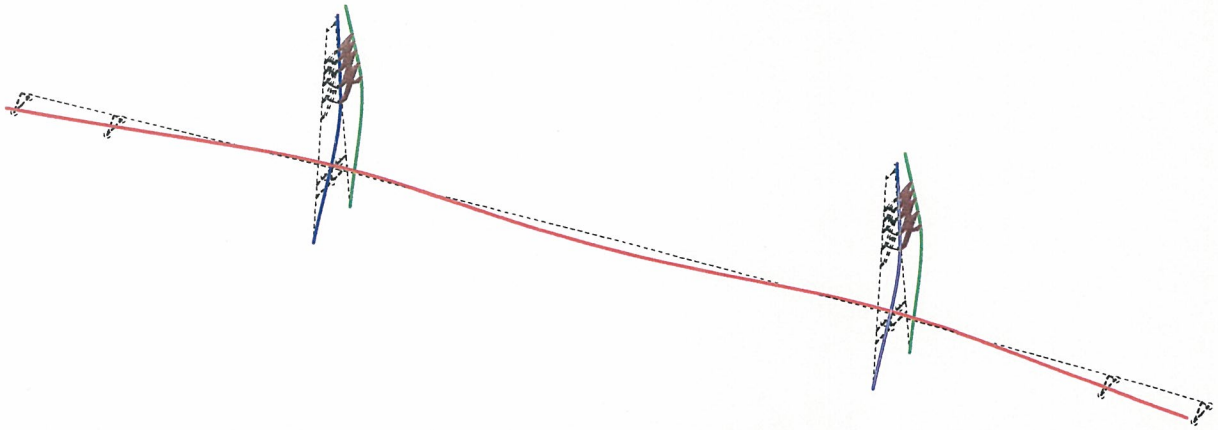
Allure du mode#7

0.357 Hz

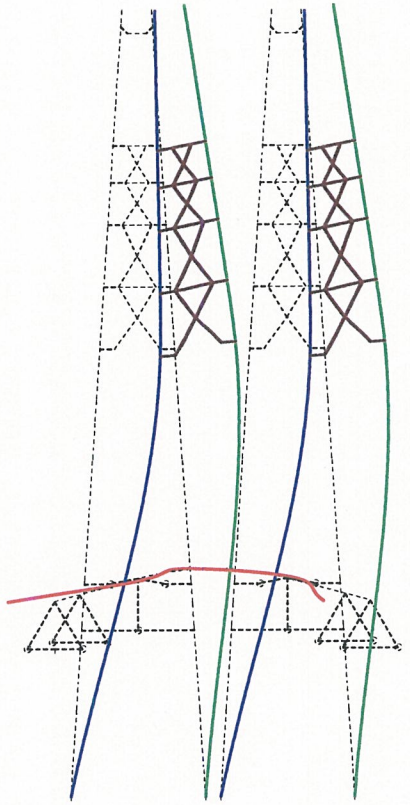


Elevation - deformee amplifiee 24 X

Vue en plan - deformee amplifiee 22 X



Perspective - deformee amplifiee 26 X



Elevation transv. - defo. amplifiee 22 X

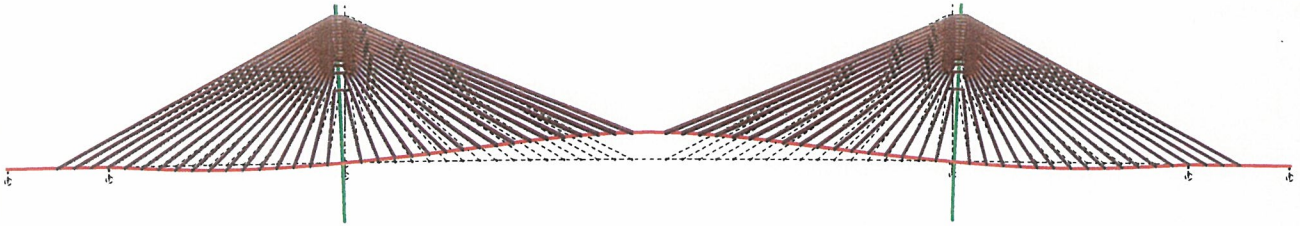
ANEXO A4.3

Direcção Vertical

Test

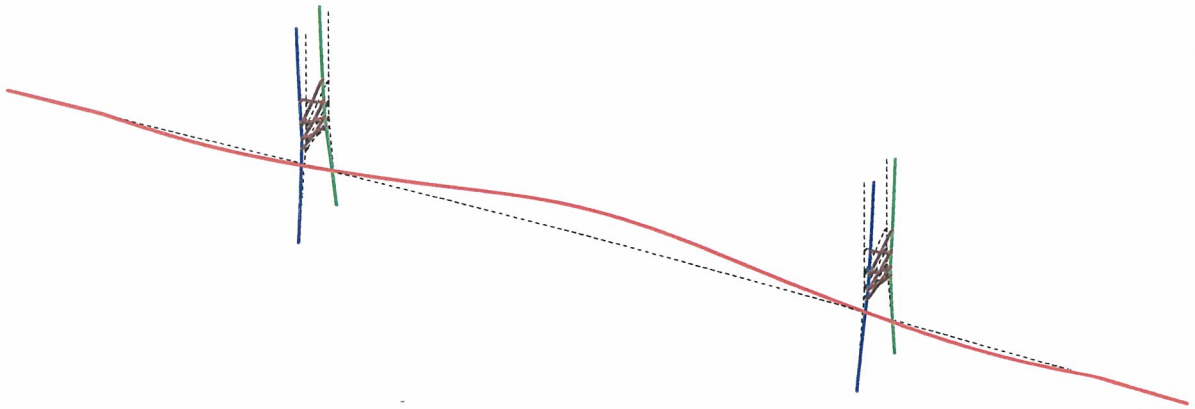
Allure du mode#5

0.286 Hz

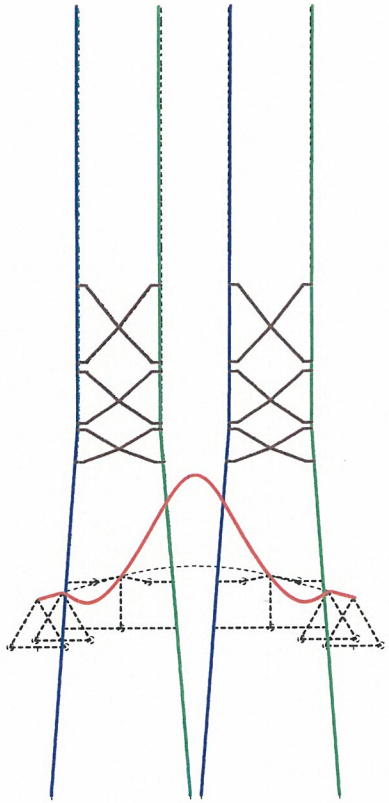


Elevation - deformee amplifiee 24 X

Vue en plan - deformee amplifiee 22 X



Perspective - deformee amplifiee 26 X

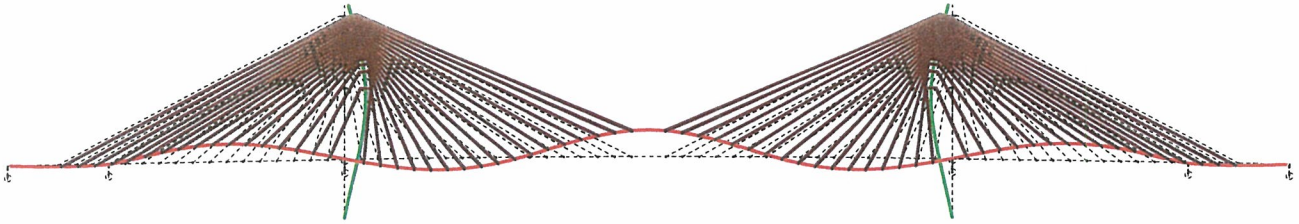


Elevation transv. - defo. amplifiee 22 X

Test

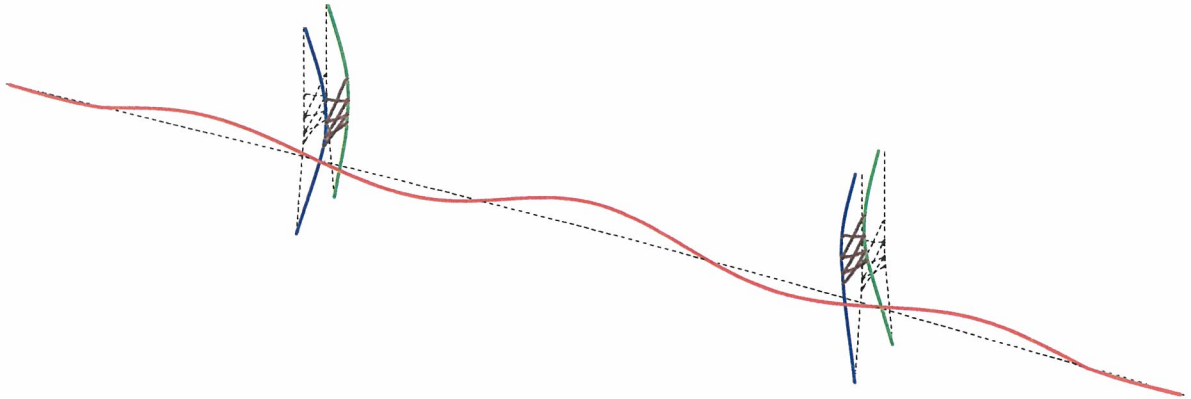
Allure du mode#18

0.655 Hz

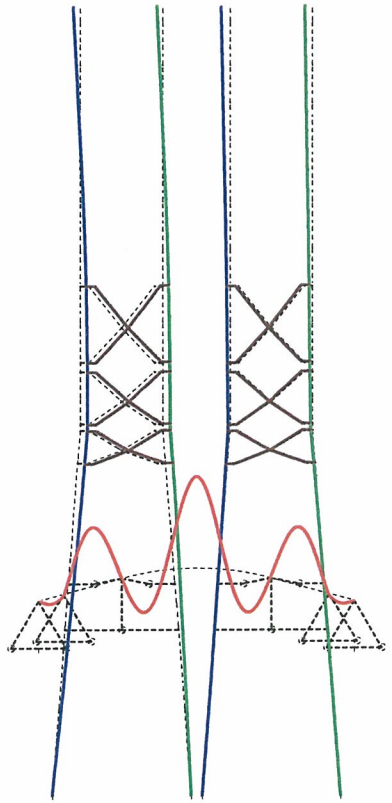


Elevation - deformee amplifiee 24 X

Vue en plan - deformee amplifiee 22 X



Perspective - deformee amplifiee 26 X

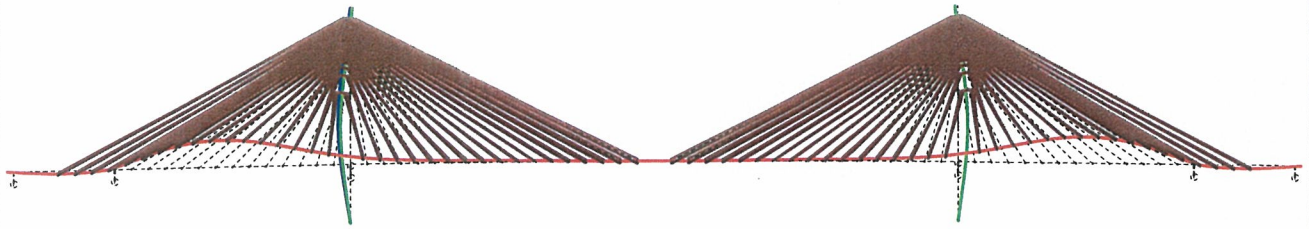


Elevation transv. - defo. amplifiee 22 X

Test

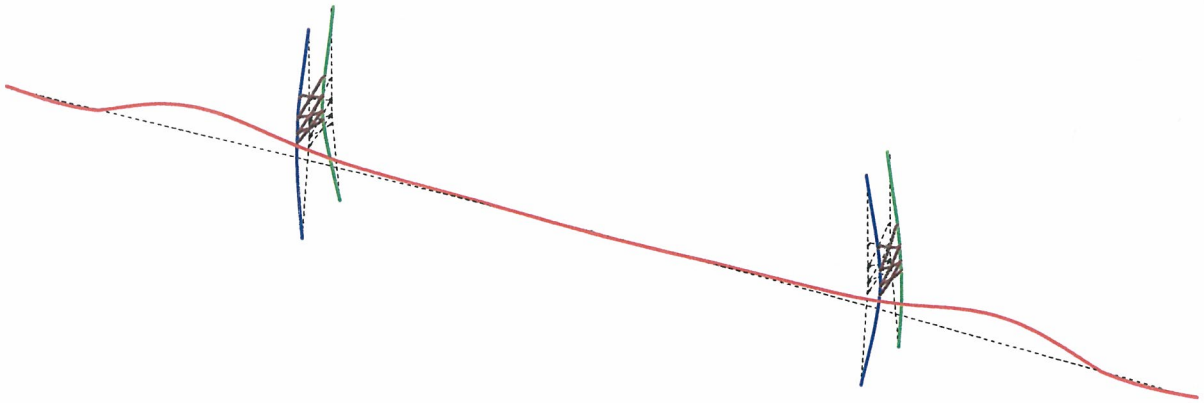
Allure du mode#22

0.827 Hz

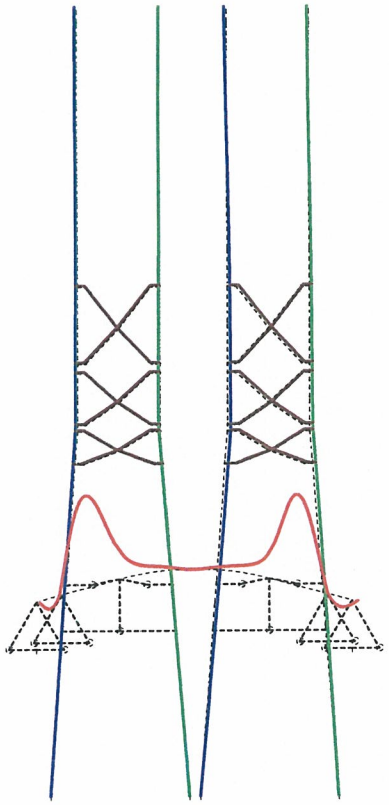


Elevation - deformee amplifiee 24 X

Vue en plan - deformee amplifiee 22 X



Perspective - deformee amplifiee 26 X

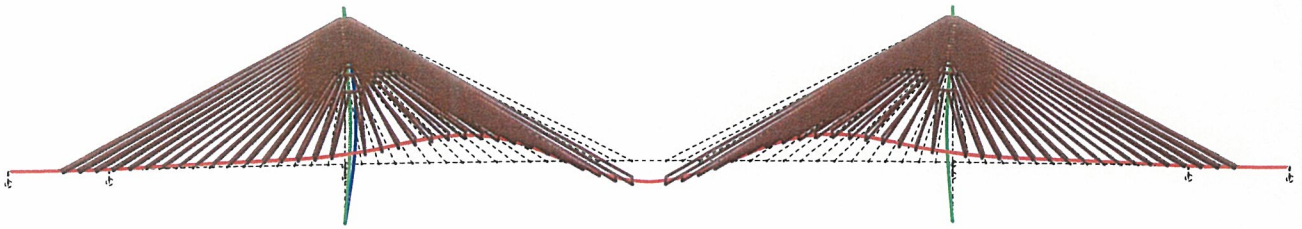


Elevation transv. - defo. amplifiee 22 X

Test

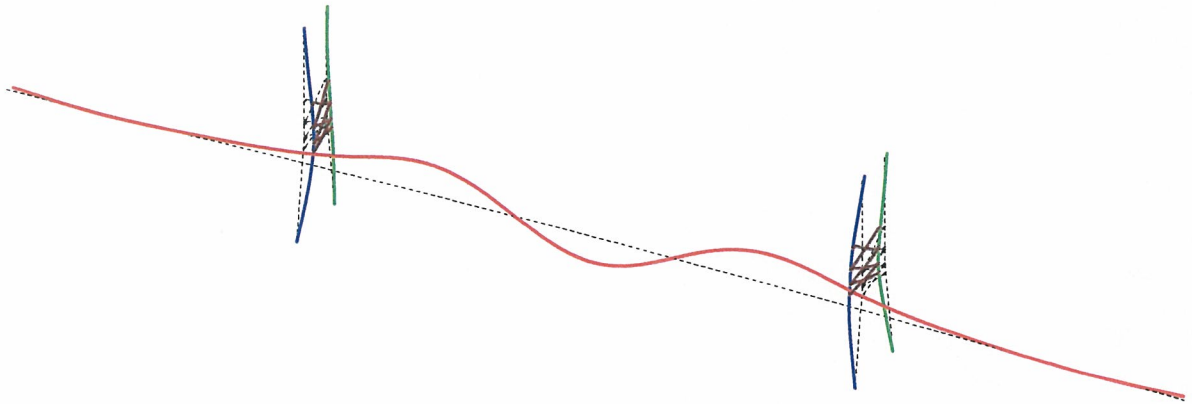
Allure du mode#25

0.896 Hz

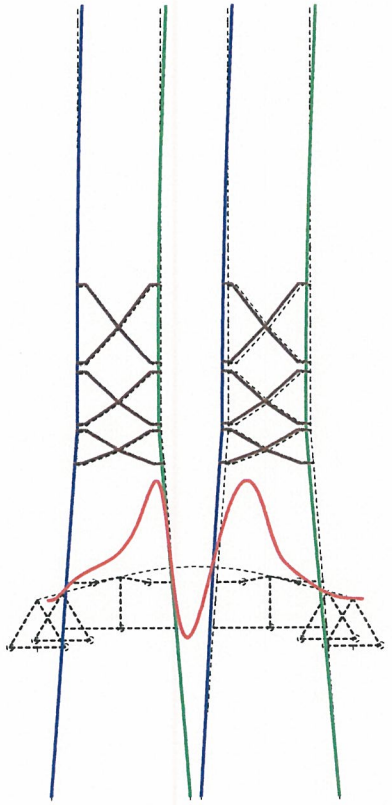


Elevation - deformee amplifiee 24 X

Vue en plan - deformee amplifiee 22 X



Perspective - deformee amplifiee 26 X



Elevation transv. - defo. amplifiee 22 X

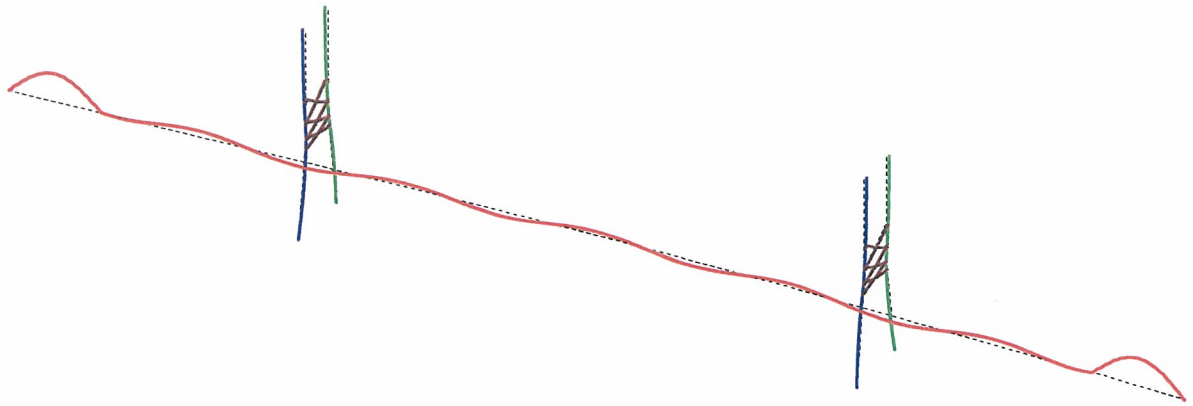
Test

Allure du mode#50

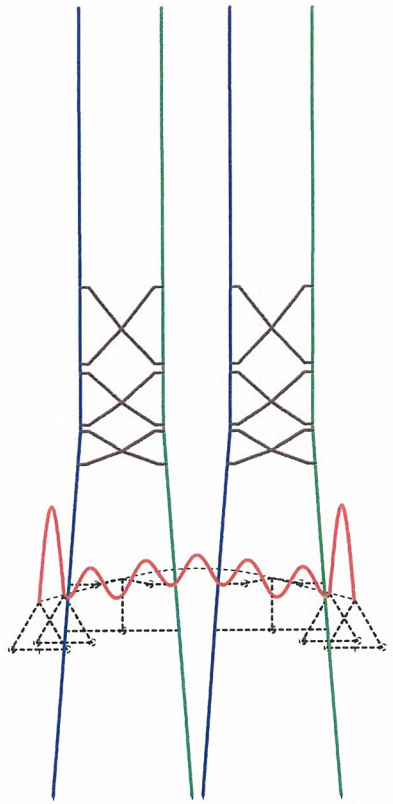
1.893 Hz

Elevation - deformee amplifiee 24 X

Vue en plan - deformee amplifiee 22 X



