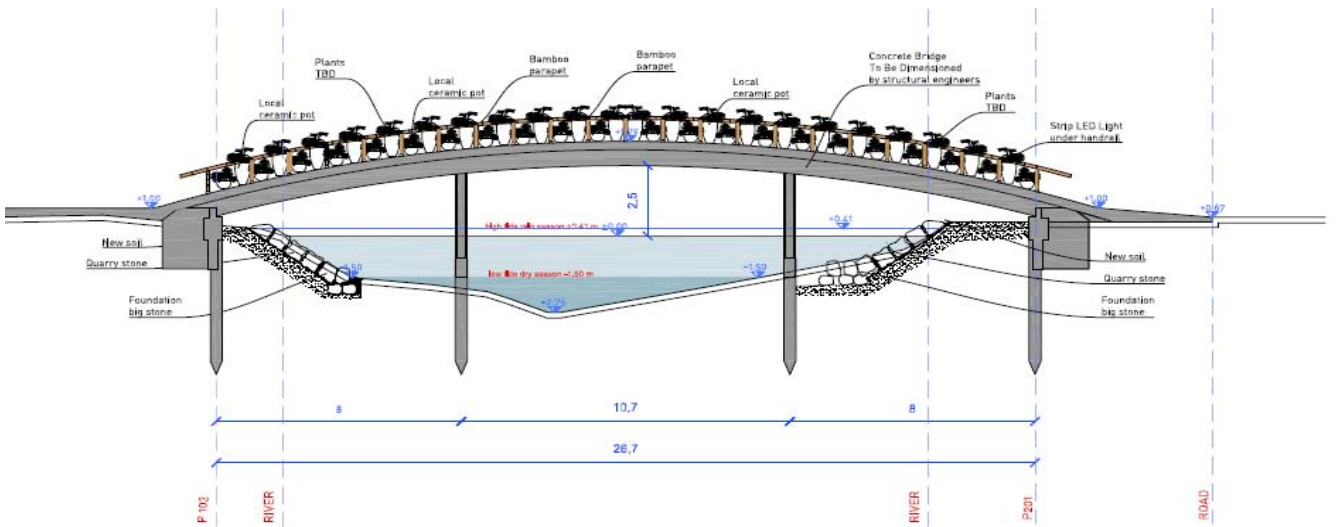
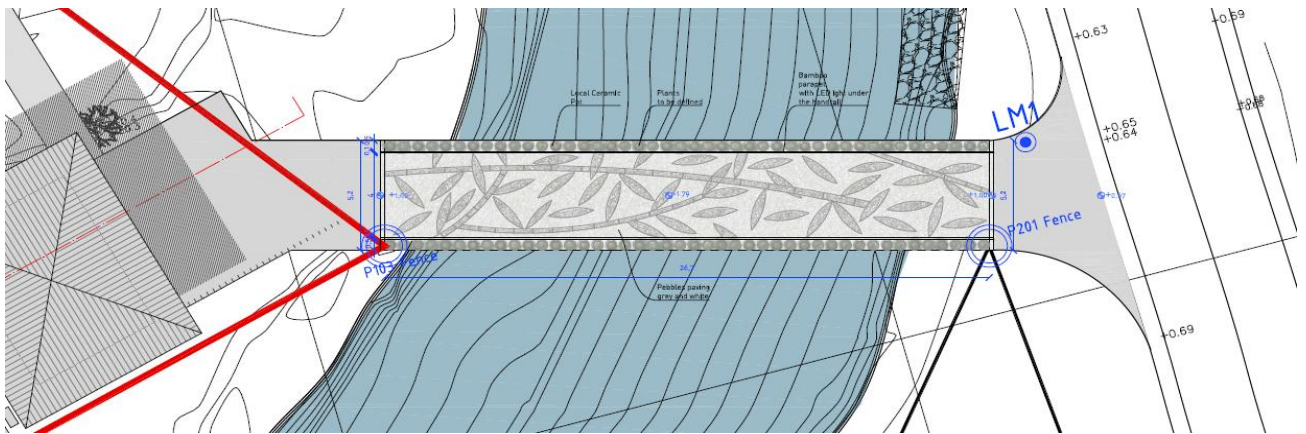


# รายการคำนวณ

## สะพาน คสล.



จัดทำโดย

นาย ชาย แสงไสว ส.ย. 8611

## 1.ข้อกำหนดการออกแบบโครงสร้าง

ข้อกำหนดของการออกแบบโครงสร้างของเอกสารนี้ ใช้กับงานออกแบบสะพานคอนกรีตเสริมเหล็ก อำเภอปากพนัง จังหวัดนครศรีธรรมราชชนนทบุรีเท่านั้น

## 2. Design Criteria

### 2.1 .มาตรฐานการตรวจสอบ

- มาตรฐาน ว.ส.ท .1008 38:- มาตรฐานสำหรับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยวิธีกำลัง
- AISC/ASD 360- 2010 : Specification for Structural Steel Buildings
- ASCE 7-2010 : Minimum Design Loads For Buildings and Other Structures
- ACI 318-99 : มาตรฐานการออกแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก
- สะพานคอนกรีตเสริมเหล็ก ออกแบบสำหรับรับน้ำหนักยานพาหนะ HL-93 ตามมาตรฐาน AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATION ,4<sup>th</sup> EDITION 2007
- 

### 2.2 น้ำหนักบรรทุก

#### น้ำหนักบรรทุกคงที่

- |                            |                 |
|----------------------------|-----------------|
| - น้ำหนักคอนกรีตเสริมเหล็ก | 2,400 กก./ลบ.ม. |
| - น้ำหนักเหล็กเสริม        | 7,850 กก./ลบ.ม. |
| - น้ำหนักเหล็กรูปพรรณ      | 7,850 กก./ลบ.ม. |
| - น้ำหนักดิน               | 1,800 กก./ลบ.ม. |
| - วัสดุตกแต่งพื้น          | 120 กก./ตร.ม.   |
| - ฝ้าเพดานและงานระบบ       | 30 กก./ตร.ม.    |
| - ผนังก่อครึ่งแผ่น         | 180 กก./ตร.ม.   |
| - ผนังก่อเต็มแผ่น          | 360 กก./ตร.ม.   |



## น้ำหนักบรรทุกจร

น้ำหนักบรรทุกจร ถือว่าเป็นน้ำหนักบรรทุกที่ไม่ถาวร หรือเป็นน้ำหนักบรรทุกชั่วคราวเท่านั้น ส่วนใหญ่กระทำต่อโครงสร้างในช่วงเวลาสั้นๆ ในการใช้งานสะพานนั้น น้ำหนักบรรทุกจรหลัก คือ น้ำหนักบรรทุกจากยานพาหนะที่เคลื่อนที่ข้ามไป-มา (ดูรูปที่ 2-2)

ถ้าจะนับรวมถึงผลกระทบของความเร็ว การสั่นสะเทือน และโมเมนตัม แล้ว น้ำหนักบรรทุกจรของถนนนี้จะมีค่าเพิ่มมากขึ้น เนื่องจากการเกิดแรงกระแทก (Impact) การกระแทกนี้จะถูกแสดงผลในรูปของอัตราส่วนของน้ำหนักบรรทุกจร และค่าของการกระแทกนี้เป็นส่วนที่สัมพันธ์ (Function) กับความยาวช่วงสะพาน (Span Length) การกระแทกจะมีค่าสูงสุดได้ไม่เกิน 30 เปอร์เซ็นต์ ของน้ำหนักบรรทุกจร และจะมีค่าลดลงเมื่อความยาวช่วงสะพานมีค่ามากขึ้น

ยานพาหนะที่เป็นตัวกำหนด น้ำหนักบรรทุกจรมาตรฐานจะถูกกำหนดขึ้นโดย AASHTO เพื่อใช้ในการออกแบบสะพานเป็นตัวแทนของยานพาหนะจริงๆ โดยทั่วไป แต่ได้ถูกพัฒนาขึ้นเพื่อนำไปสู่วิธีการวิเคราะห์ แบบง่าย ๆ โดยมีพื้นฐานมาจากสมมติฐานของการประมาณค่าน้ำหนักบรรทุกจรจริงๆ

### น้ำหนักบรรทุกจากรถบรรทุกของ AASHTO

ในข้อกำหนดของ AASHTO ที่ได้บรรยายไว้ ถึงรถบรรทุกน้ำหนักมาตรฐานว่า จะมีอยู่ 2 แบบ แบบแรกจะเป็น รถหน่วยเดียว ซึ่งจะมี 2 เพลา และเพลาอยู่ห่างกัน 4.27 เมตร (14 ฟุต) และได้รับการตั้งชื่อให้เป็น "รถบรรทุกทางหลวง (Highway Truck หรือ รถบรรทุก H)" (ดูรูปที่ 2-3) น้ำหนักบรรทุกจากเพลาหน้าจะมีค่าเท่ากับ 20 % ของน้ำหนักบรรทุกทั้งหมดของรถ โดยน้ำหนักจากเพลาหลังจะมีค่าเท่ากับ 80 % ของน้ำหนักบรรทุกทั้งหมด ต่อจากตัวอักษร "H" ก็จะเป็นตัวเลขที่แสดง น้ำหนักบรรทุกทั้งหมดที่ใช้ในการออกแบบ