Perspective - deformee amplifiee 26 X

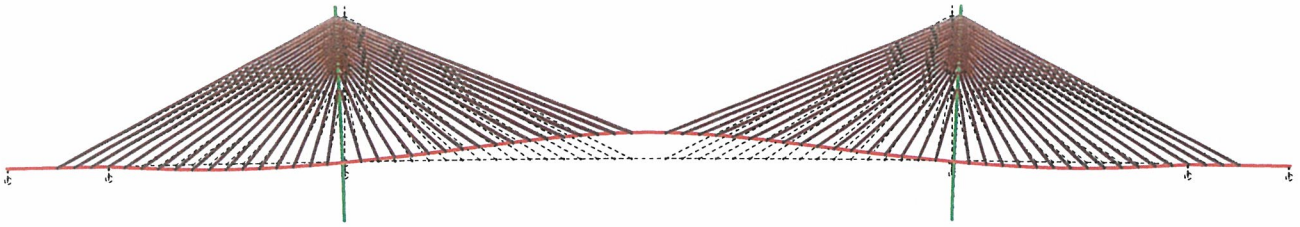


Elevation transv. - defo. amplifiee 22 X

Test

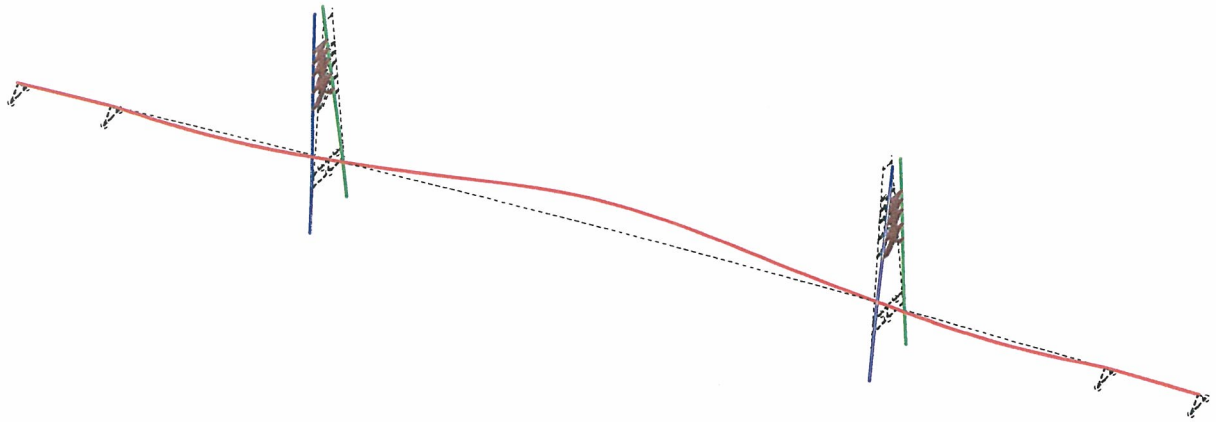
Allure du mode#5

0.282 Hz

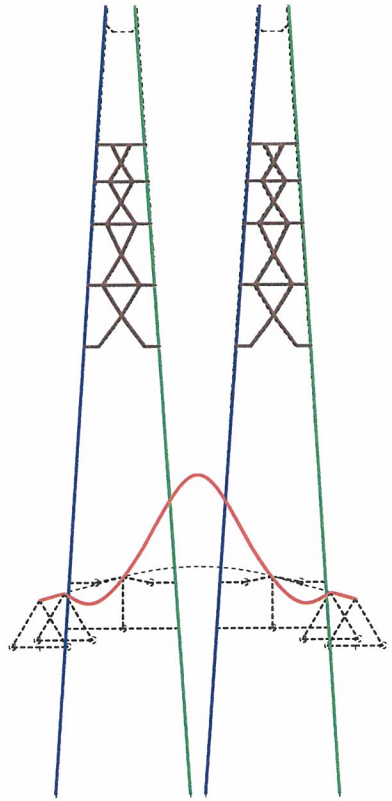


Elevation - deformee amplifiee 24 X

Vue en plan - deformee amplifiee 22 X



Perspective - deformee amplifiee 26 X

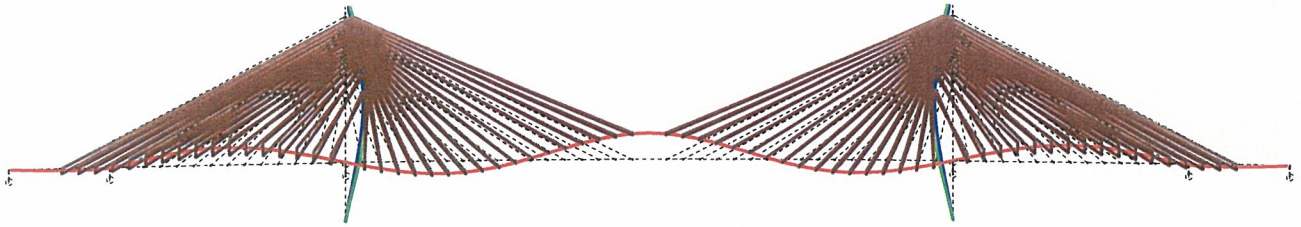


Elevation transv. - defo. amplifiee 22 X

Test

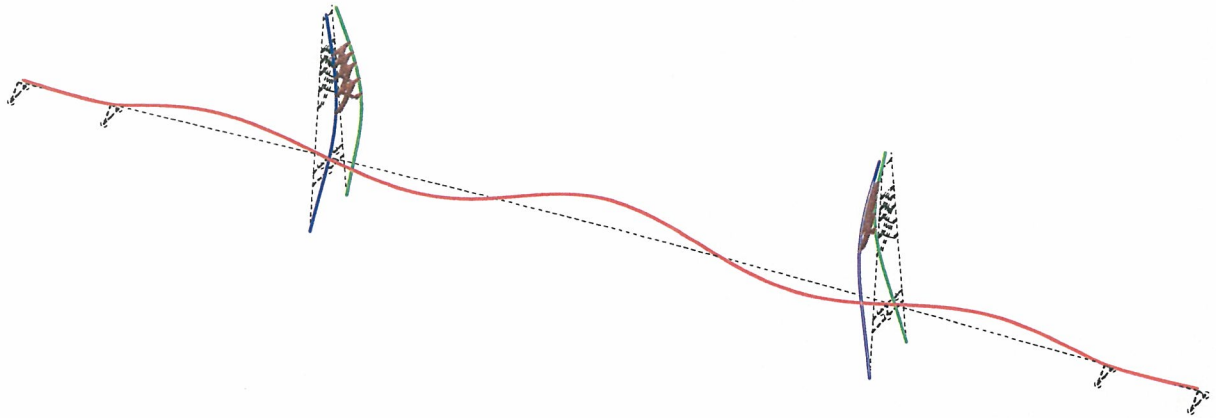
Allure du mode#15

0.654 Hz

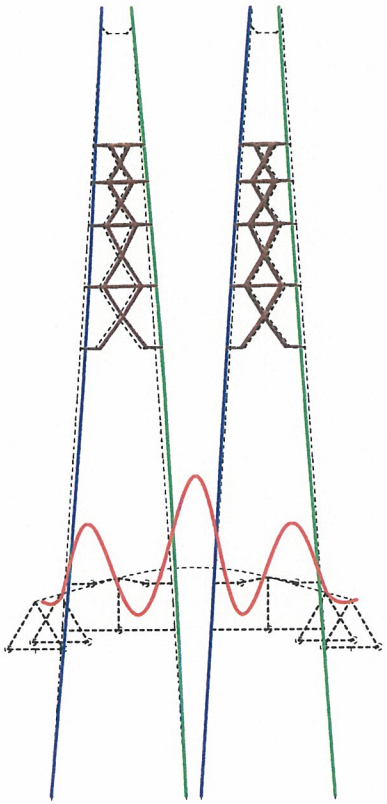


Elevation - deformee amplifiee 24 X

Vue en plan - deformee amplifiee 22 X



Perspective - deformee amplifiee 26 X

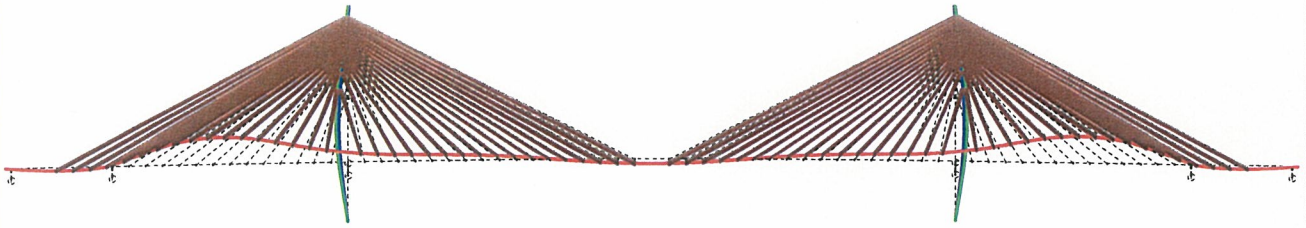


Elevation transv. - defo. amplifiee 22 X

Test

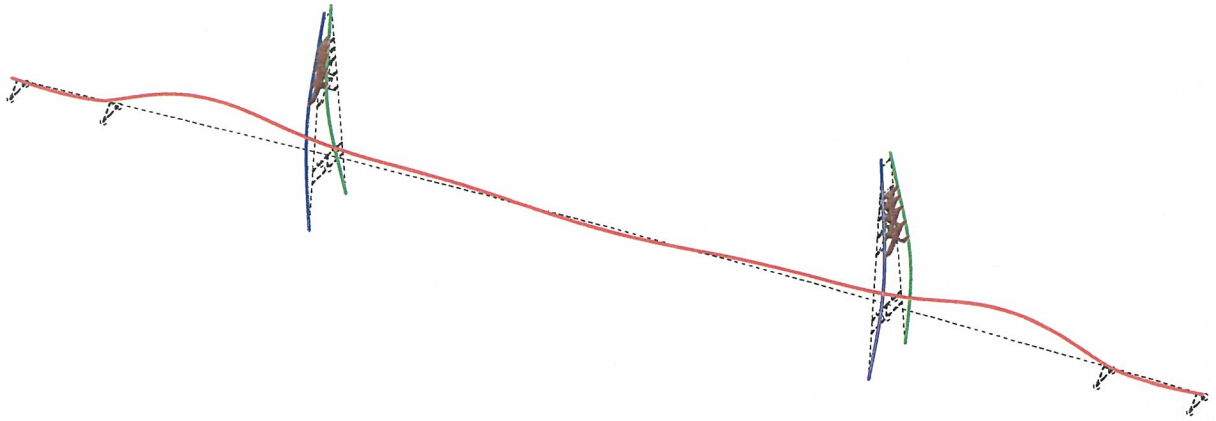
Allure du mode#19

0.823 Hz

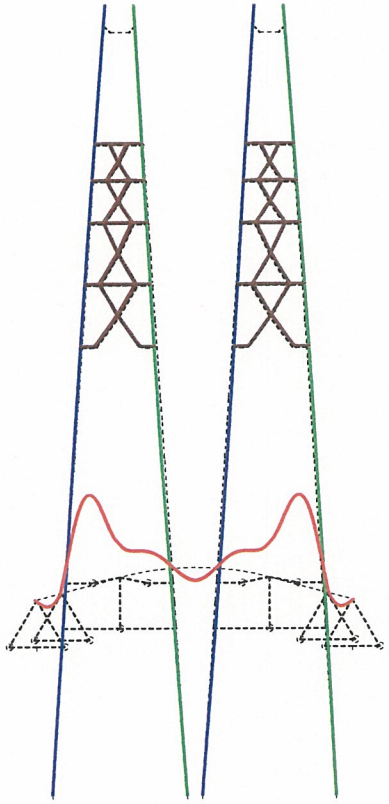


Elevation - deformee amplifiee 24 X

Vue en plan - deformee amplifiee 22 X



Perspective - deformee amplifiee 26 X

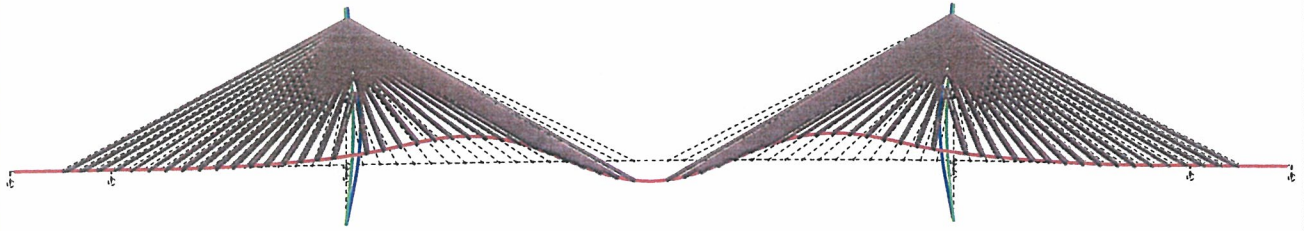


Elevation transv. - defo. amplifiee 22 X

Test

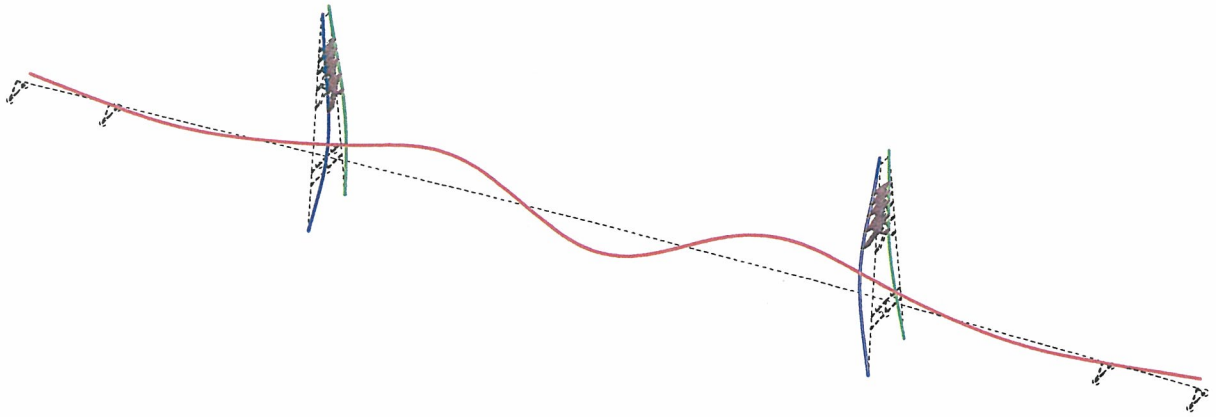
Allure du mode#22

0.887 Hz

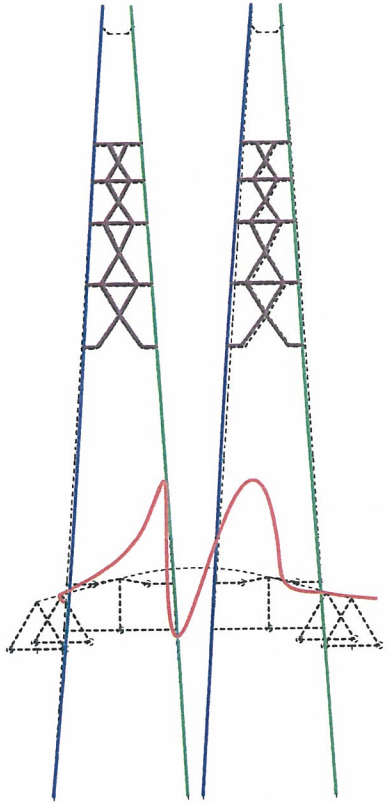


Elevation - deformee amplifiee 24 X

Vue en plan - deformee amplifiee 22 X



Perspective - deformee amplifiee 26 X

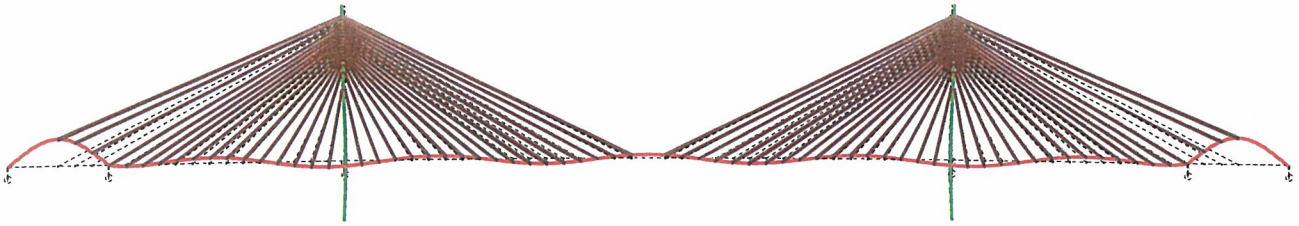


Elevation transv. - defo. amplifiee 22 X

Test

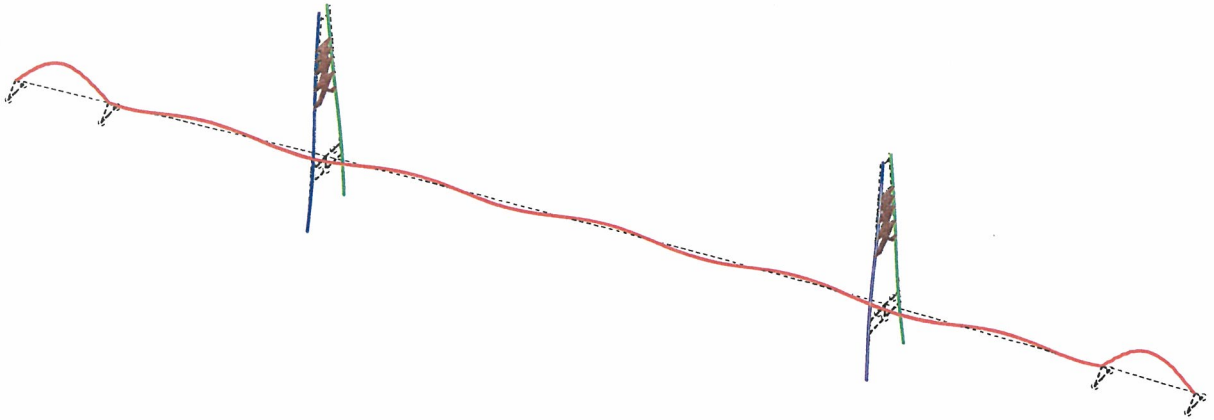
Allure du mode#48

1.890 Hz

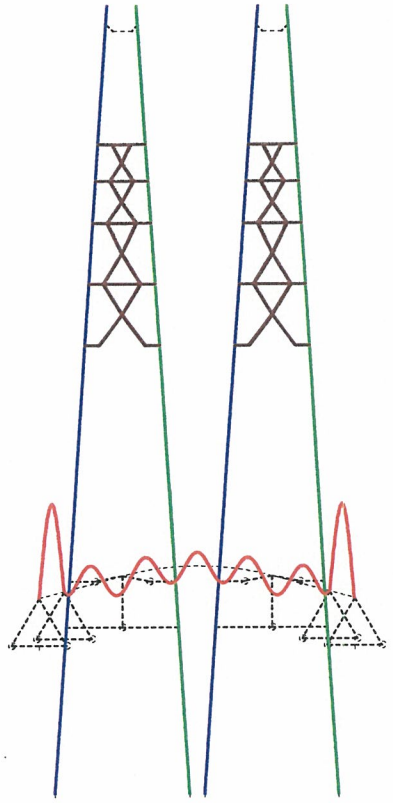


Elevation - deformee amplifiee 24 X

Vue en plan - deformee amplifiee 22 X



Perspective - deformee amplifiee 26 X



Elevation transv. - defo. amplifiee 22 X

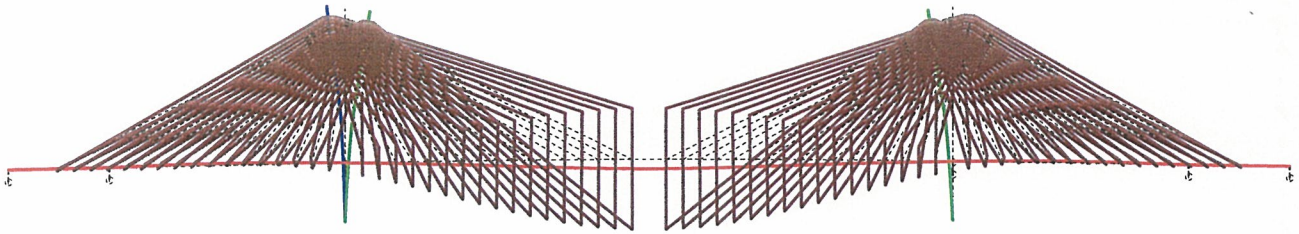
ANEXO A4.4

Modos Próprios de Torsão

Test

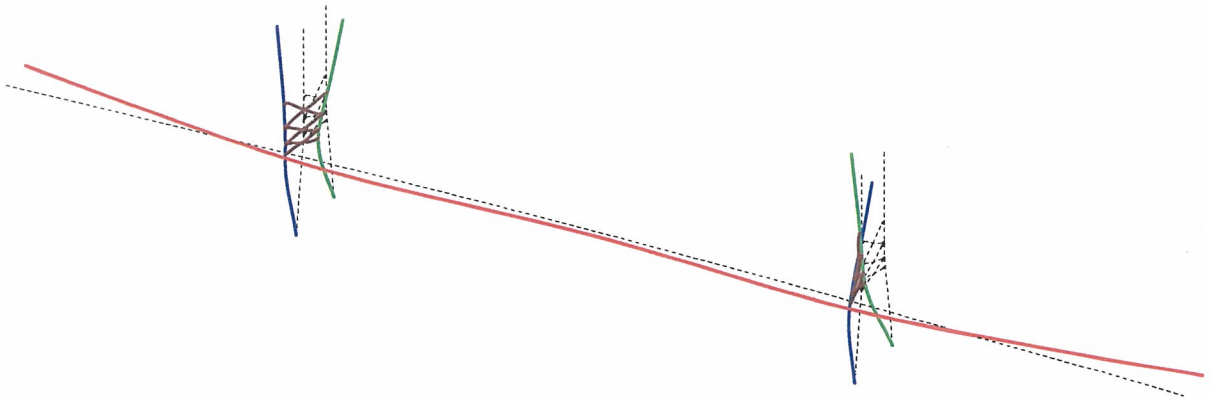
Allure du mode#6

0.329 Hz

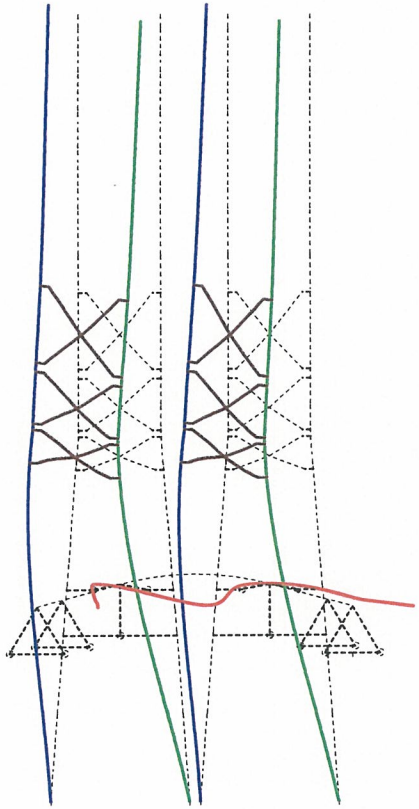


Elevation - deformee amplifiee 24 X

Vue en plan - deformee amplifiee 22 X



Perspective - deformee amplifiee 26 X

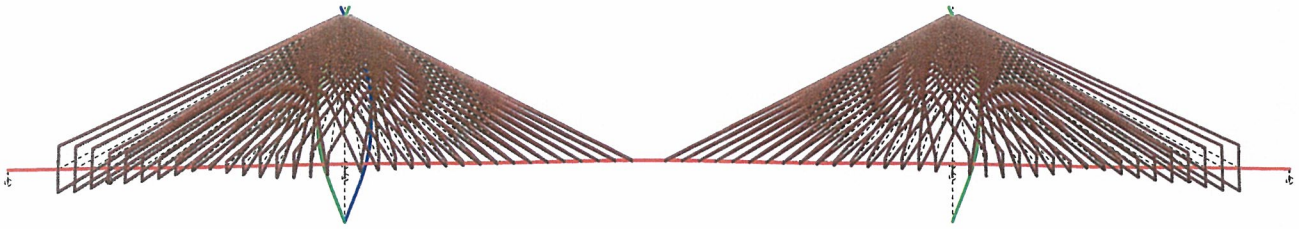


Elevation transv. - defo. amplifiee 22 X

Test

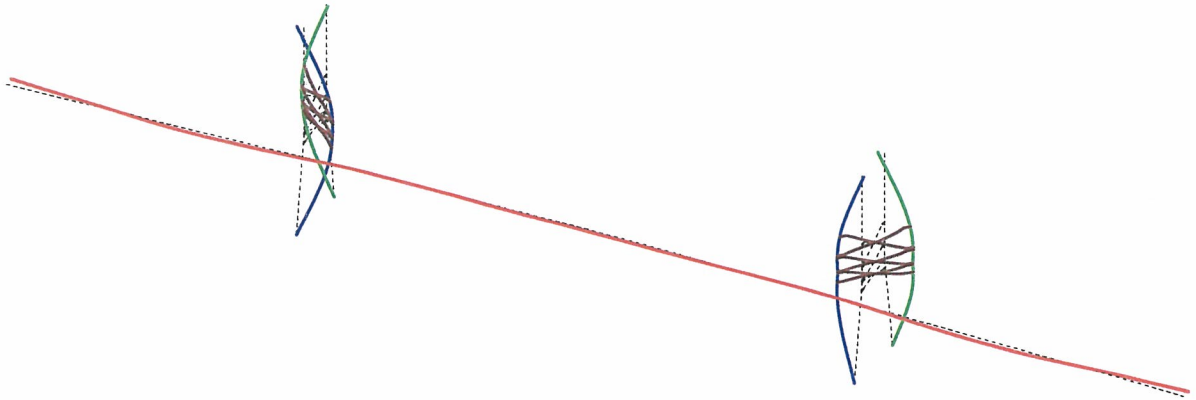
Allure du mode#28

0.969 Hz

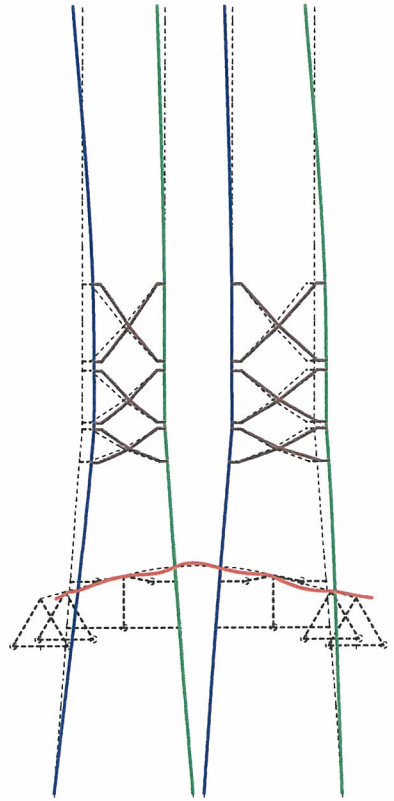


Elevation - deformee amplifiee 24 X

Vue en plan - deformee amplifiee 22 X



Perspective - deformee amplifiee 26 X

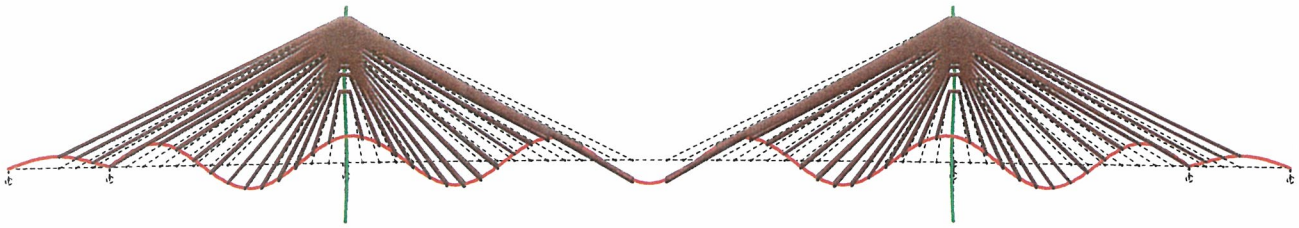


Elevation transv. - defo. amplifiee 22 X

Test

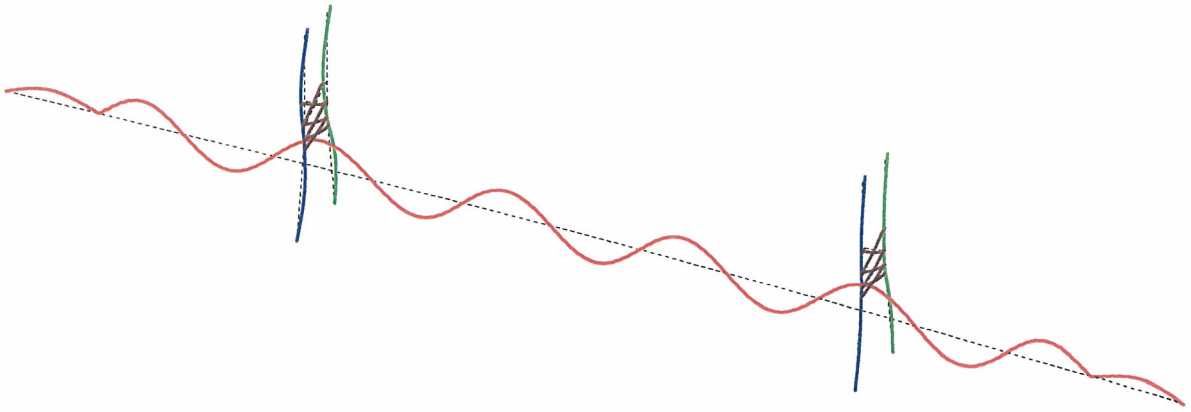
Allure du mode#55

2.133 Hz

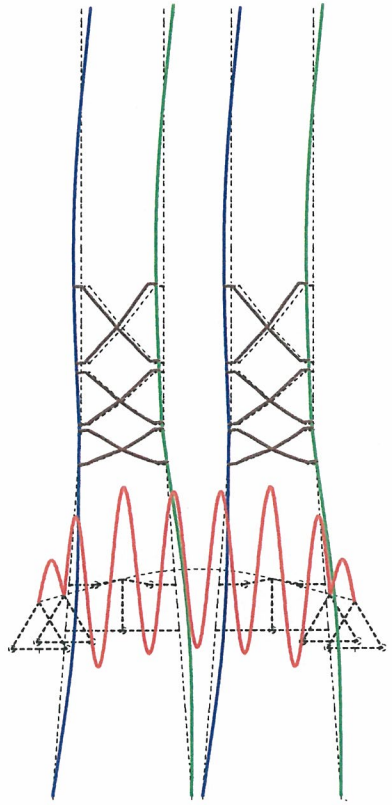


Elevation - deformee amplifiee 24 X

Vue en plan - deformee amplifiee 22 X



Perspective - deformee amplifiee 26 X

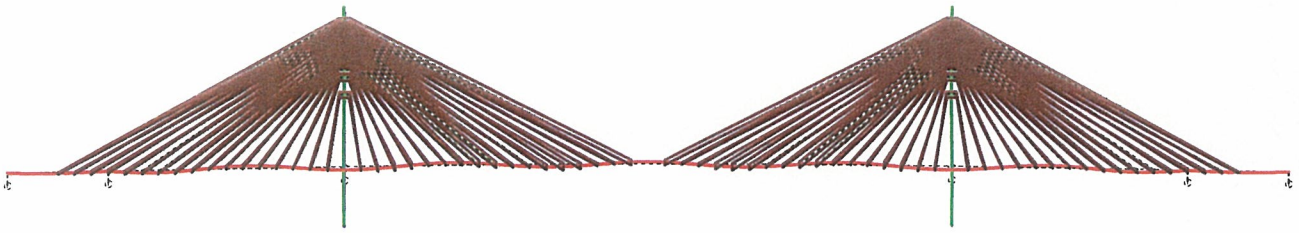


Elevation transv. - defo. amplifiee 22 X

Test

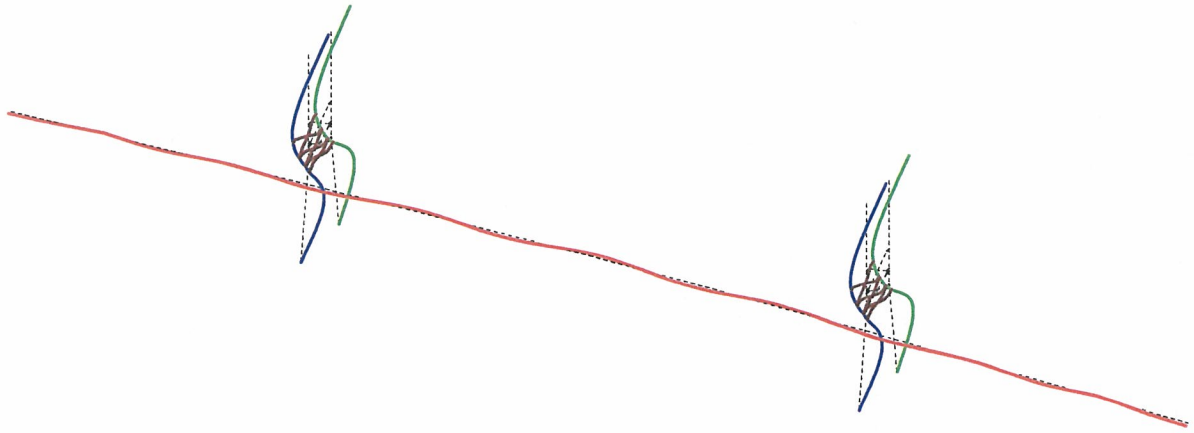
Allure du mode#56

2141 Hz

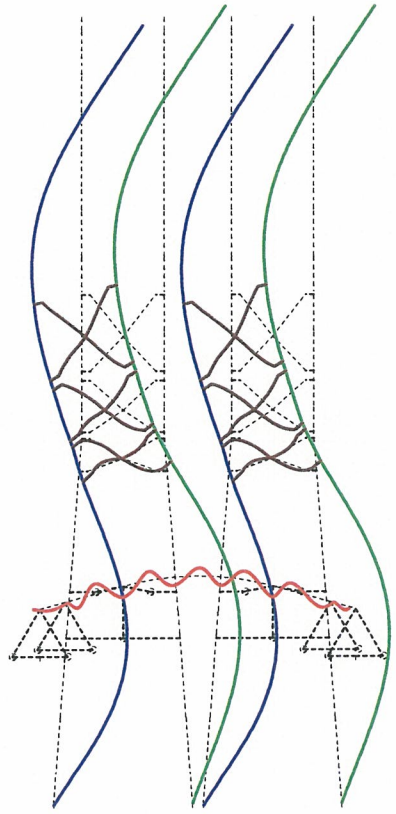


Elevation - deformee amplifiee 24 X

Vue en plan - deformee amplifiee 22 X



Perspective - deformee amplifiee 26 X

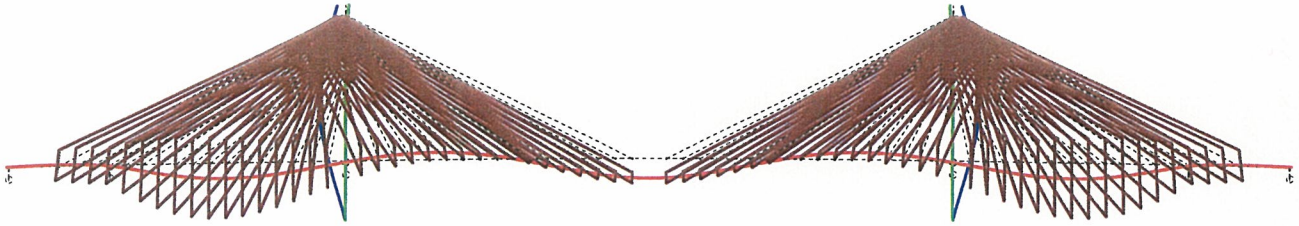


Elevation transv. - defo. amplifiee 22 X

Test

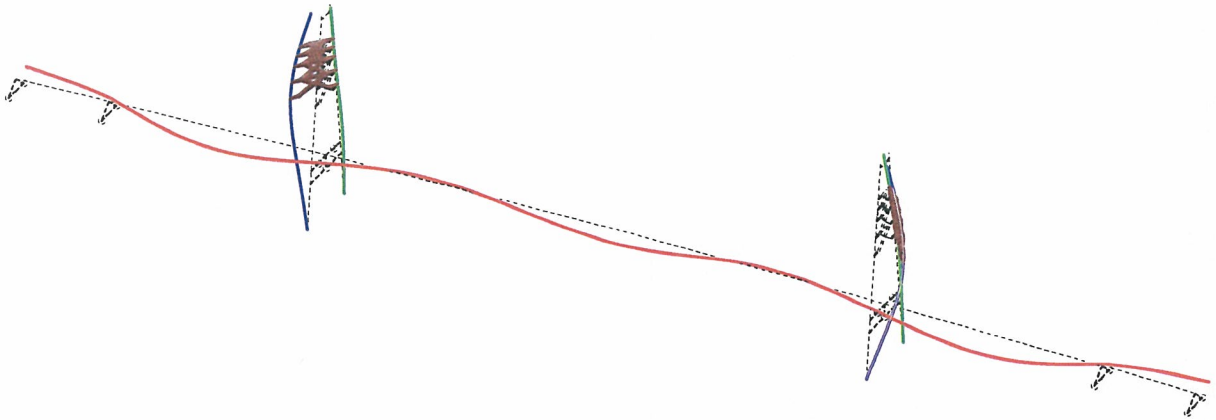
Allure du mode#14

0.646 Hz

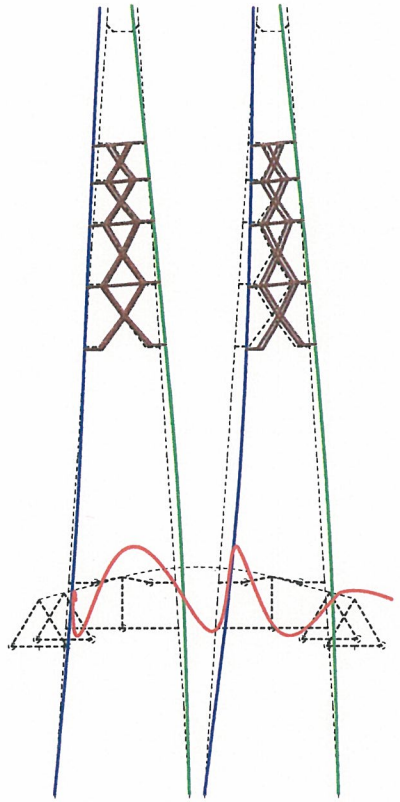


Elevation - deformee amplifiee 24 X

Vue en plan - deformee amplifiee 22 X



Perspective - deformee amplifiee 26 X

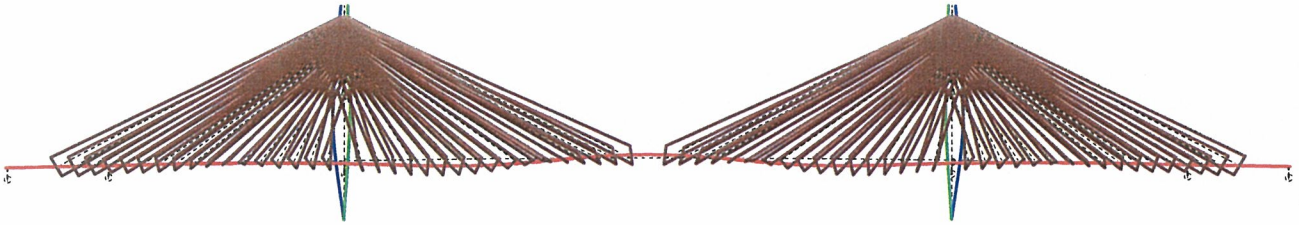


Elevation transv. - defo. amplifiee 22 X

Test

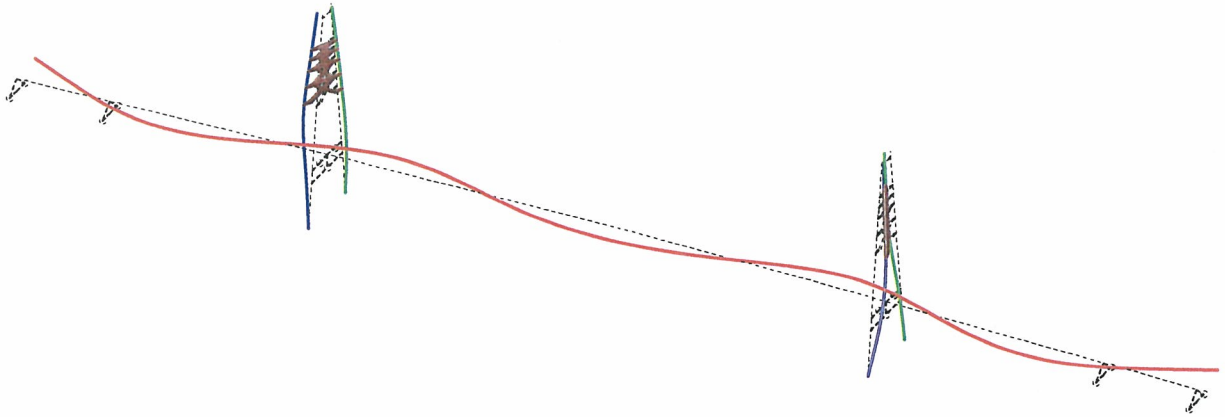
Allure du mode#21

0.865 Hz

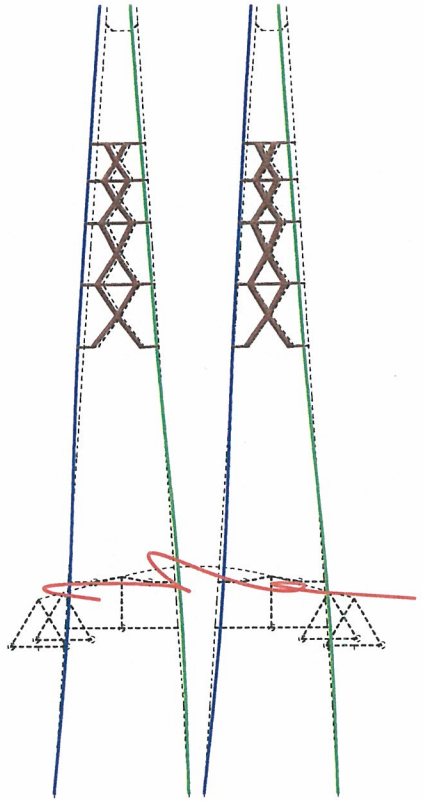


Elevation - deformee amplifiee 24 X

Vue en plan - deformee amplifiee 22 X