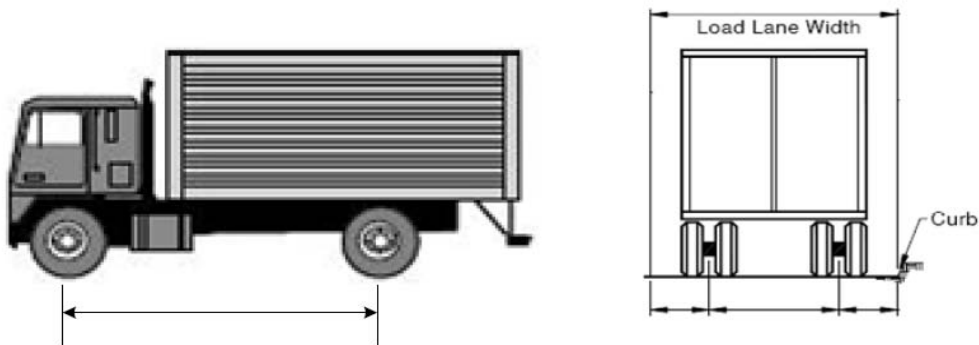


• ตัวอย่างของน้ำหนักบรรทุกจรจากรถบรรทุก “H”

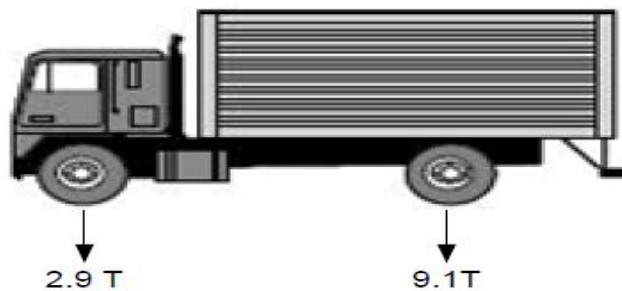
H20-35 จะหมายถึง เป็นรถบรรทุกขนาด 20 ตัน โดยมีน้ำหนักที่เพลหน้า 4 ตัน เพลหลัง 16 ตัน และเพลทั้งสองอยู่ห่างกัน 4.27 เมตร (14 ฟุต) มาตรฐานการใช้น้ำหนักบรรทุกมาตรฐานนี้ ถูกตีพิมพ์ครั้งแรกเมื่อ ปี 1935

มาตรฐานของการหาน้ำหนักจากรถบรรทุกมาตรฐานแบบที่ 2 นี้ จะเป็นแบบ 2 หน่วย และมีแกนเพล 3 แกน และตัวรถมี 2 ส่วน คือ ส่วนหัวลากและส่วนตู้พ่วง และก็จะมีการใช้ชื่อเรียกว่า รถกึ่งบรรทุกพ่วง หรือ “HS” (ดูรูปที่ 2-4)

ส่วนล้อของน้ำหนักของส่วนหัวลาก และระยะห่างระหว่างล้อ เหมือนกับของกับการบรรทุกของรถ “H” น้ำหนักเพลของส่วนต่อพ่วง (Semi Trailer Axle) มีค่าเท่ากับน้ำหนักจากเพลหลังของส่วนหัวลาก และจะมีระยะห่างระหว่างเพลตั้งแต่ 4.27 เมตร (14 ฟุต) ถึง 9.14 เมตร (30 ฟุต) ตัวเลขที่เขียนติดกับตัวอักษร “HS” จะบ่งบอกถึงน้ำหนักทั้งหมดของส่วนตู้พ่วง (Tractor) เท่านั้น