Perspective - deformee amplifiee 26 X

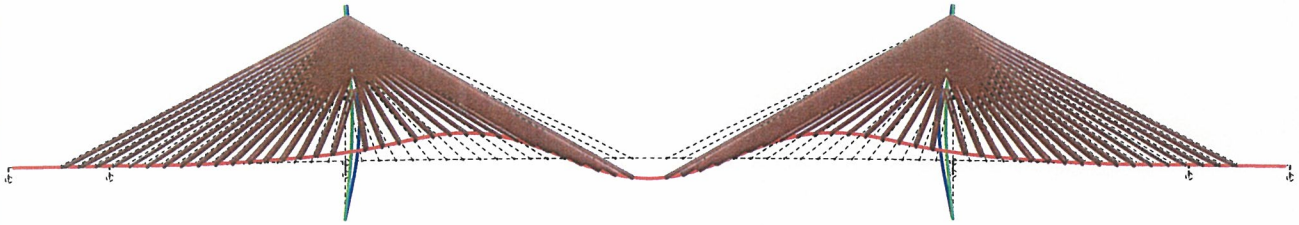


Elevation transv. - defo. amplifiee 22 X

Test

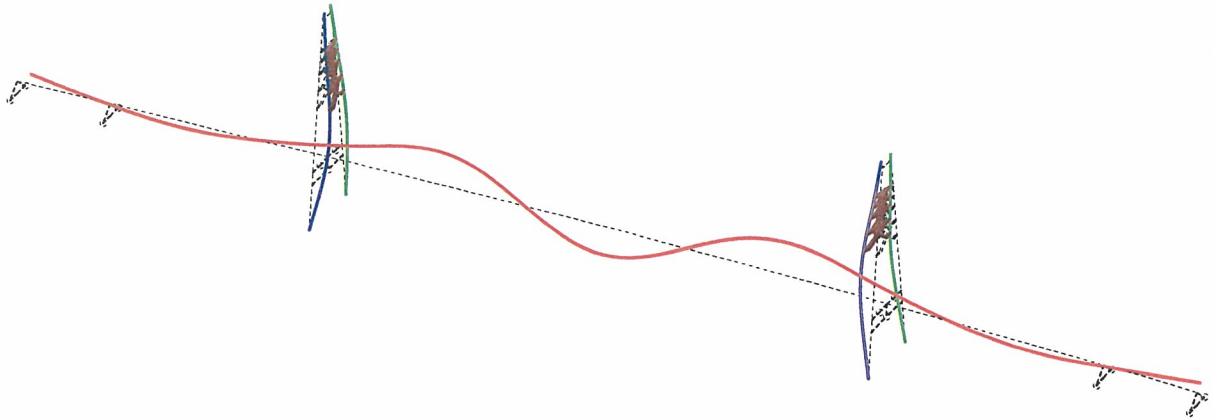
Allure du mode#22

0.887 Hz

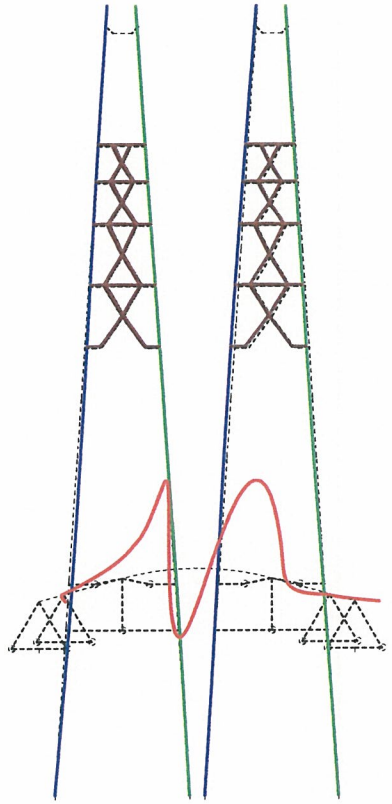


Elevation - deformee amplifiee 24 X

Vue en plan - deformee amplifiee 22 X



Perspective - deformee amplifiee 26 X

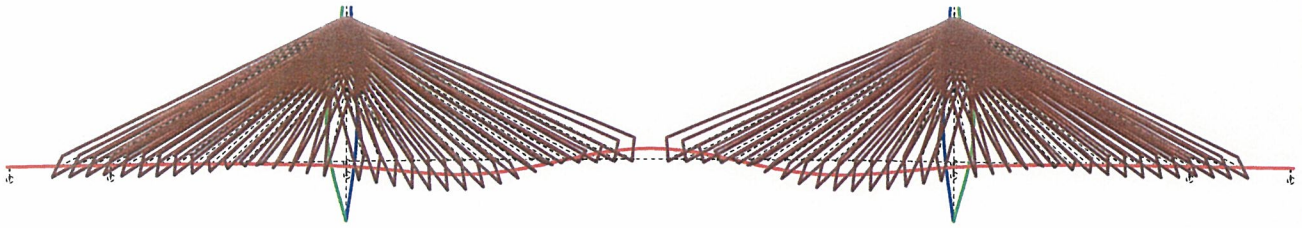


Elevation transv. - defo. amplifiee 22 X

Test

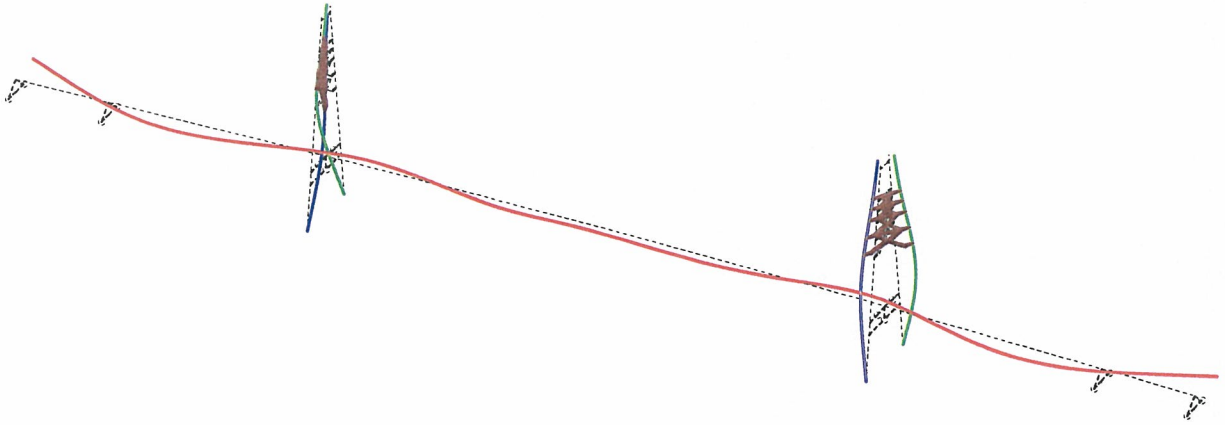
Allure du mode#23

0.903 Hz

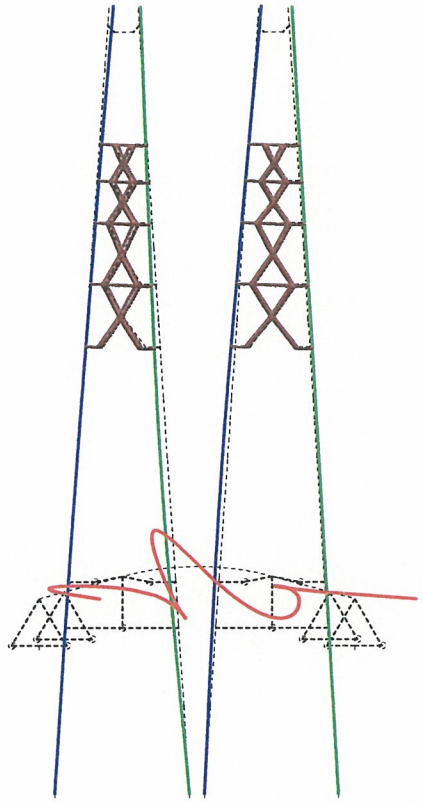


Elevation - deformee amplifiee 24 X

Vue en plan - deformee amplifiee 22 X



Perspective - deformee amplifiee 26 X



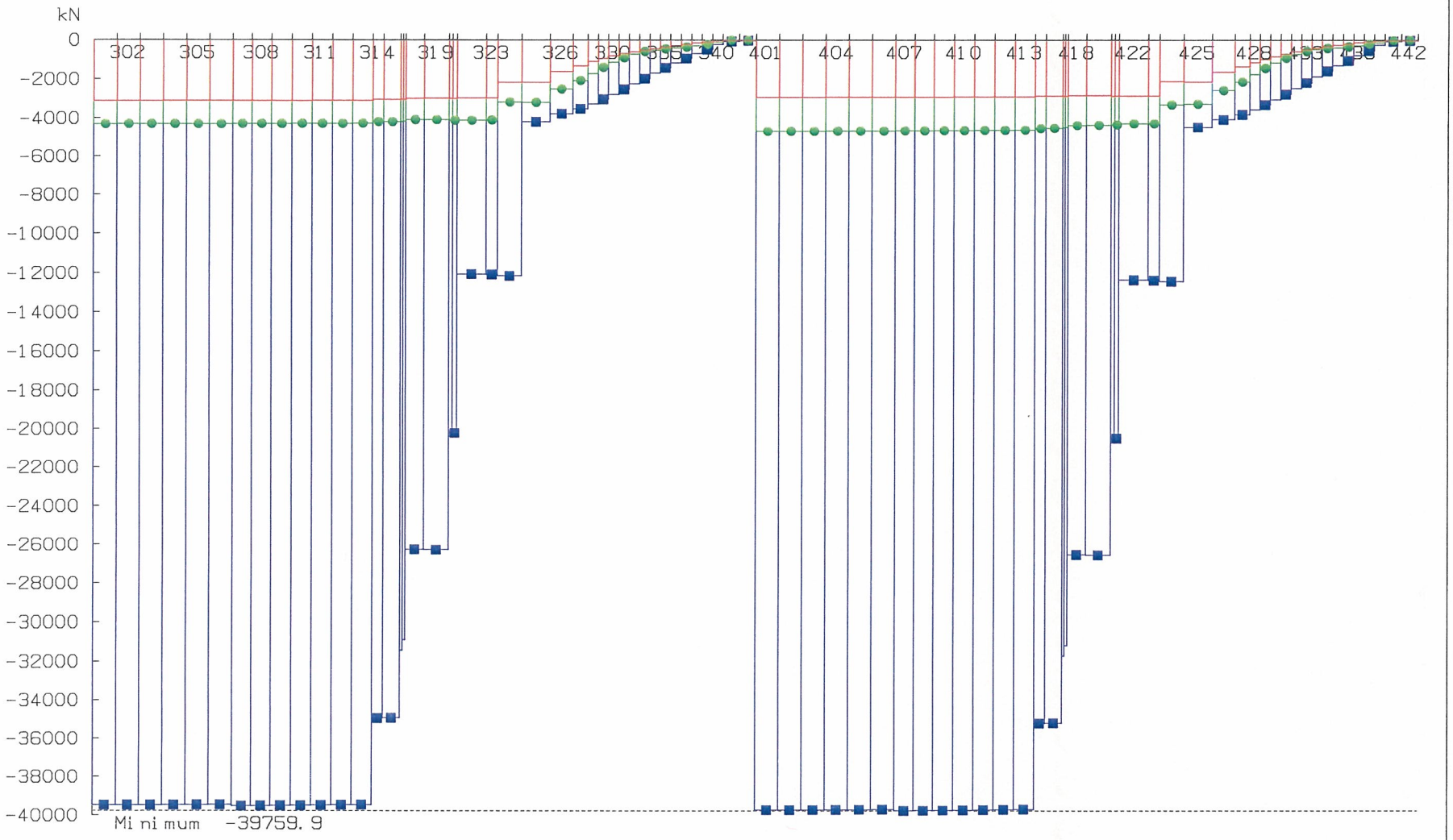
Elevation transv. - defo. amplifiee 22 X

ANEXO A5

Comparação dos Esforços e Deslocamentos sob Cargas Dinâmicas

ANEXO A5.1

Torre em H: LCseísme



Resp-X. sup
Min Nx: Nx
total: local: normal
(-3124 , -3)

Resp-Y. sup
Min Nx: Nx
total: local: normal
(-4675 , -4)

Resp-Z. sup
Min Nx: Nx
total: local: normal
(-39760 , -18)

Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON

Project:

: Seisme÷PP

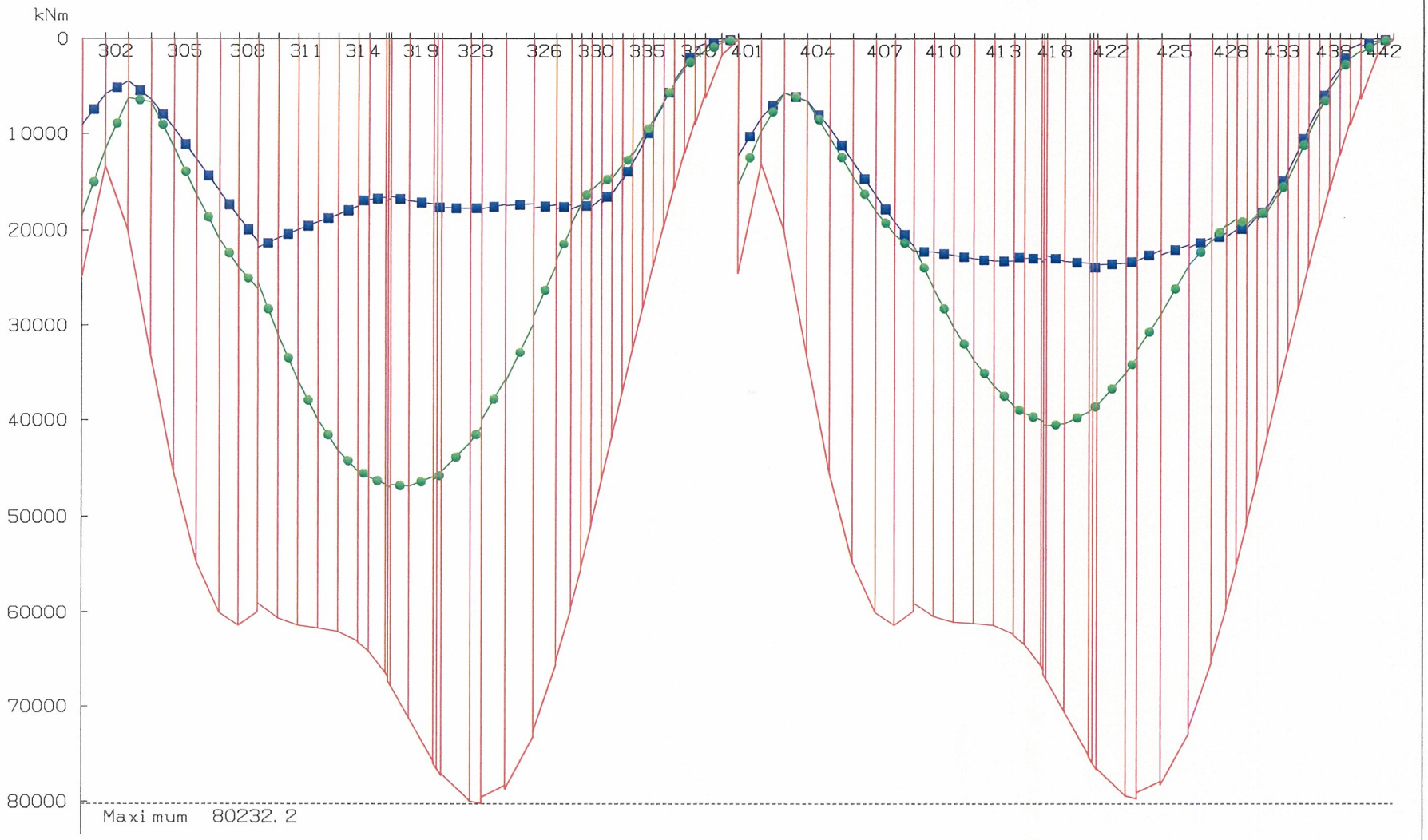
Dgm-Seisme÷PP-f

1 cm Plot = 3149.3 kN

0 3149.3 6298.6 9447.9 12597.2 15746.5

27/07/2010
16:23

M Bridge V8i (SELECT series 1)
08.09.73.03



Resp-X.sup
MaxMz: Mz
total: local: normal
(0 , 80232)

Resp-Y.sup
MaxMz: Mz
total: local: normal
(0 , 46992)

Resp-Z.sup
MaxMz: Mz
total: local: normal
(0 , 23916)

Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON

Project:

: Seisme÷PP

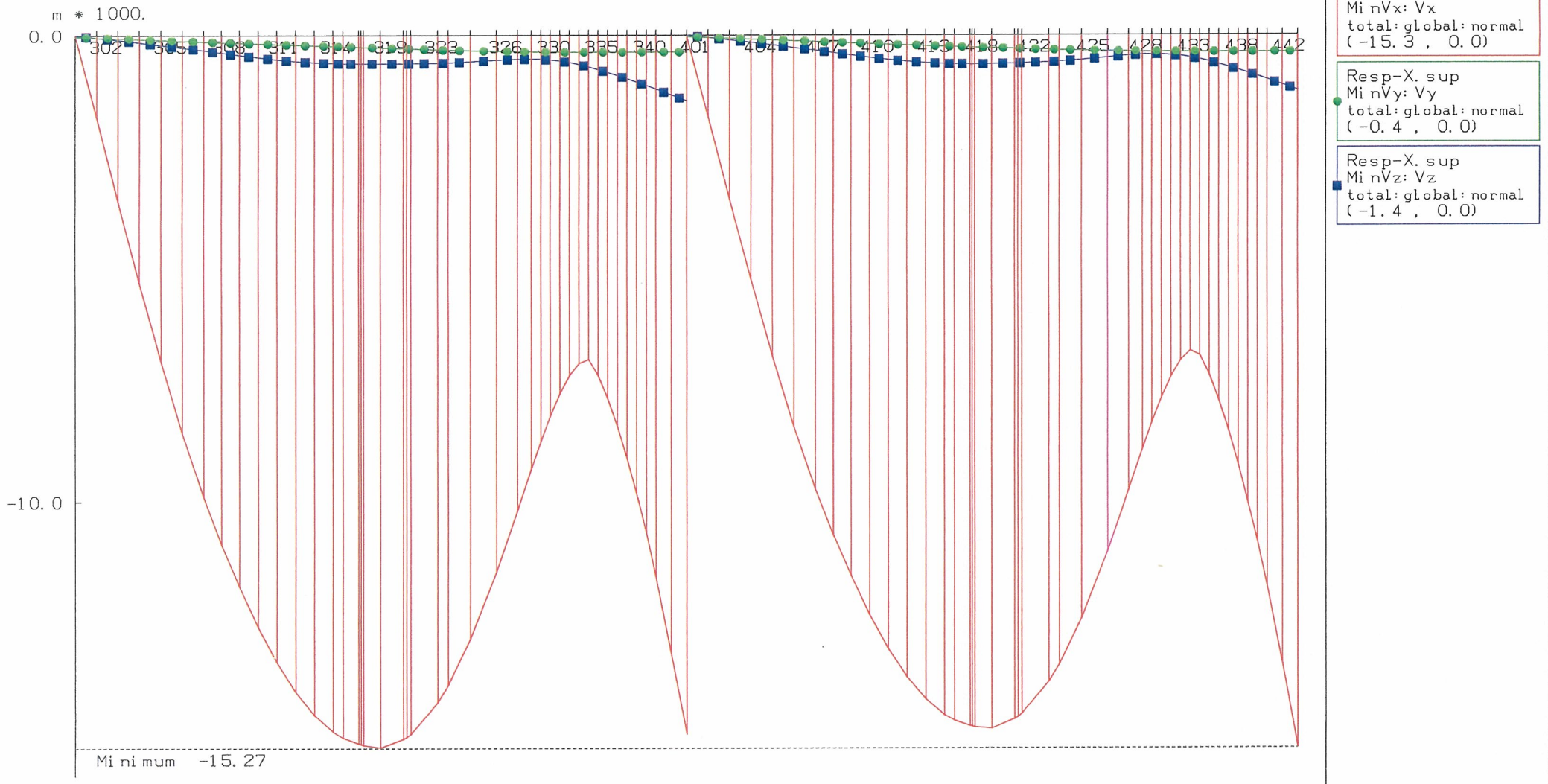
Dgm-Seisme÷PP-m

1 cm Plot = 6355.0 kNm

0 6355.0 12710.1 19065.1 25420.1 31775.1

27/07/2010
16:23

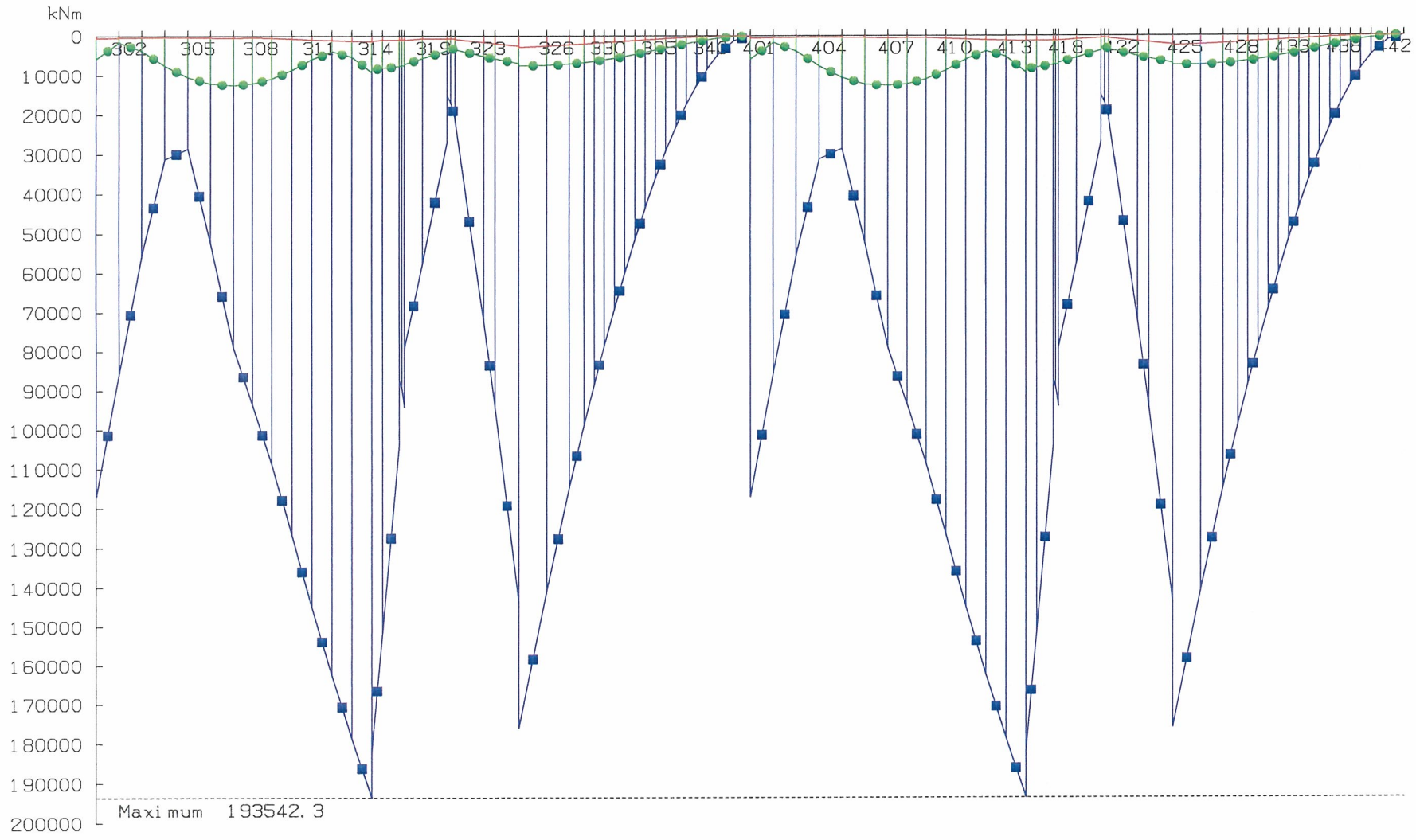
Bridge V8i (SELECT series 1)
08.09.73.03