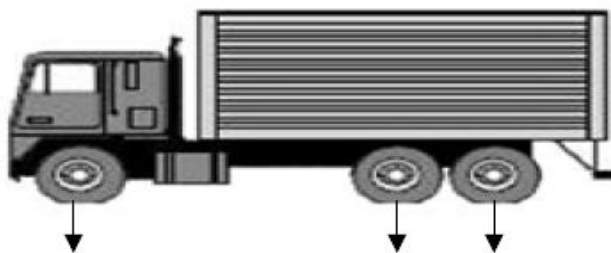


น้ำหนักบรรทุกไทยมาตรฐานกรมทางหลวง  
Type 1 รถบรรทุก 6 ล้อ



รูปที่ 2-5 รถบรรทุก 6 ล้อ มาตรฐานกรมทางหลวง

Type 2 รถบรรทุก 10 ล้อ



## น้ำหนักบรรทุกจร รอง

เป็นส่วนเพิ่มเติมมาจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ และน้ำหนักบรรทุกจรหลัก โดยจะรวมถึงดังต่อไปนี้

- แรงดันดิน (Earth Pressure) : เป็นแรงในแนวราบที่กระทำต่อโครงสร้างส่วนล่างที่ด้านแรงดันอยู่ เช่น ตอม่อและกำแพงกันดิน
- แรงดันน้ำ (Buoyancy) : เป็นแรงที่ดันวัตถุให้ลอยขึ้นเมื่อวัตถุนั้นจมลงไปใต้น้ำ
- แรงลมที่กระทำต่อสะพาน (Wind Load of Structure) : คือ แรงดันลมที่กระทำต่อผิวของโครงสร้างของสะพาน
- แรงลมที่กระทำต่อน้ำหนักบรรทุกจร (Wind Load หรือ Live Load) : คือแรงดันลมที่กระทำต่อยานพาหนะที่กำลังข้ามสะพานอยู่
- แรงกระทำในแนวยาว (Longitudinal Force) : เป็นแรงที่อยู่ในแนวเดียวกับทิศทางของสะพาน และมีสาเหตุมาจากแรงเบรคหรือการเร่งความเร็วของยานพาหนะที่ข้ามสะพาน
- แรงสู่ศูนย์กลาง (Centrifugal Force) : เป็นแรงที่เหวี่ยงออกด้านนอก โดยจะเกิดขึ้นเมื่อยานพาหนะเคลื่อนผ่านสะพานที่มีลักษณะโค้ง (Curved Bridge)
- แรง Rip-Shortening : เป็นแรงที่เกิดขึ้นในสะพานที่ใช้คานโค้ง (Arches) หรือ โครงงัด (Frames) โดยมีสาเหตุมาจากการเปลี่ยนแปลงรูปร่างอันเนื่องมาจากน้ำหนักบรรทุกคงที่
- แรงที่เกิดจากการหดตัว (Shrinkage) : เกิดขึ้นกับโครงสร้างคอนกรีต แรงประเภทนี้ จะมีหลายทิศทางเนื่องจากเปลี่ยนแปลงหลายทิศทางระหว่างการบ่ม (Curing)
- แรงที่เกิดจากอุณหภูมิ (Temperature) : วัสดุมีการขยายตัวเมื่อมีอุณหภูมิเพิ่มขึ้น และจะมีการหดตัวเมื่อมีอุณหภูมิลดลง อาจจะนำแรงที่เกิดจากการเปลี่ยนแปลงเหล่านี้มาพิจารณาด้วยก็ได้
- แรงที่เกิดจากแผ่นดินไหว (Earth Quake) : โครงสร้างของสะพานจะต้องได้รับการออกแบบให้สามารถต้านแรงจากแผ่นดินไหวได้
- แรงดันที่เกิดจากกระแส น้ำ (Stream Flow Pressure) : เป็นแรงในแนวราบที่กระทำต่อองค์ประกอบของสะพานที่สร้างอยู่ในแนวกระแสน้ำ
- แรงดันจากน้ำแข็ง (Ice Pressure) : เป็นแรงในแนวราบที่เกิดจากการที่ก้อนน้ำแข็งลอยมาติดที่องค์ประกอบของสะพาน



- แรงที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกที่ทางเท้า (Sidewalk Loading) : พื้นทางเดินและส่วนค้ำยัน จะถูกออกแบบให้รับน้ำหนักบรรทุกจรจากผู้ใช้งานทางเท้า ได้ไม่เกิน 200 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร (85 กิโลปอนด์ต่อตารางฟุต)
- น้ำหนักบรรทุกจากขอบถนน (Curb Loading) : ขอบถนนจะถูกออกแบบให้สามารถต้านทานแรงในด้านข้างได้ ไม่น้อยกว่า 70,000 กิโลกรัมต่อความยาว 1 เมตร (500 กิโลปอนด์ ต่อ ความยาว 1 ฟุต)
- น้ำหนักบรรทุกจากราวสะพาน (Railing Loading) : แรงในแนวขวางที่กระทำต่อราวสะพานจะไม่มีเกิน 4,500 กิโลกรัม (10 กิโลปอนด์)

สะพานอาจจะต้องได้รับแรงต่างๆ เหล่านี้ พร้อมๆ กัน ข้อกำหนดของ AASHTO ได้จัดทำตารางของกลุ่มน้ำหนักบรรทุกต่างๆ ไว้ ในแต่ละกลุ่ม น้ำหนักบรรทุกพวกหนึ่งจะถูกพิจารณาโดยใช้ค่าสัมประสิทธิ์ของน้ำหนักแต่ละชนิดด้วย ค่าสัมประสิทธิ์ต่างๆ เหล่านี้ ถูกพัฒนาขึ้นมาโดยอยู่บนพื้นฐานทางสถิติของน้ำหนักบรรทุกต่างๆ ที่กระทำพร้อมๆ กัน

### การรวมน้ำหนักบรรทุกของส่วนโครงสร้าง คสล.

- ตามกฎกระทรวงฉบับที่ 6) พ.ศ.2527 (ตามความในพระราชบัญญัติควบคุมอาคาร พ.ศ.2522 ได้กำหนดการรวมน้ำหนักบรรทุกเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกต่างๆ ไว้ดังนี้

No	Name	Active	Type	Description
1	gLCB1	Activ	Add	(D)
2	gLCB2	Activ	Add	(D) + L
3	STL EN	Activ	Envelope	Steel Strength Envelope
4	gLCB3	Activ	Add	1.4D + 1.7(L)
5	gLCB4	Activ	Add	D + (L)
6	RC ENV	Activ	Envelope	Concrete Strength Envelope
7	RC ENV	Activ	Envelope	Concrete Serviceability Envelop



## 2.3 วัสดุ

### คอนกรีต

กำลังคอนกรีตจะขึ้นอยู่กับหรือยึดติดกับกำลังของตัวอย่างทดสอบลูกทรงกระบอก ชนิดคอนกรีตแบ่งตามการใช้งานทั่วไปของแต่ละประเภทตามต่อไปนี้

ส่วนของโครงสร้าง สะพาน	ชนิด คอนกรีต ตาม มทข.101	แรงอัดประลัยต่ำสุดของแท่งคอนกรีตมาตรฐาน ที่อายุ 28 วัน กก/ซม <sup>2</sup>		ปริมาณปูนซีเมนต์ที่ใช้ ต่อคอนกรีต 1 ลบ.ม (กิโลกรัม) ต้องไม่น้อยกว่า	ปูนซีเมนต์ ปอร์ตแลนด์ ประเภท
		ลูกบาศก์ขนาด 15x15x15 ซม.	ทรงกระบอกขนาด Ø 15x30 ซม.		
คานคอนกรีตอัดแรง	ค4	420	350	400	1 หรือ 3
เสาเข็มคอนกรีตอัดแรง	ค4	420	350	400	1 หรือ 3
เสาเข็มคอนกรีตเสริมเหล็ก	ค3	300	250	350	1 หรือ 3
ตอม่อ	ค3	300	250	350	1
พื้นสะพาน, คานขวางและราวสะพาน	ค3	300	250	350	1
APPROACH SLAB และถนนคอนกรีต	ค3	300	250	350	1
อื่นๆที่ไม่ได้ระบุ	ค2	240	200	320	1

### เหล็กเสริม

เหล็กเส้นกลมต้องตรงตามมาตรฐาน มอก 24-2527 ชนิด SR 24 โดยมีกำลังครากต่ำสุดเท่ากับ 2,400 กก/ซม<sup>2</sup>

เหล็กเส้นข้ออ้อยสำหรับฐานราก เสา คาน และพื้นต้องตรงตามมาตรฐาน มอก 24-2527 ชนิด SD 40 โดยมีกำลังครากต่ำสุดเท่ากับ 4,000 กก/ซม<sup>2</sup>