Bridge V8i (SELECT series 1) 08.09.73.03	Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON Project:	: Seisme÷PP Dgm-Seisme÷PP-d	27/07/2010 16:23

1 cm Plot = 0.00121 m

0 0.00121 0.00242 0.00363 0.00484 0.00605

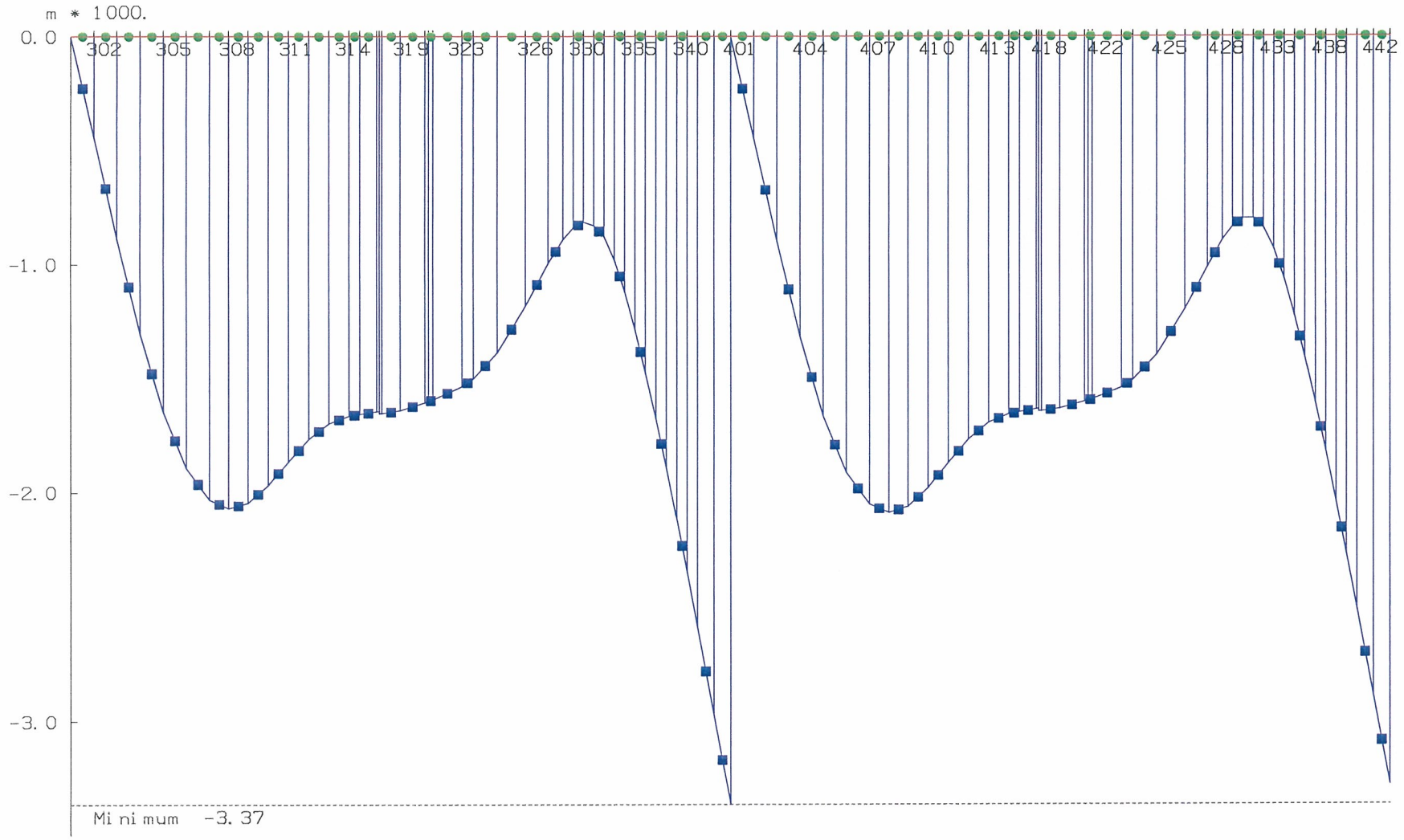


Resp-X.sup
MaxMy: My
total: local: normal
(0 , 2911)

Resp-Y.sup
MaxMy: My
total: local: normal
(0 , 12661)

Resp-Z.sup
MaxMy: My
total: local: normal
(0 , 193542)

RM Bridge V8i (SELECT series 1) 08.09.73.03	Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON Project:	: Seisme÷PP÷2 Dgm-Seisme÷PP÷2-m	1 cm Plot = 15330.1 kNm 0 15330.1 30660.2 45990.3 61320.3 76650.4	27/07/2010 16:23



Resp-Y.sup
MinVx: Vx
total: local: normal
(0.0 , 0.0)

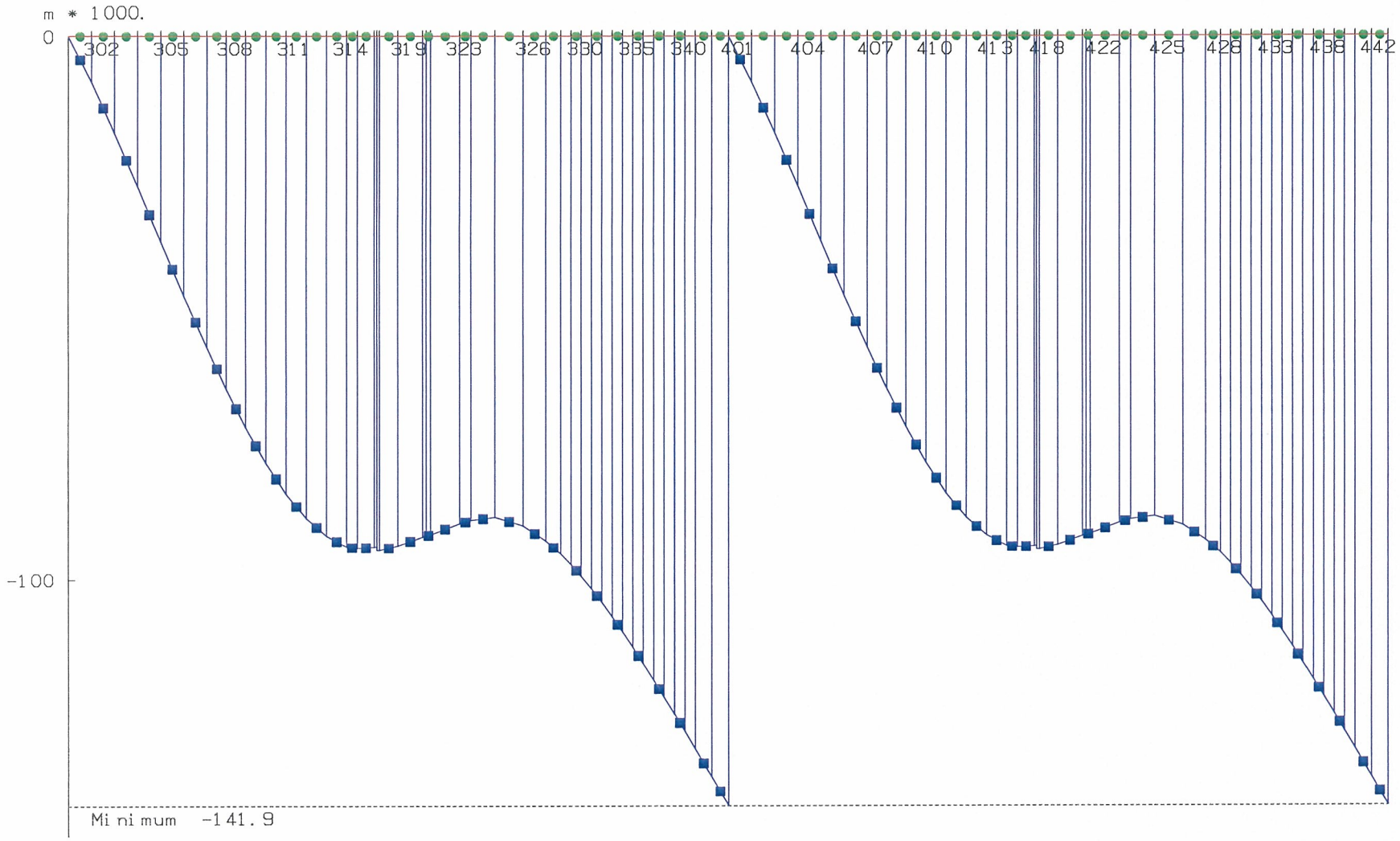
Resp-Y.sup
MinVy: Vy
total: local: normal
(0.0 , 0.0)

Resp-Y.sup
MinVz: Vz
total: local: normal
(-3.4 , 0.0)

24 Bridge V8i (SELECT series 1) 08.09.73.03	Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON Project:	: Seisme÷PP÷2 Dgm-Seisme÷PP÷2-d	27/07/2010 16:23

1 cm Plot = 0.000267 m

0 0.000267 0.000533 0.000800 0.001067 0.001333

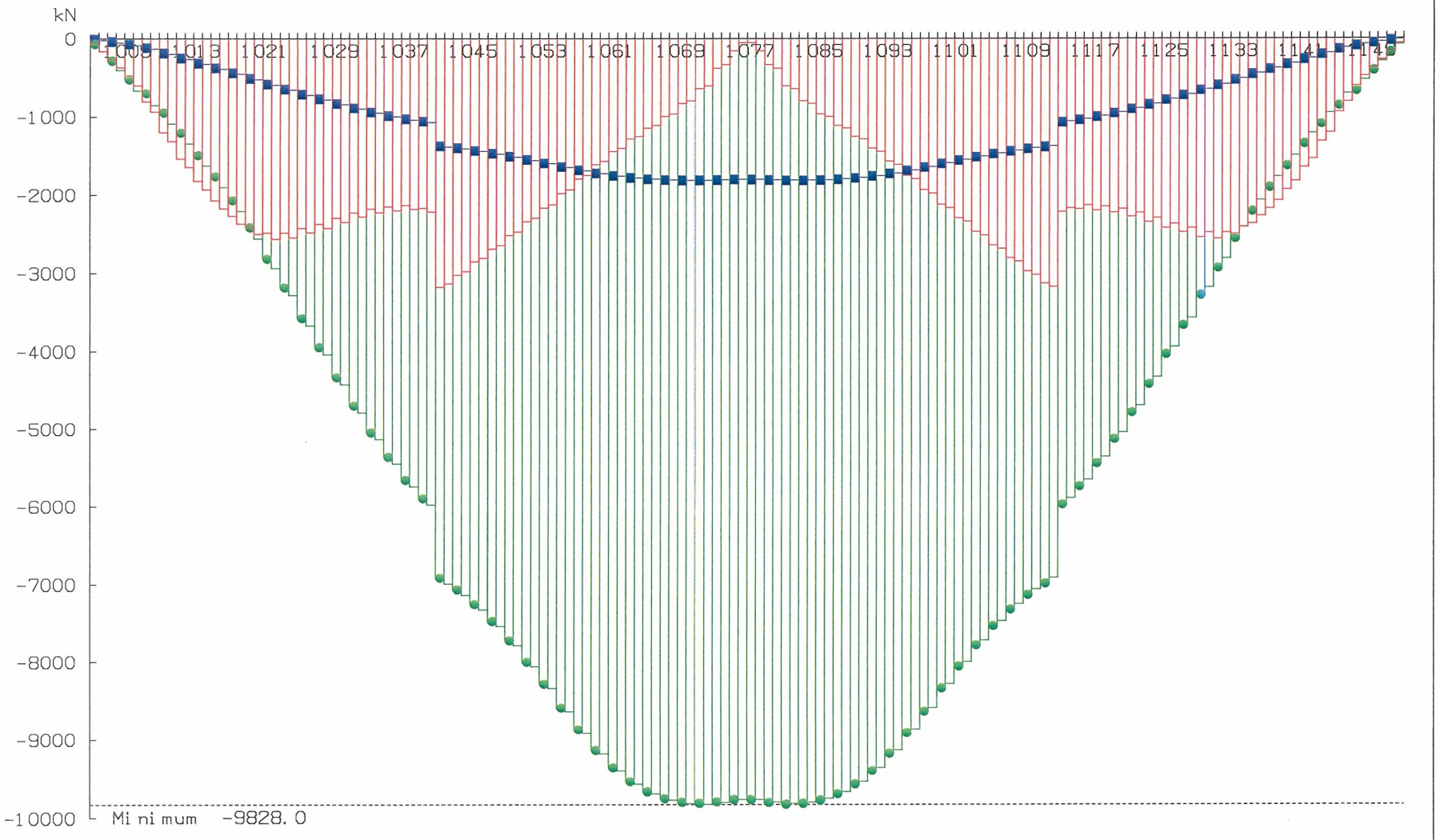


Resp-Z.sup
MinVx: Vx
total: local: normal
(0.0 , 0.0)

Resp-Z.sup
MinVy: Vy
total: local: normal
(0.0 , 0.0)

Resp-Z.sup
MinVz: Vz
total: local: normal
(-142 , 0)

RM Bridge V8i (SELECT series 1) 08.09.73.03	Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON Project:	: Seisme÷PP÷3 Dgm-Seisme÷PP÷3 1 cm Plot = 0.0112 m 0 0.0112 0.0225 0.0337 0.0450 0.0562	27/07/2010 16:23



Resp-X. sup
MinNx: Nx
total: local: normal
(-3180 , -52)

Resp-Y. sup
MinNx: Nx
total: local: normal
(-9828 , -70)

Resp-Z. sup
MinNx: Nx
total: local: normal
(-1817 , -7)

Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON

Project:

: Seisme÷tablier

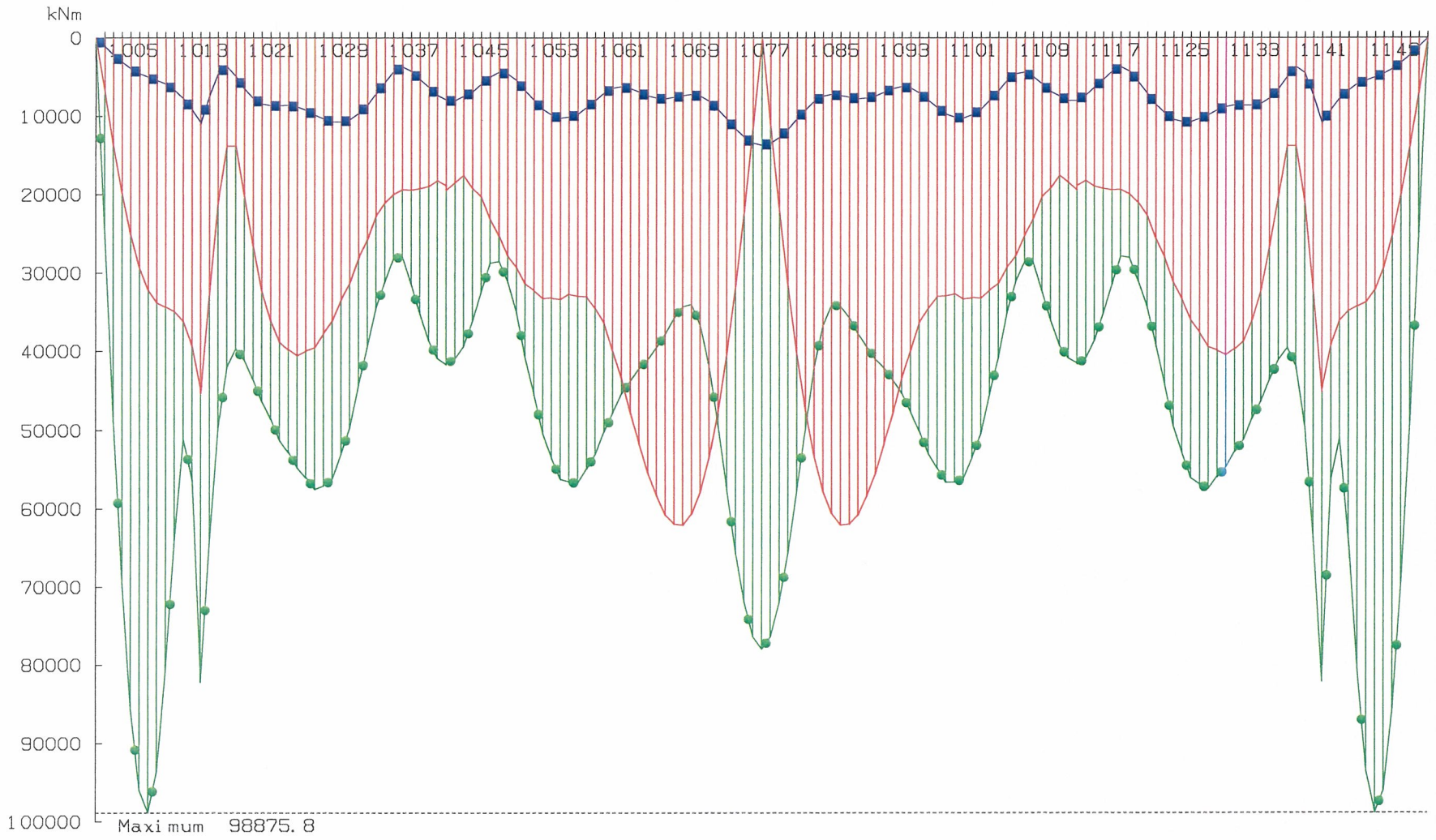
Dgm-Seisme÷tablier-f

1 cm Plot = 778.5 kN

0 778.5 1556.9 2335.4 3113.8 3892.3

27/07/2010
15:44

Bridge V8i (SELECT series 1)
08.09.73.03



Resp-X.sup
MaxMz: Mz
total: local: normal
(0 , 62141)

Resp-Y.sup
MaxMz: Mz
total: local: normal
(700 , 98876)

Resp-Z.sup
MaxMz: Mz
total: local: normal
(32 , 13684)

Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON

Project:

: Seisme÷tablier

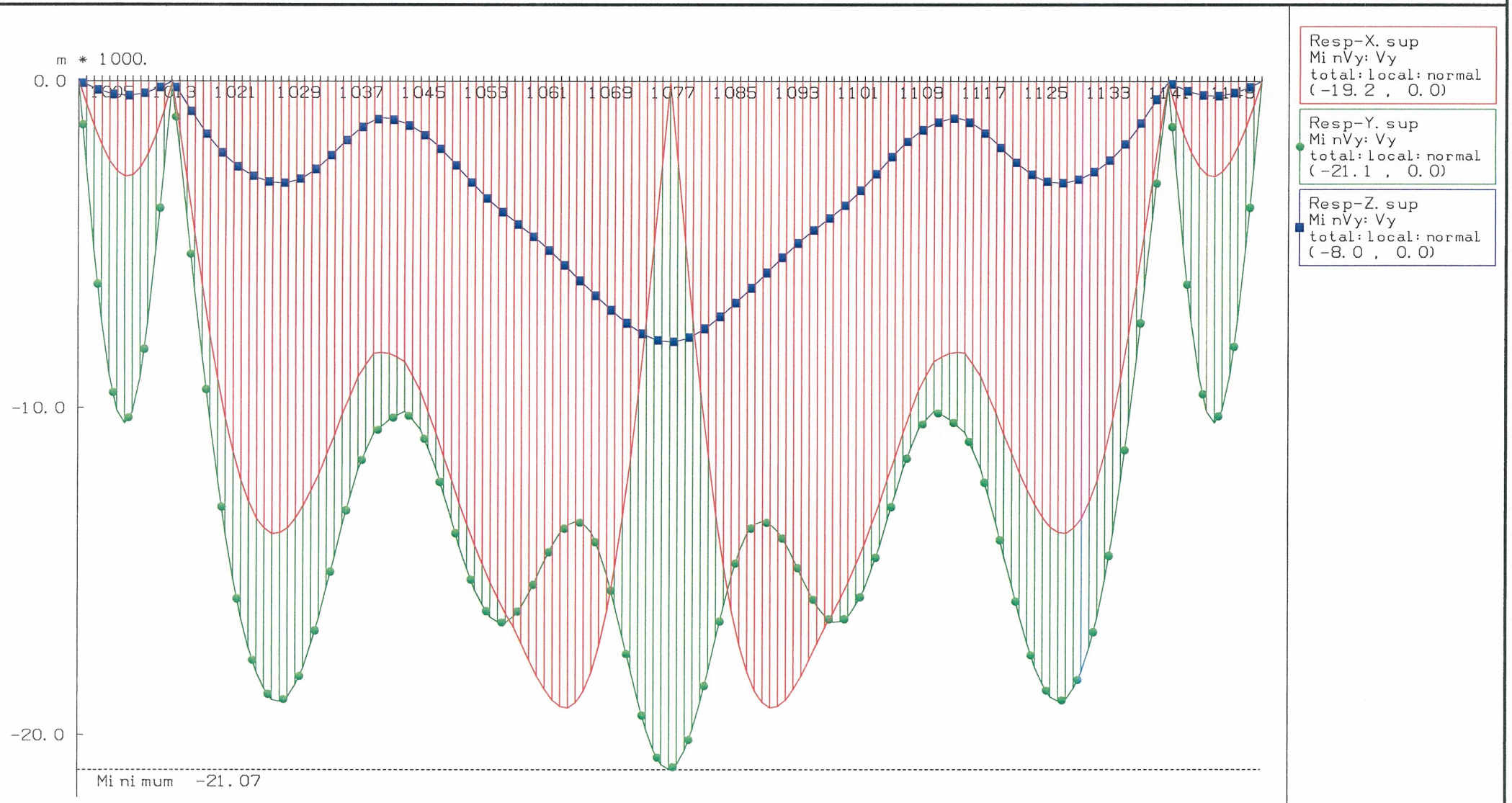
Dgm-Seisme÷tablier-m

1 cm Plot = 7831.7 kNm

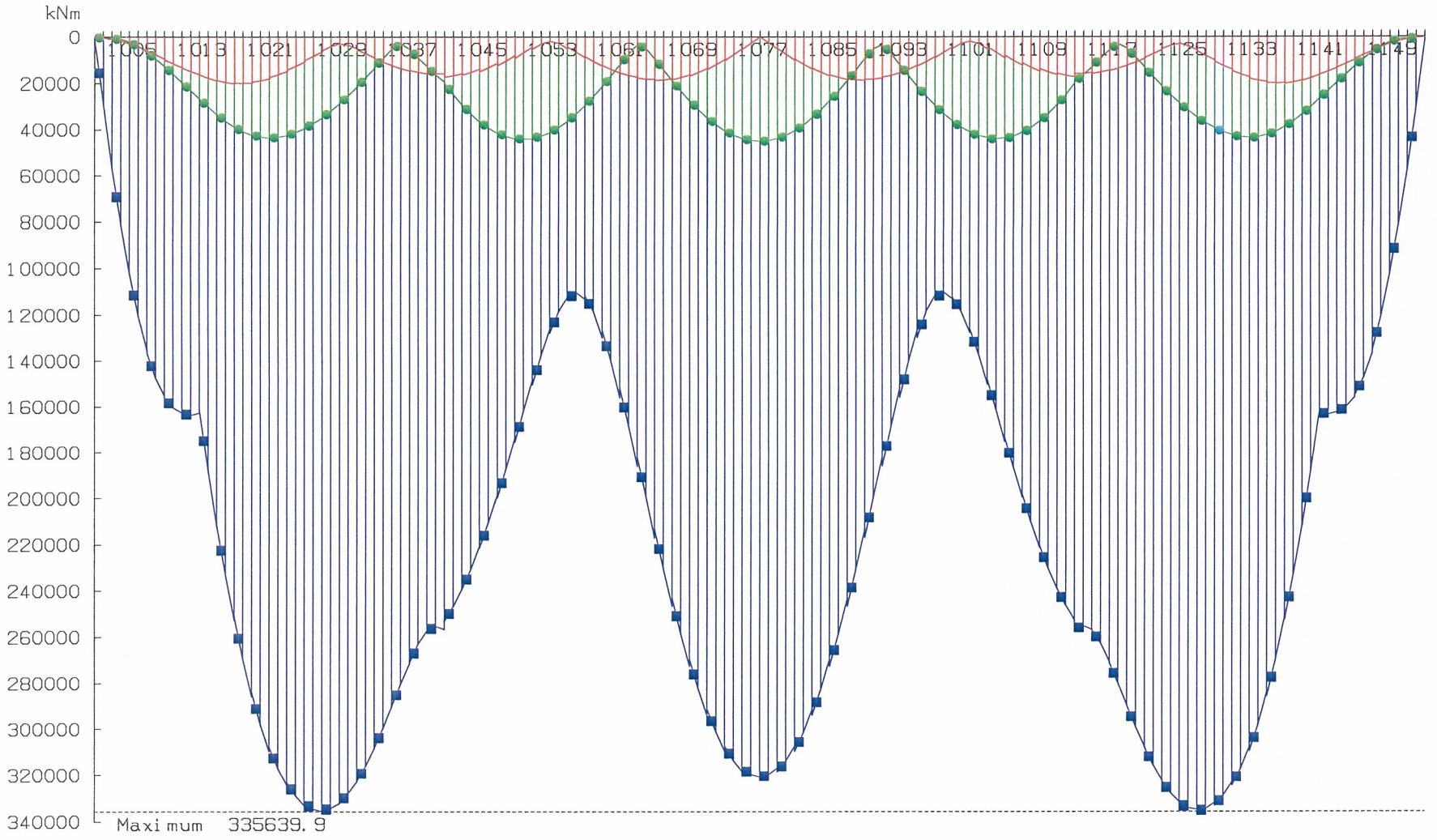
0 7831.7 15663.5 23495.2 31327.0 39158.7

27/07/2010
15:44

Bridge V8i (SELECT series 1)
08.09.73.03



Bridge V8i (SELECT series 1) 08.09.73.03	Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON Project:	: Seisme÷tablier÷3 Dgm-Seisme÷tablier÷3-d 1 cm Plot = 0.00167 m 0 0.00167 0.00334 0.00501 0.00668 0.00835	27/07/2010 15:45



Resp-X.sup
MaxMy: My
total: local: normal
(32 , 20283)

Resp-Y.sup
MaxMy: My
total: local: normal
(165 , 45221)

Resp-Z.sup
MaxMy: My
total: local: normal
(1251 , 335640)

Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON

Project:

: Seisme÷tablier÷2

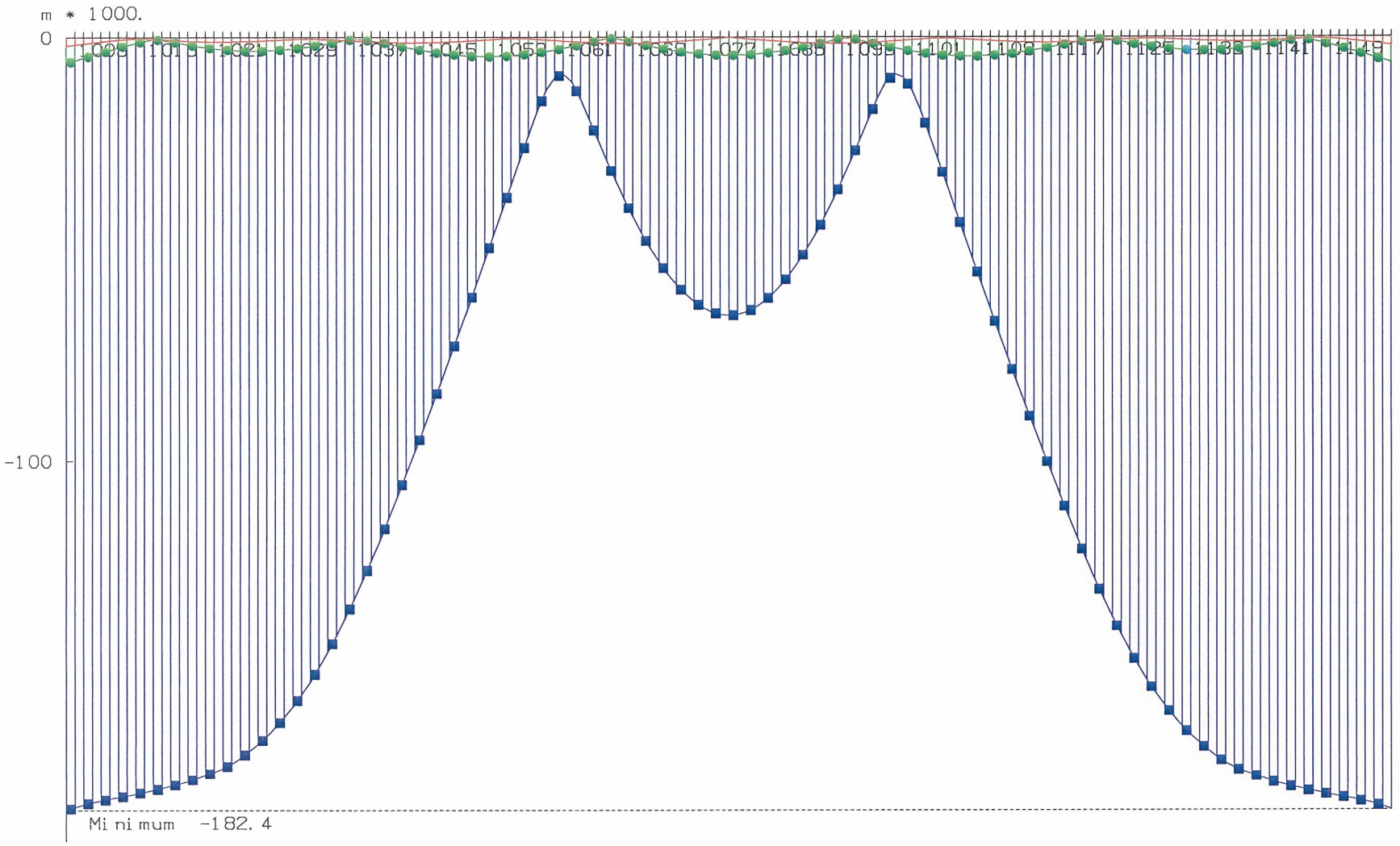
Dgm-Seisme÷tablier÷2-m

1 cm Plot = 26585.3 kNm

0 26585.3 53170.7 79756.0 106341.4 132926.7

27/07/2010
15:44

M Bridge V8i (SELECT series 1)
08.09.73.03



Resp-X.sup
MinVz: Vz
total: local: normal
(-2.0 , 0.0)

Resp-Y.sup
MinVz: Vz
total: local: normal
(-6.1 , -0.3)

Resp-Z.sup
MinVz: Vz
total: local: normal
(-182 , -9)

Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON

Project:

: Seisme÷tablier÷2

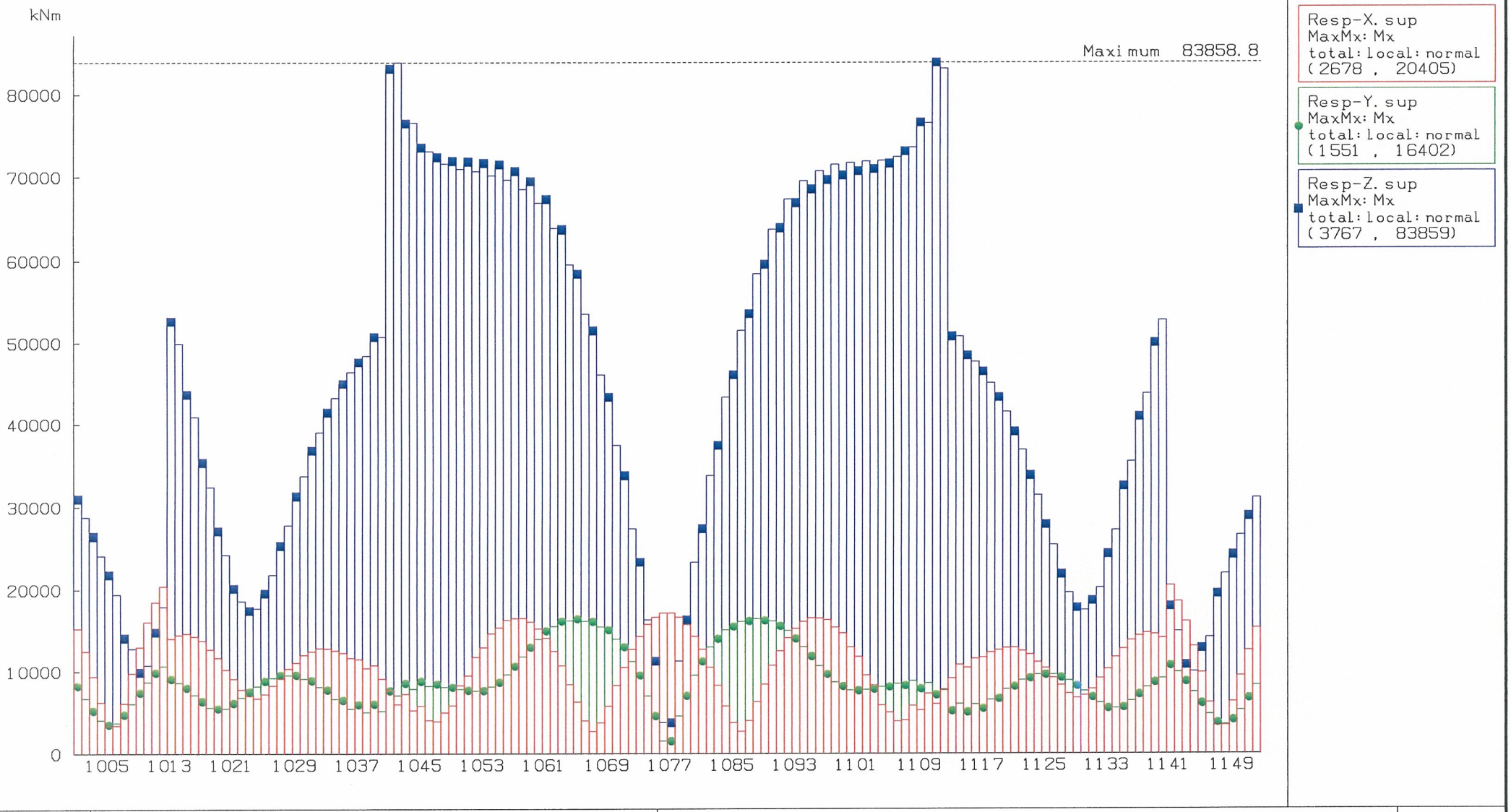
Dgm-Seisme÷tablier÷2-d

1 cm Plot = 0.0144 m

0 0.0144 0.0289 0.0433 0.0578 0.0722

27/07/2010
15:44

M Bridge V8i (SELECT series 1)
08.09.73.03



Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON

Project:

: Seisme÷tablier÷3

Dgm-Seisme÷tablier÷3-Mx

1 cm Plot = 6642.3 kNm

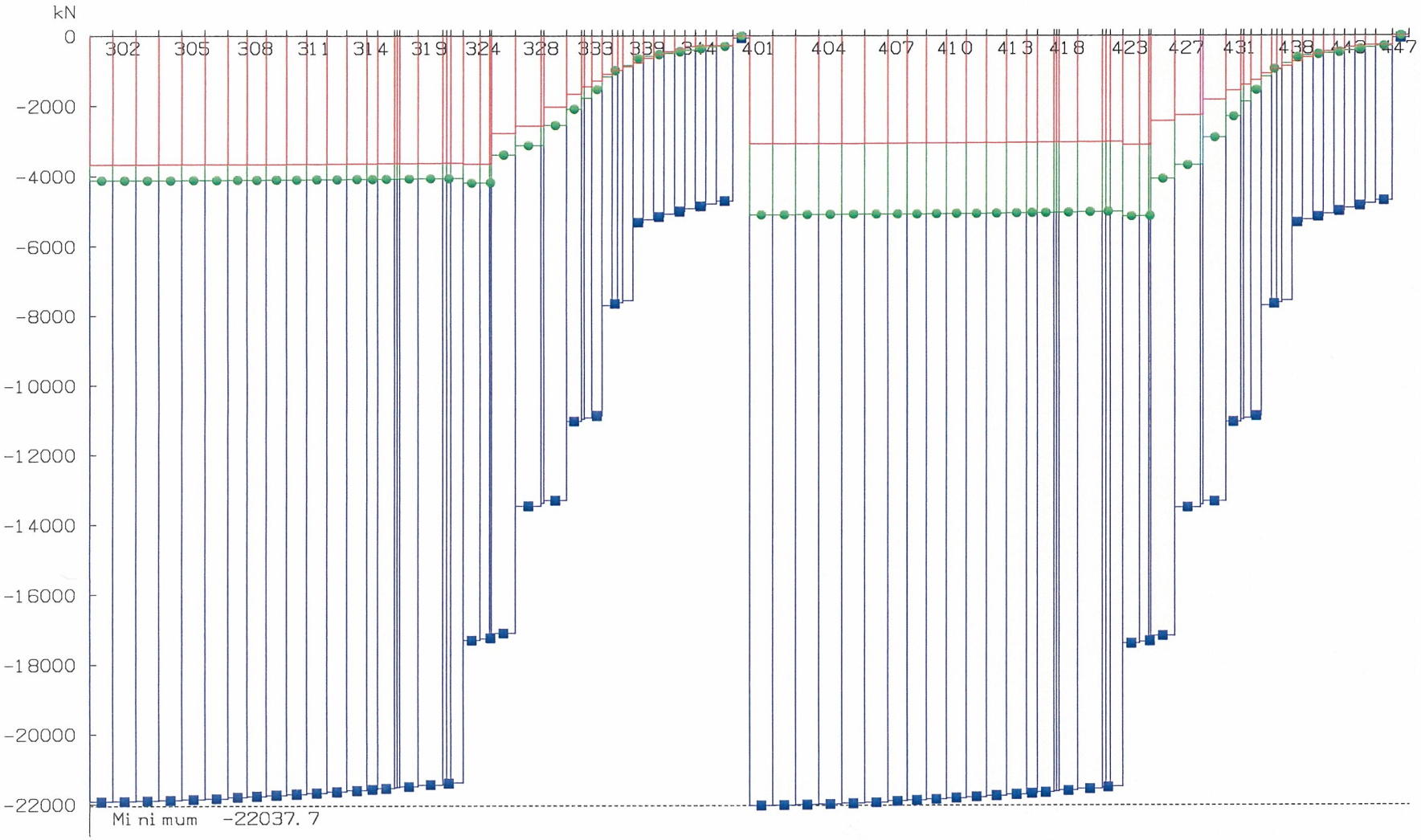
0 6642.3 13284.6 19926.8 26569.1 33211.4

27/07/2010
15:45

M Bridge V8i (SELECT series 1)
08.09.73.03

ANEXO A5.2

Torre em V invertido: LCseísme



Resp-X.sup
MinNx: Nx
total: local: normal
(-3677 , -3)

Resp-Y.sup
MinNx: Nx
total: local: normal
(-5166 , -4)

Resp-Z.sup
MinNx: Nx
total: local: normal
(-22038 , -63)

Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON

Project:

: Seisme÷PP

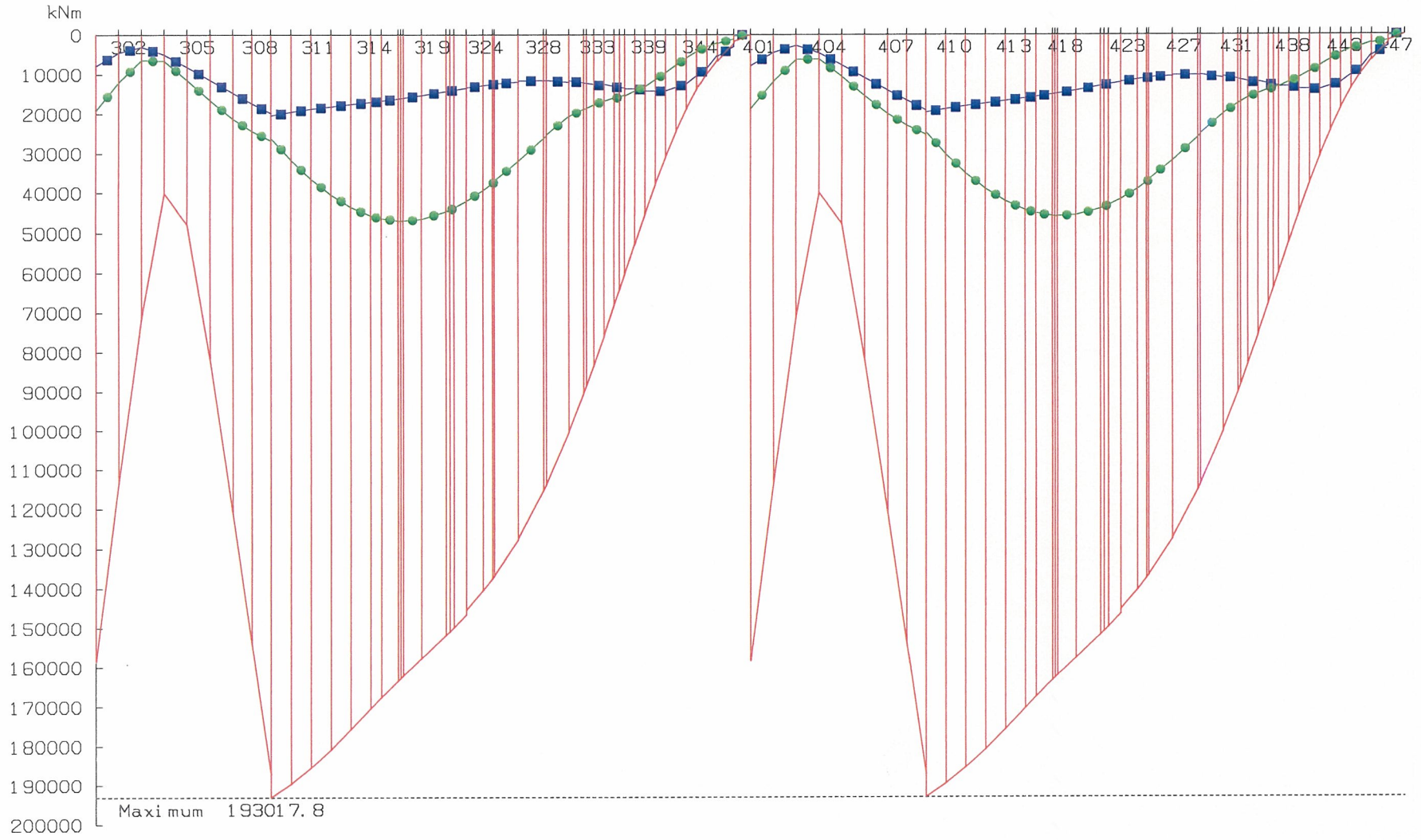
Dgm-Seisme÷PP-f

1 cm Plot = 1745.6 kN

0 1745.6 3491.1 5236.7 6982.2 8727.8

27/07/2010
16:52

VM Bridge V8i (SELECT series 1)
08.09.73.03



Resp-X.sup
MaxMz: Mz
total: local: normal
(0 , 193018)