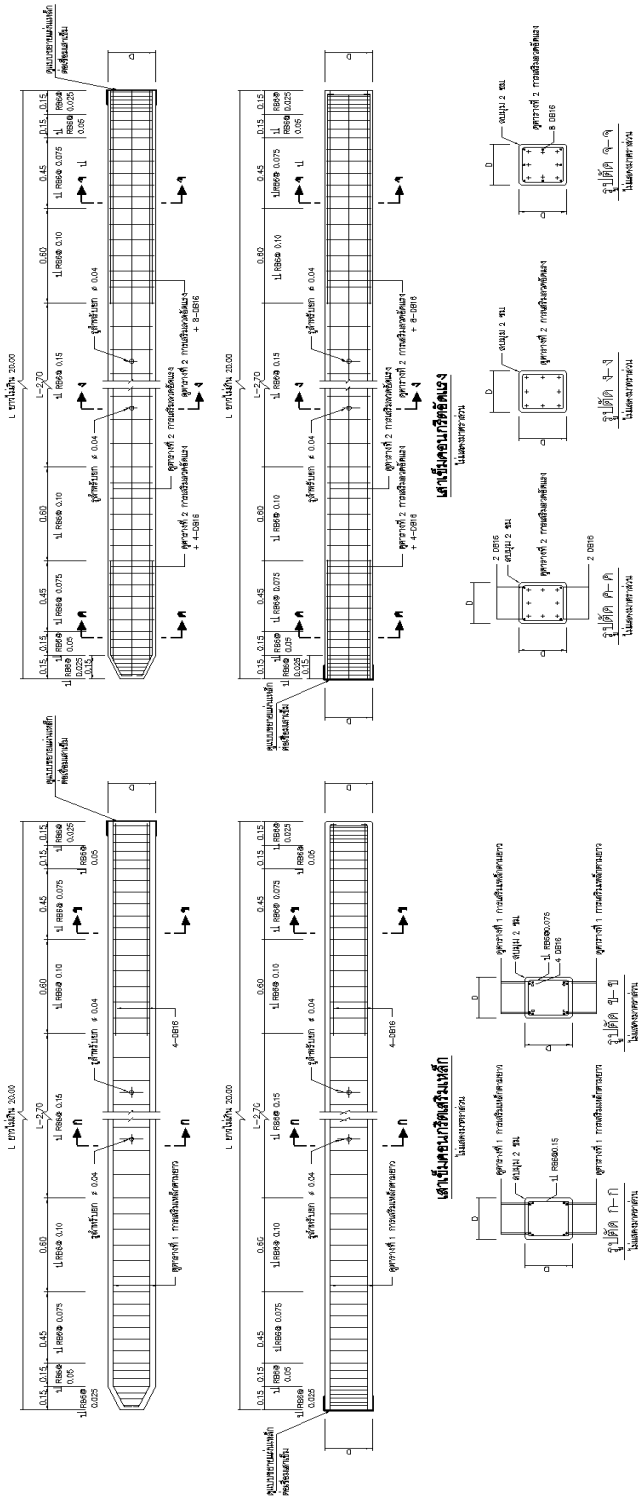
### เหล็กรูปพรรณ

เหล็กรีดร้อนต้องตรงตามมาตรฐาน มอก 1227-2539 ชนิด SM 400 โดยมีกำลังครากต่ำสุดเท่ากับ 245 MPa (2,498 กก/ซม<sup>2</sup>)



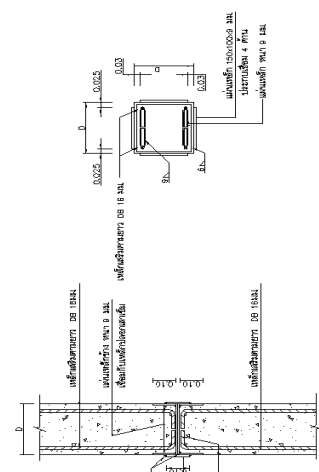
# เสาเข็ม ขนาดสี่เหลี่ยม 40 x 40 m safe load > 50 T/pile

## รายละเอียดตามแบบมาตรฐานที่แนบ

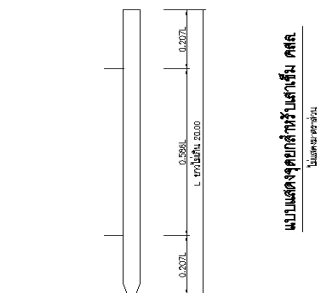


- รายการประกอบแบบ
1. ฐานเข็มแบบประทุนเหล็ก
  2. คอนกรีตฐานเข็ม
  3. ฐานเข็มแบบประทุนเหล็ก
  4. ฐานเข็มแบบประทุนเหล็ก
  5. ฐานเข็มแบบประทุนเหล็ก
  6. ฐานเข็มแบบประทุนเหล็ก

ขนาด (ม.)	จำนวนเสาเข็ม (จำนวน)	น้ำหนัก (กิโลกรัม)
0.25x0.25	12	200
0.30x0.30	20	250
0.35x0.35	28	300



ขนาด (ม.)	จำนวนเสาเข็ม (จำนวน)	น้ำหนัก (กิโลกรัม)
0.25x0.25	12	200
0.30x0.30	20	250
0.35x0.35	28	300



แบบแสดงรายละเอียดเสาเข็ม



## 2.4 ความหนา

ความหนาคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริมน้อยสุดดังนี้

- เสาค้ำหล่อในที่	75 มม
- ฐานรากเหนือเสาค้ำ	75 มม
- โครงสร้างใต้ดิน	75 มม (หล่อติดดิน)
- โครงสร้างเหนือดิน	50 มม
- คาน	40 มม
- เสา	40 มม
- พื้น	20 มม
- กำแพง	20 มม

## 2.5 พิกัดการโค้งตัว

สำหรับพื้นคอนกรีตอัดแรง: การโค้งตัวอันเนื่องมาจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ถาวร จะคำนวณตามมาตรฐาน ACI 318-99 มาตรา 9.5.4.2 ระยะการโค้งตัวมากที่สุดจากการคำนวณที่ยอมรับได้จะต้องเป็นไปตาม ตาราง 9.5(b) ของมาตรา 9.5.2.6



## 2.6 รายการและข้อกำหนดงานโครงสร้างรับแรงแผ่นดินไหว

### รายการทั่วไป

ตามกฎกระทรวง ปี 2550 กำหนดบังคับให้เขตบริเวณเฝ้าระวัง บริเวณที่ 1 และบริเวณที่ 2 กำหนดให้สะพานซึ่งเป็นโครงสร้างที่จำเป็นต่อความเป็นอยู่ของสาธารณชนให้ออกแบบโครงสร้างต้านทานแรงแผ่นดินไหว

บริเวณเฝ้าระวัง หมายความว่า พื้นที่หรือบริเวณที่อาจได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหว

บริเวณที่ 1 หมายความว่า พื้นที่หรือบริเวณที่เป็นดินอ่อนมากที่อาจได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหว ระยะไกล

บริเวณที่ 2 หมายความว่า พื้นที่หรือบริเวณที่อยู่ใกล้รอยเลื่อนที่อาจได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหว

ตารางที่ 1 จังหวัดในเขตที่ได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหว

เขตเสี่ยงแผ่นดินไหว	จังหวัดที่ได้รับผลกระทบ
บริเวณเฝ้าระวัง	กระบี่ ชุมพร พังงา ภูเก็ต ระนอง สงขลา และสุราษฎร์ธานี
บริเวณที่ 1	กรุงเทพมหานคร นนทบุรี ปทุมธานี สมุทรปราการ และ สมุทรสาคร
บริเวณที่ 2	กาญจนบุรี เชียงราย เชียงใหม่ ตาก น่าน พะเยาแพร่ แม่ฮ่องสอน ลำปาง และลำพูน

อำเภอปากพนัง จังหวัดนครศรีธรรมราช ไม่อยู่ในเขตพื้นที่เสี่ยงแผ่นดินไหว ตาม  
กฎกระทรวง ปี 2550

## 2.7 ข้อมูลประกอบการออกแบบ

ในกรณีก่อสร้างสะพานขนาดเล็กที่มีความยาวช่วงไม่เกิน 10 เมตร อาจพิจารณาแบ่งช่วงตามความยาวสะพานรวมดังนี้

ความยาวสะพาน (เมตร)	การแบ่งช่วงสะพาน และความยาวช่วง
5-10	ช่วงเดียว
18	8 + 10 (กรณีร่องน้ำลึกไม่อยู่กึ่งกลางลำน้ำ)
16	5 + 6 + 5
20	6 + 8 + 6
26	8 + 10 + 8
30	10 + 10 + 10

### สะพานความยาวช่วง 10 เมตร

รูปแบบที่เหมาะสมได้แก่ พื้นสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กเทในที่ หรือ พื้นสะพานคอนกรีตอัดแรงสำเร็จรูป มีพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กเททับหน้า