Resp-Y.sup
MaxMz: Mz
total: local: normal
(0 , 46986)

Resp-Z.sup
MaxMz: Mz
total: local: normal
(0 , 20451)

Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON

Project:

: Seisme÷PP

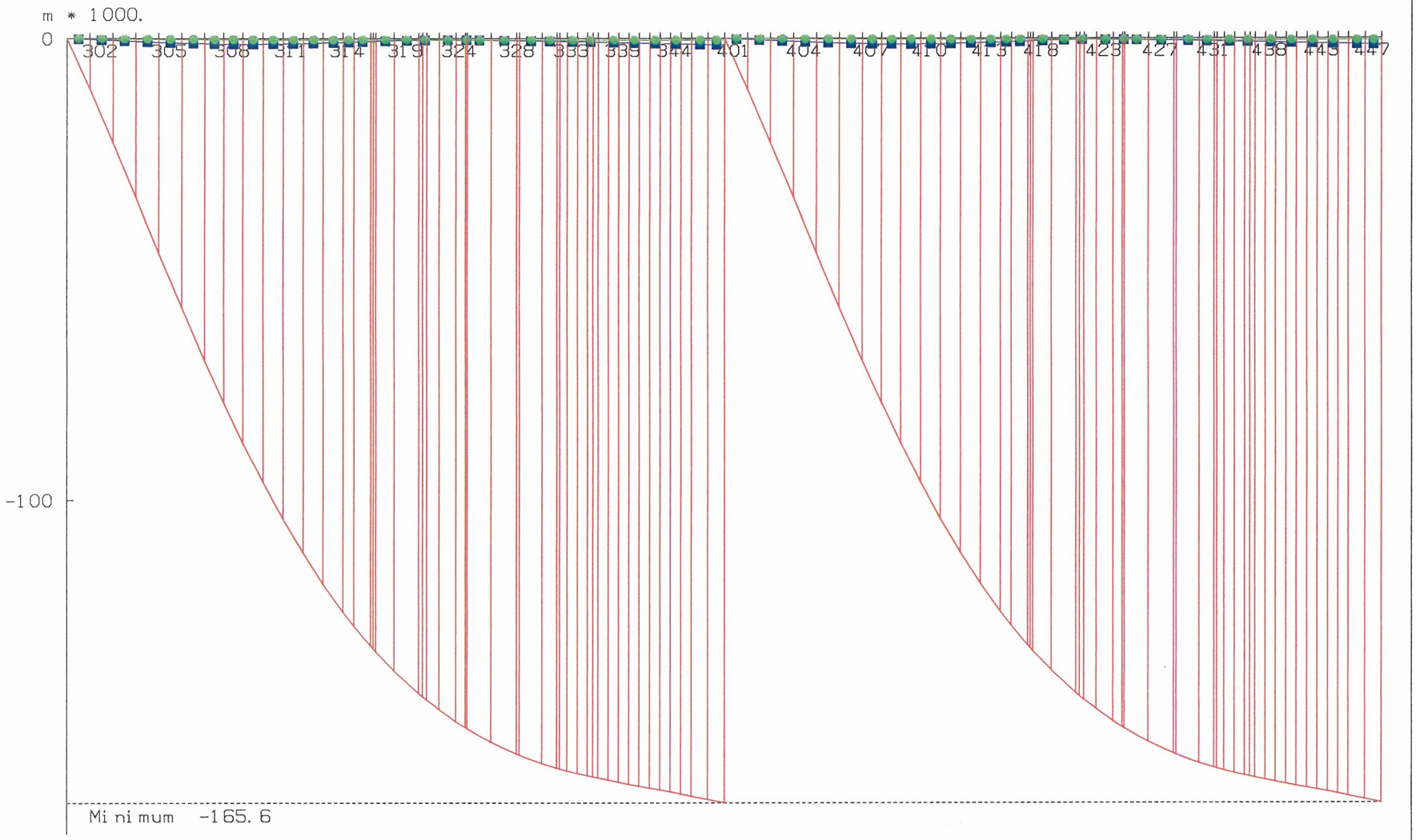
Dgm-Seisme÷PP-m

1 cm Plot = 15288.5 kNm

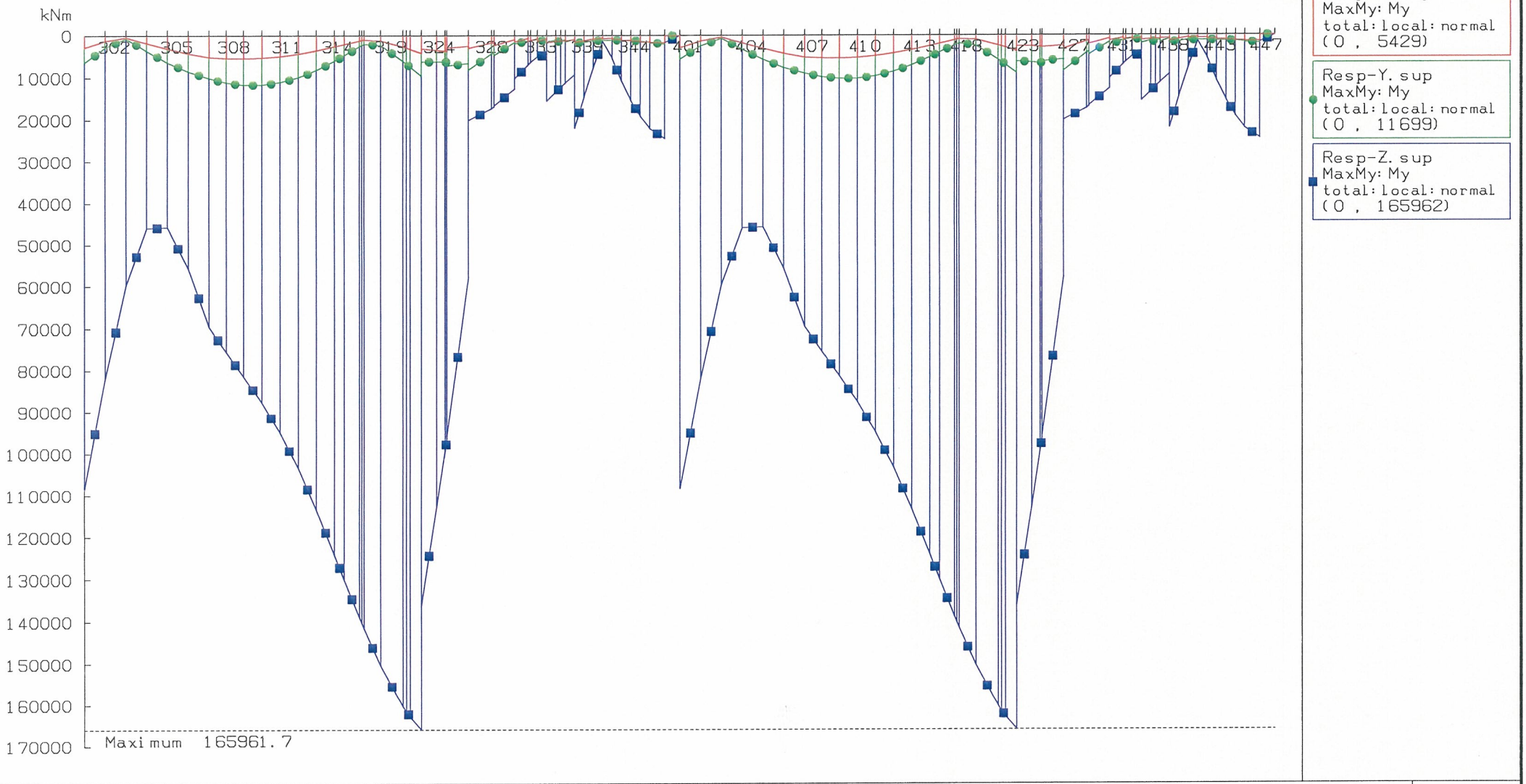
0 15288.5 30577.1 45865.6 61154.1 76442.7

27/07/2010
16:52

M Bridge V8i (SELECT series 1)
08.09.73.03



4M Bridge V8i (SELECT series 1) 08.09.73.03	Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON Project:	: Seisme÷PP Dgm-Seisme÷PP-d 1 cm Plot = 0.0131 m 0 0.0131 0.0262 0.0393 0.0525 0.0656	27/07/2010 16:52



Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON

Project:

: Seisme÷PP÷2

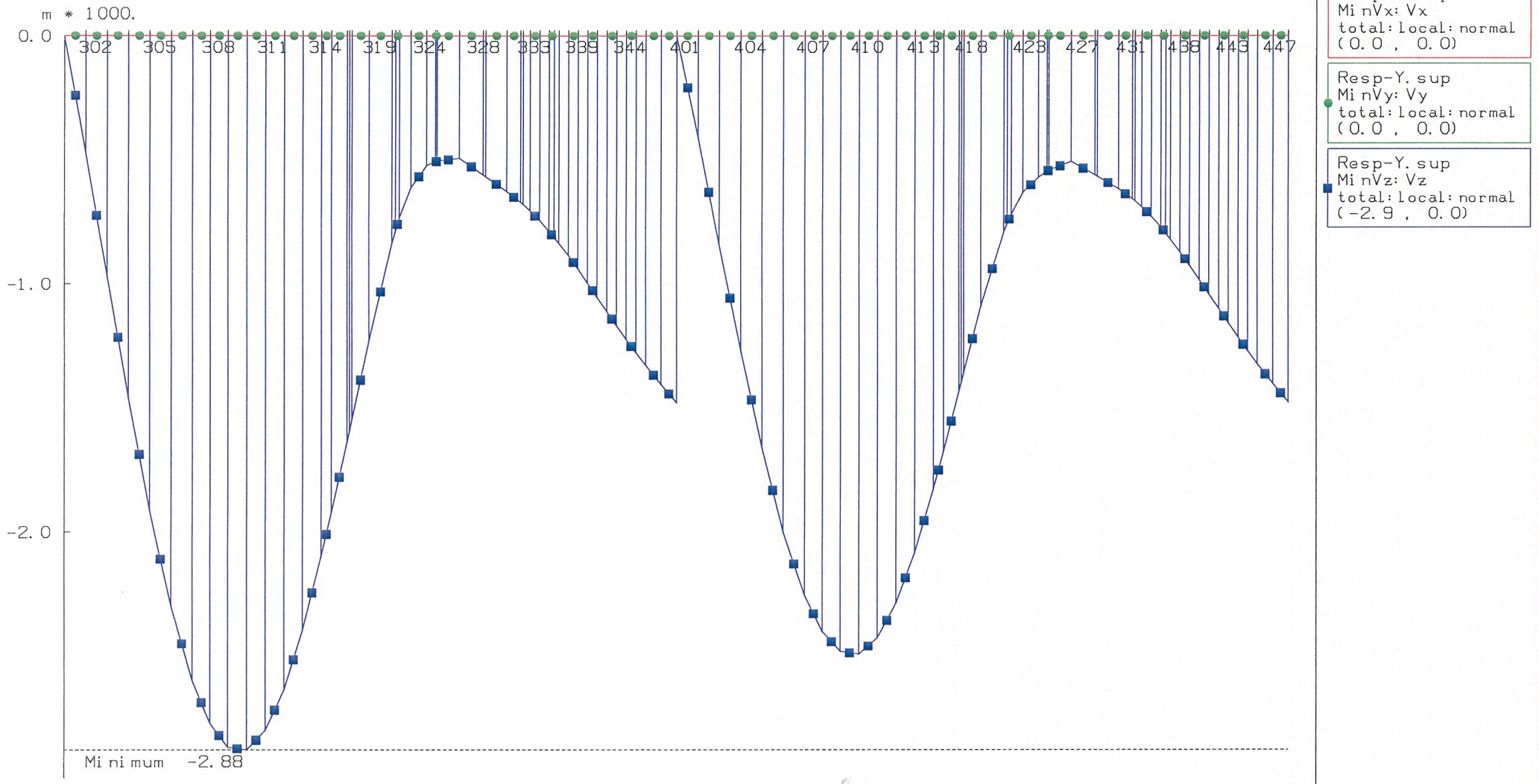
Dgm-Seisme÷PP÷2-m

1 cm Plot = 13145.5 kNm

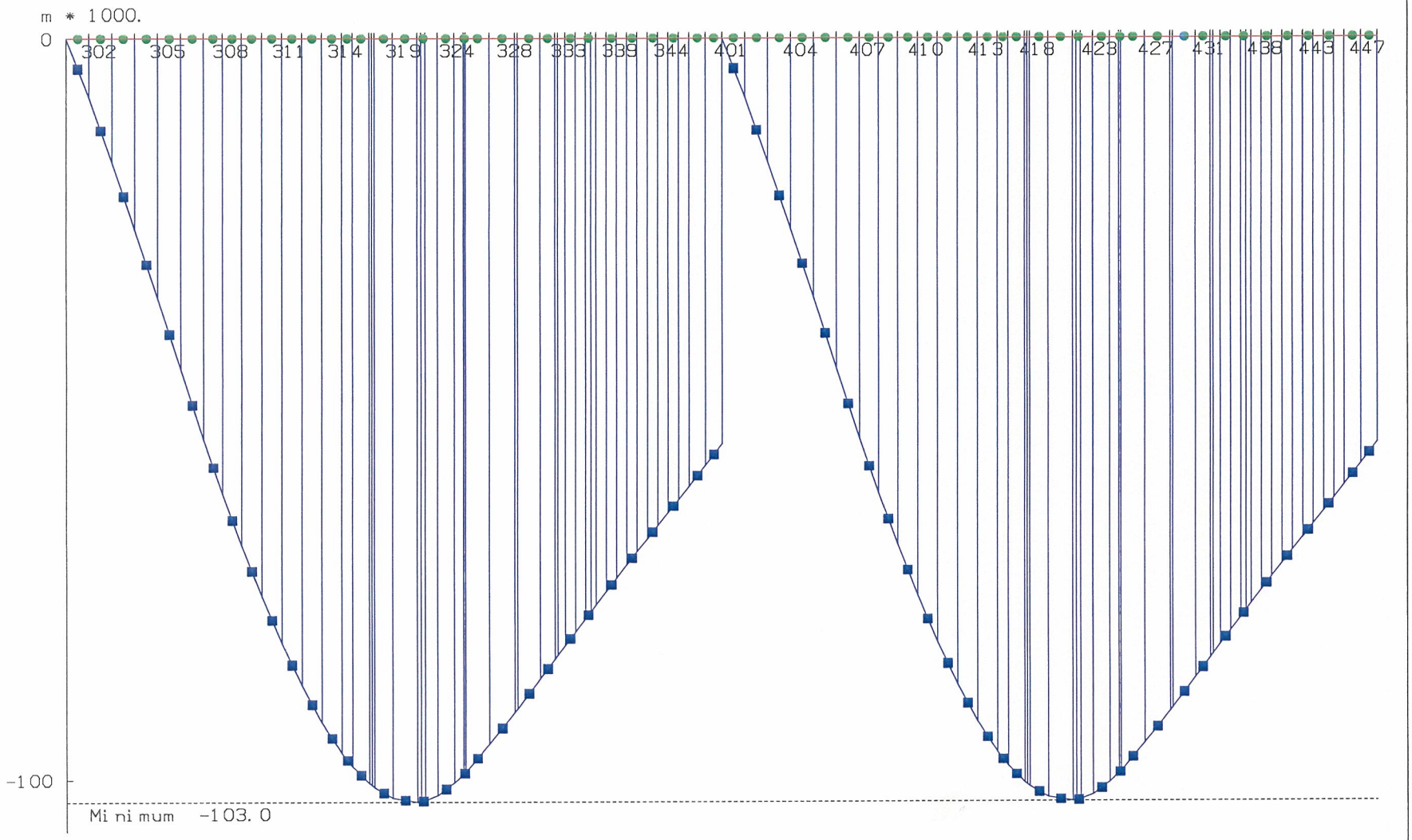
0 13145.5 26291.0 39436.4 52581.9 65727.4

27/07/2010
16:53

M Bridge V8i (SELECT series 1)
08.09.73.03



Midas Bridge V8i (SELECT series 1) 08.09.73.03	Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON Project:	: Seisme÷PP÷2 Dgm-Seisme÷PP÷2-d	27/07/2010 16:53 1 cm Plot = 0.000228 m 0 0.000228 0.000457 0.000685 0.000914 0.001142



Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON

Project:

: Seisme÷PP÷3

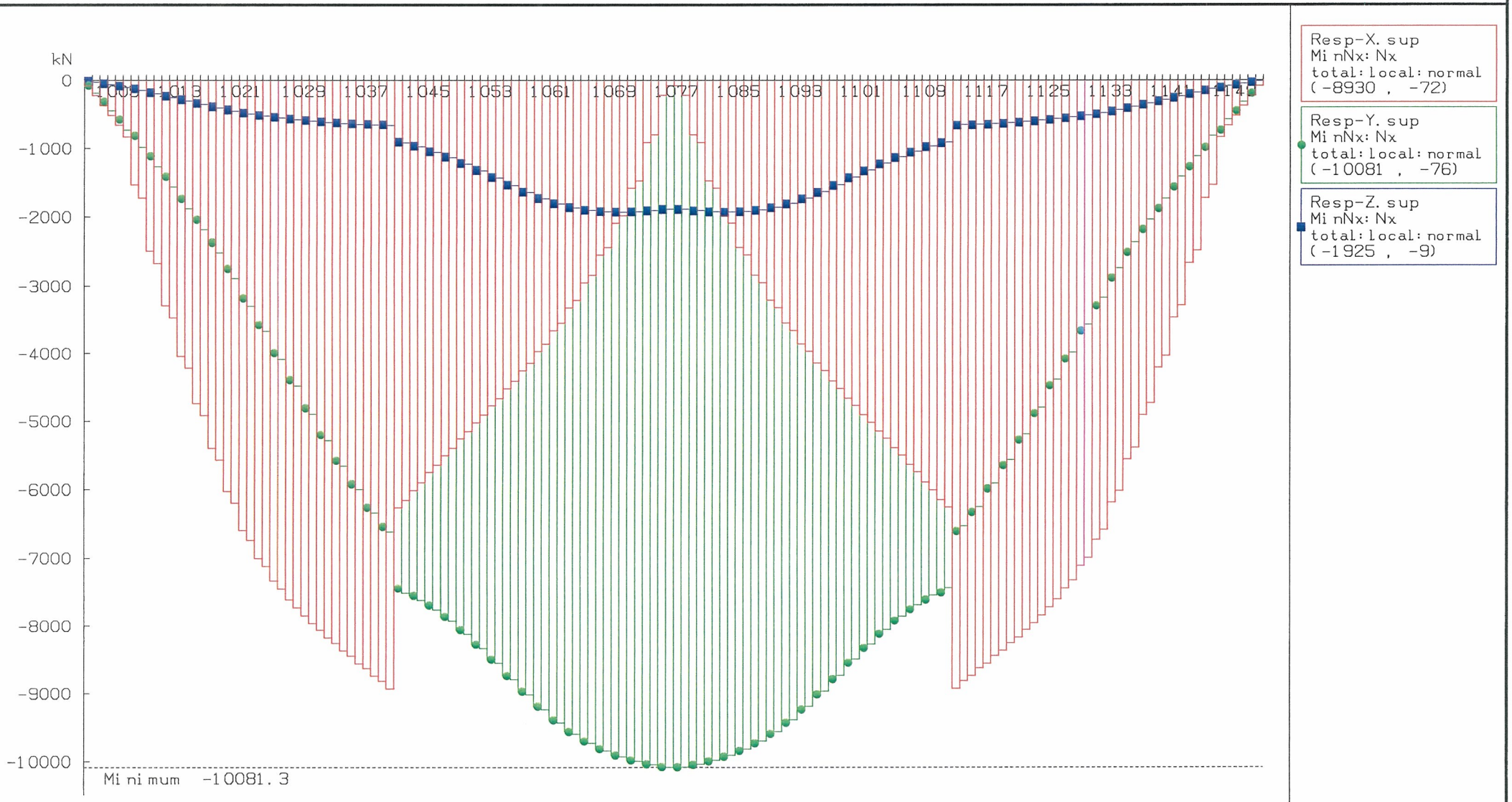
Dgm-Seisme÷PP÷3

1 cm Plot = 0.00816 m

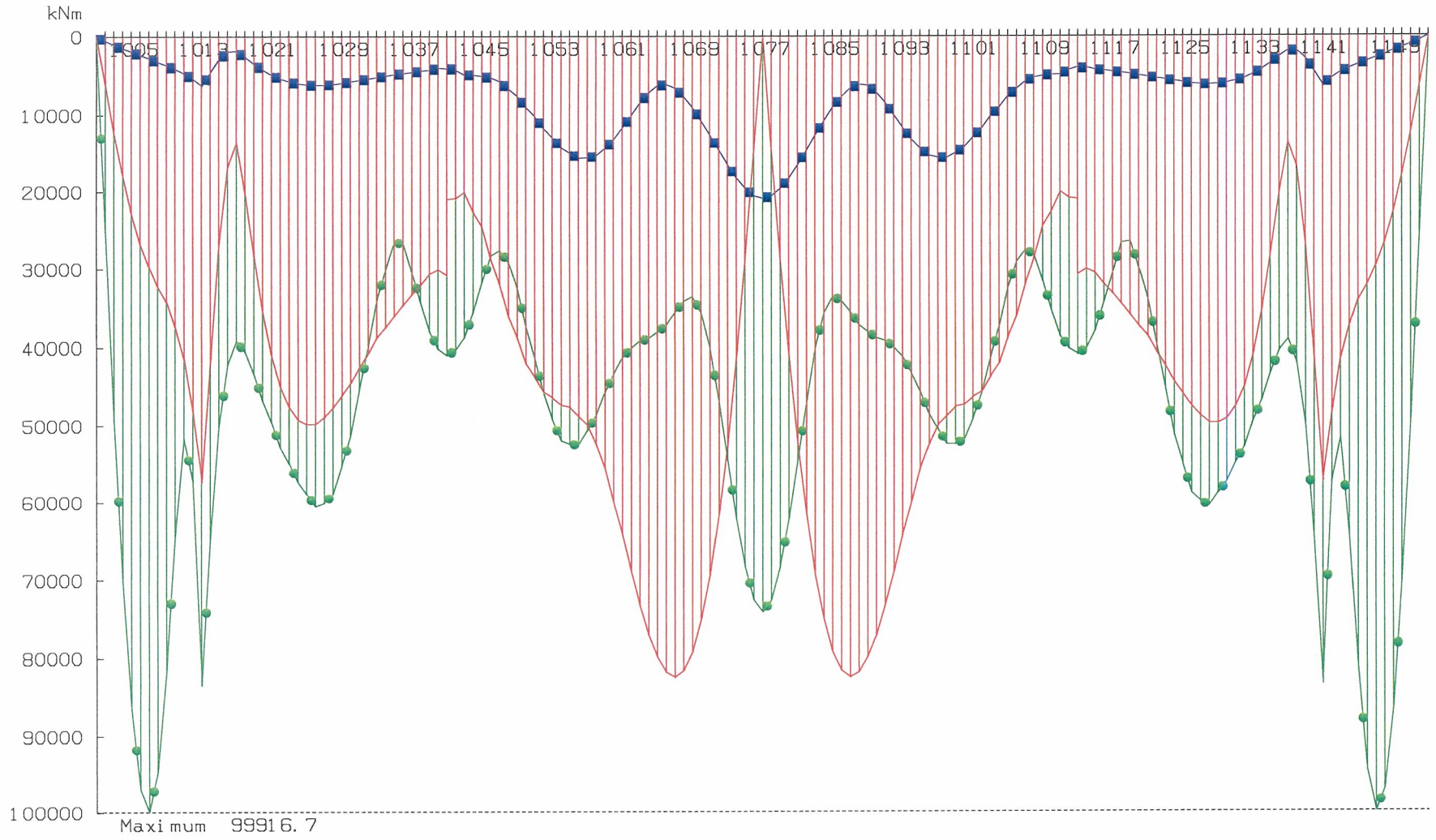
0 0.00816 0.01631 0.02447 0.03263 0.04078

27/07/2010
16:53

M Bridge V8i (SELECT series 1)
08.09.73.03



M Bridge V8i (SELECT series 1) 08.09.73.03	Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON Project:	: Seisme÷tablier Dgm-Seisme÷tablier-f 1 cm Plot = 798.5 kN 0 798.5 1597.0 2395.5 3194.1 3992.6	27/07/2010 16:54



Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON

Project:

: Seisme÷tablier

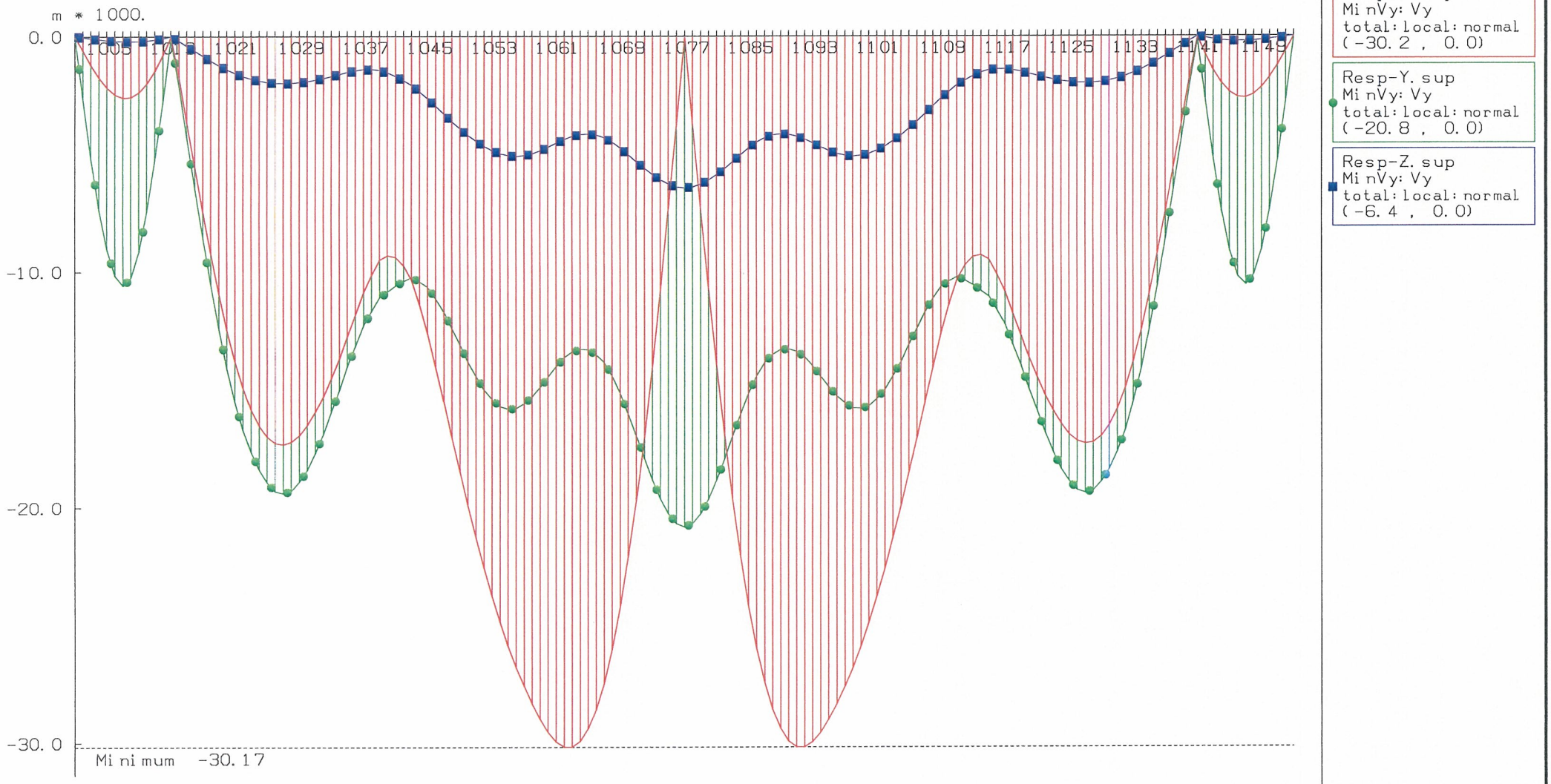
Dgm-Seisme÷tablier-m

1 cm Plot = 7914.2 kNm

0 7914.2 15828.4 23742.6 31656.8 39571.0

27/07/2010
16:54

4 Bridge V8i (SELECT series 1)
08.09.73.03



Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON

Project:

: Seisme÷tablier÷3

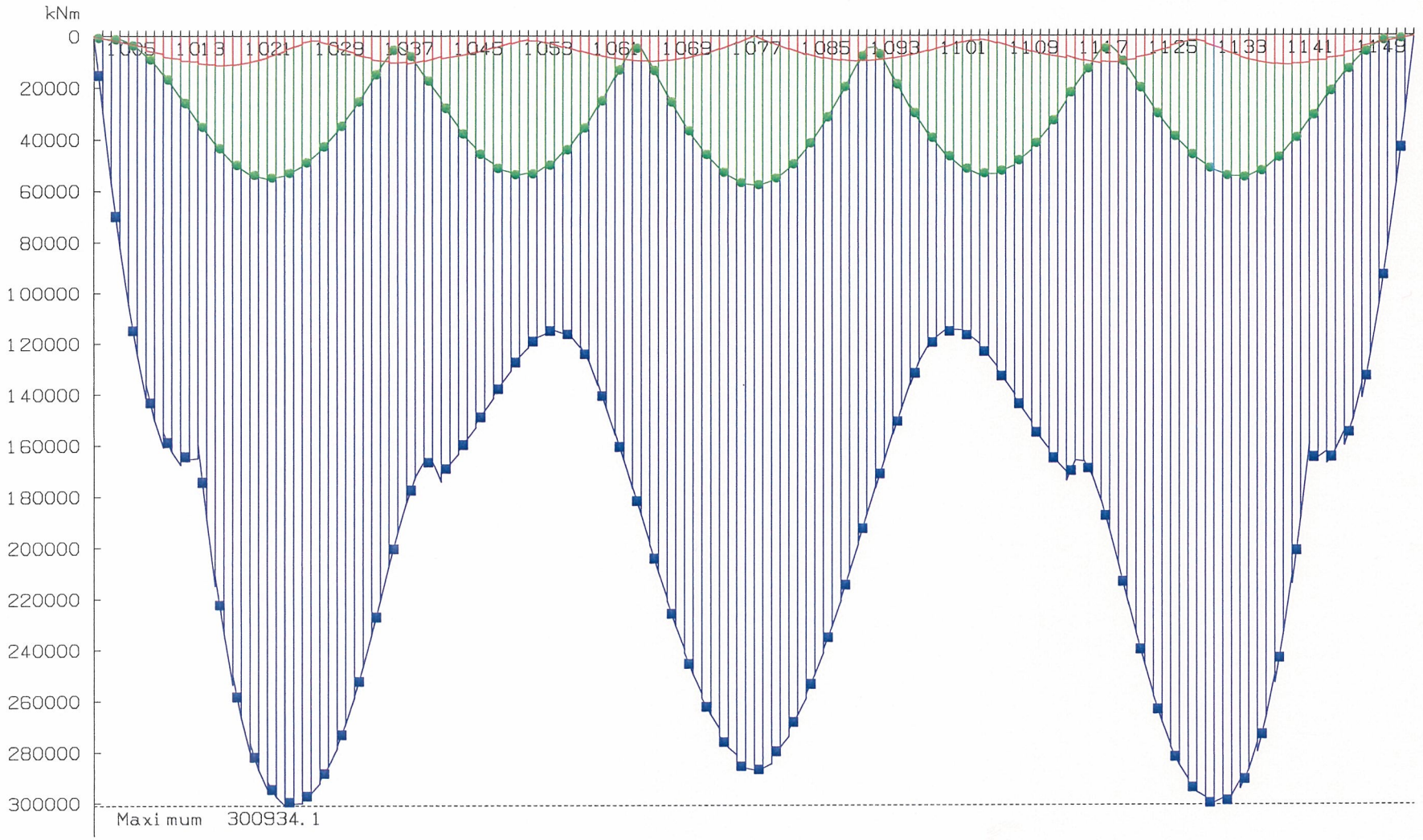
Dgm-Seisme÷tablier÷3-d

1 cm Plot = 0.00239 m

0 0.00239 0.00478 0.00717 0.00956 0.01195

27/07/2010
16:54

LUSAS Bridge V8i (SELECT series 1)
08.09.73.03



Resp-X. sup
MaxMy: My
total: local: normal
(43 , 11612)

Resp-Y. sup
MaxMy: My
total: local: normal
(188 , 57886)

Resp-Z. sup
MaxMy: My
total: local: normal
(953 , 300934)

Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON

Project:

: Seisme÷tablier÷2

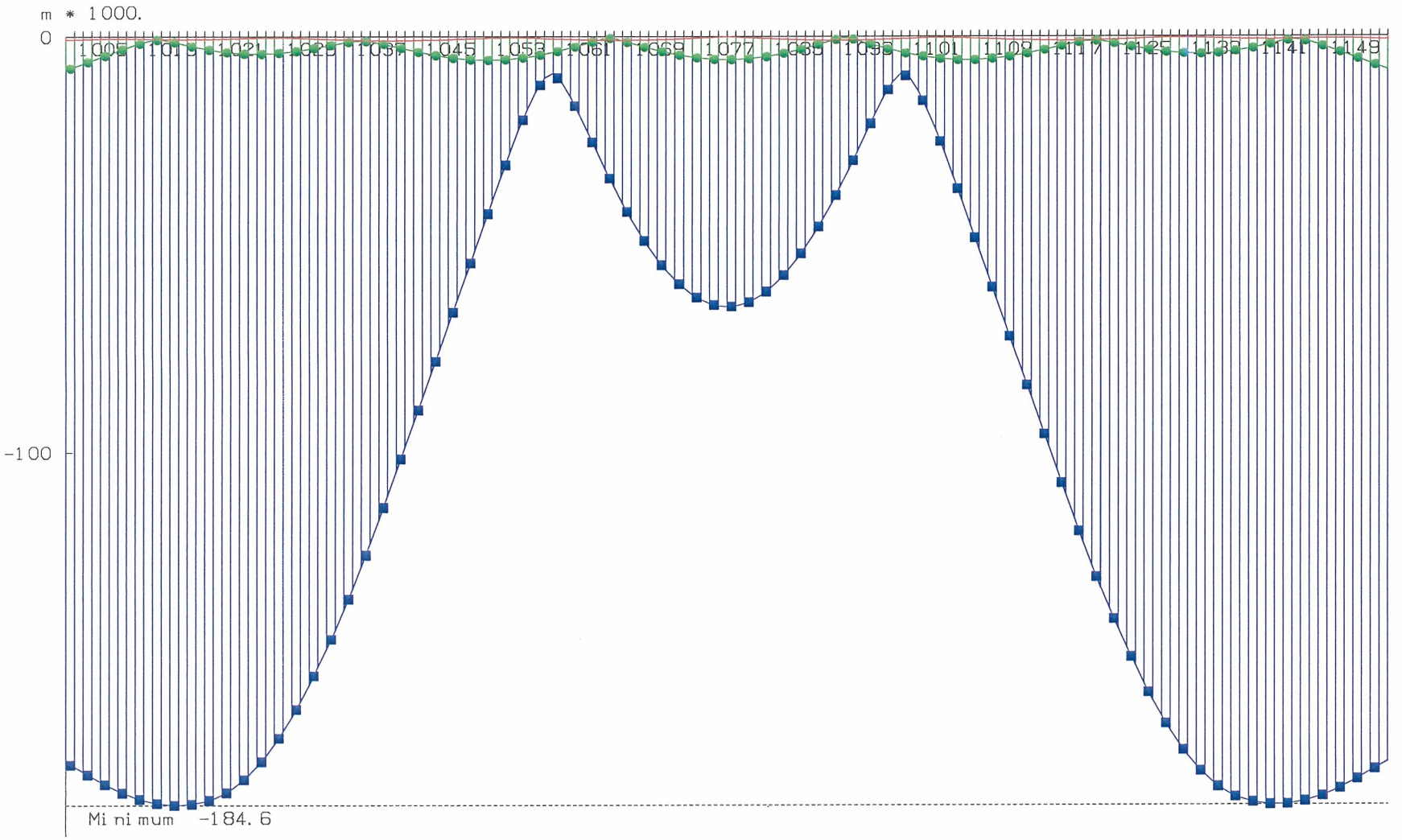
Dgm-Seisme÷tablier÷2-m

1 cm Plot = 23836.4 kNm

0 23836.4 47672.7 71509.1 95345.5 119181.8

27/07/2010
16:54

4 Bridge V8i (SELECT series 1)
08.09.73.03



Resp-X.sup
MinVz: Vz
total: local: normal
(-1.0 , 0.0)

Resp-Y.sup
MinVz: Vz
total: local: normal
(-8.1 , -0.4)

Resp-Z.sup
MinVz: Vz
total: local: normal
(-185 , -9)

Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON

Project:

: Seisme÷tablier÷2

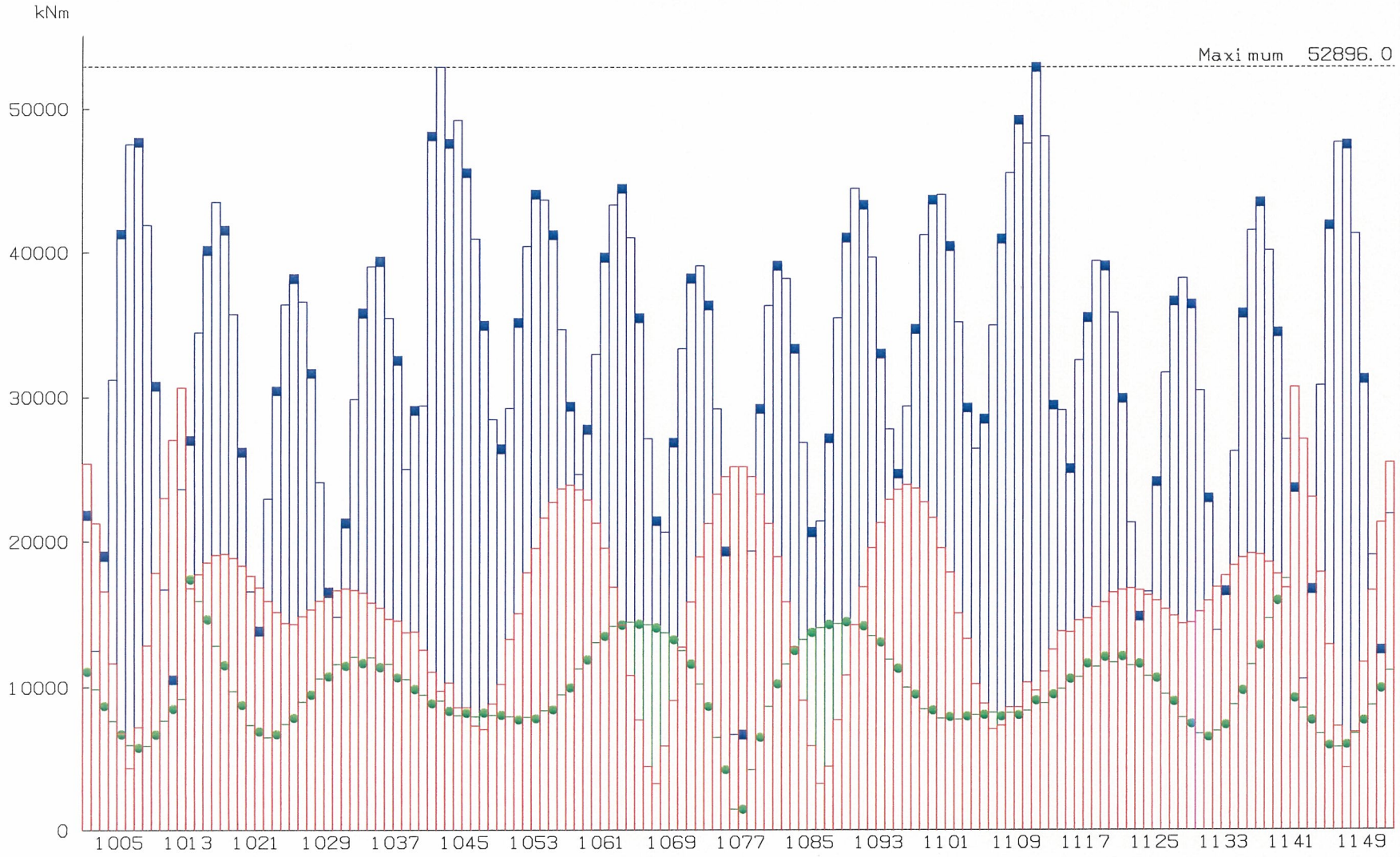
Dgm-Seisme÷tablier÷2-d

1 cm Plot = 0.0146 m

0 0.0146 0.0292 0.0439 0.0585 0.0731

27/07/2010
16:54

Bridge V8i (SELECT series 1)
08.09.73.03



Resp-X.sup
MaxMx: Mx
total: local: normal
(3226 , 30658)

Resp-Y.sup
MaxMx: Mx
total: local: normal
(1433 , 17430)

Resp-Z.sup
MaxMx: Mx
total: local: normal
(6687 , 52896)

Author: Arcadis ESGLE PLESSIS ROBINSON

Project:

: Seisme÷tablier÷3

Dgm-Seisme÷tablier÷3-Mx

1 cm Plot = 4189.8 kNm

0 4189.8 8379.6 12569.4 16759.1 20948.9

27/07/2010
16:54

4 Bridge V8i (SELECT series 1)
08.09.73.03