รูปแบบโครงสร้างสะพานส่วนบนที่เหมาะสมสำหรับสะพานที่มีความยาวช่วงไม่เกิน 10 เมตร ได้แก่ สะพานแบบแผ่นพื้น (slab type bridge) ซึ่งอาจเป็นแบบพื้นเทในที่ (cast-in-place) หรือแบบพื้นสำเร็จมีคอนกรีตเททับหน้า (precast plank) โดยมีความยาวช่วงให้เลือกคือ 5, 6, 7, 8, 9 และ 10 เมตร รูปแบบสะพานลักษณะนี้เหมาะสำหรับสะพานที่ต้องการช่องลอดไม่กว้างนัก พื้นสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กหล่อในที่ ใช้เหล็กเส้นธรรมดา ไม่มีการเสริมด้วยลวดเหล็กอัดแรง การก่อสร้างต้องอาศัยการตั้งไม้แบบและตั้งนั่งร้านในน้ำ ลักษณะพื้นสะพานเป็นชิ้นส่วนเดียวกันหมดโดยสมบูรณ์ การรับโมเมนต์ที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกอาศัยเหล็กเสริมด้านล่างเป็นส่วนใหญ่ ทำให้การเสริมเหล็กด้านล่างจะมากกว่าเหล็กเสริมด้านบนมาก เหล็กเสริมด้านบนใช้สำหรับต้านทานการยืดหดตัวเนื่องจากอุณหภูมิ การหดตัวของคอนกรีต และเพื่อช่วยทำให้การกระจายน้ำหนักบรรทุกดีขึ้น ลักษณะพื้นสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กหล่อในที่เหมาะสำหรับสถานที่ที่ขาดอุปกรณ์ในการดึงลวดอัดแรง หรือไม่สะดวกในการขนส่งพื้นสำเร็จจากโรงงานผลิตเข้าสู่ที่ตั้งโครงการ

ส่วนระบบพื้นสำเร็จ (precast plank girder) นั้นมีลักษณะเป็นคานคอนกรีตอัดแรงทรงคันมีความหนาประมาณ 35 ซม. มีคอนกรีตเททับหน้าอีก 10 ซม. พื้นสำเร็จอาศัยการดึงลวดอัดแรงชนิดดึงก่อน (pre-tension) รับโมเมนต์ที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุก การก่อสร้างไม่จำเป็นต้องอาศัยการตั้งไม้แบบใช้ระยะเวลาในการก่อสร้างเร็วขึ้นกว่าพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กเทในที่ ลักษณะการติดตั้งพื้นสะพานจะทำให้พื้นสำเร็จทุกแผ่นยึดเป็นชิ้นส่วนเดียวกัน โดยการวางพื้นให้ติดกัน จากนั้นเชื่อมเหล็กรับแรงเฉือนระหว่างพื้นให้ติดกันแล้วอัดช่องว่างด้วยคอนกรีตก่อนเทคอนกรีตทับหน้าหนา 10 ซม. โดยคอนกรีตทับหน้านี้จะทำให้พื้นสำเร็จติดกันเป็นชิ้นส่วนเดียวกัน ทำให้การกระจายน้ำหนักบรรทุกดีขึ้น

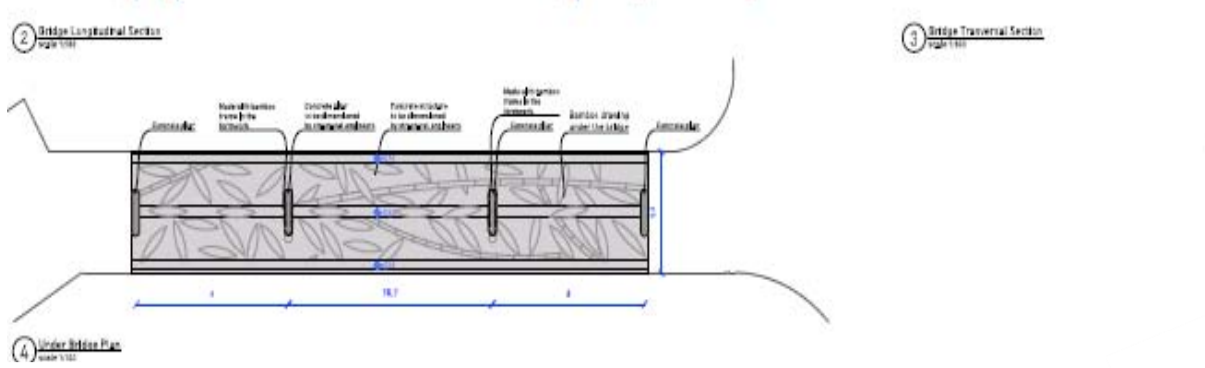
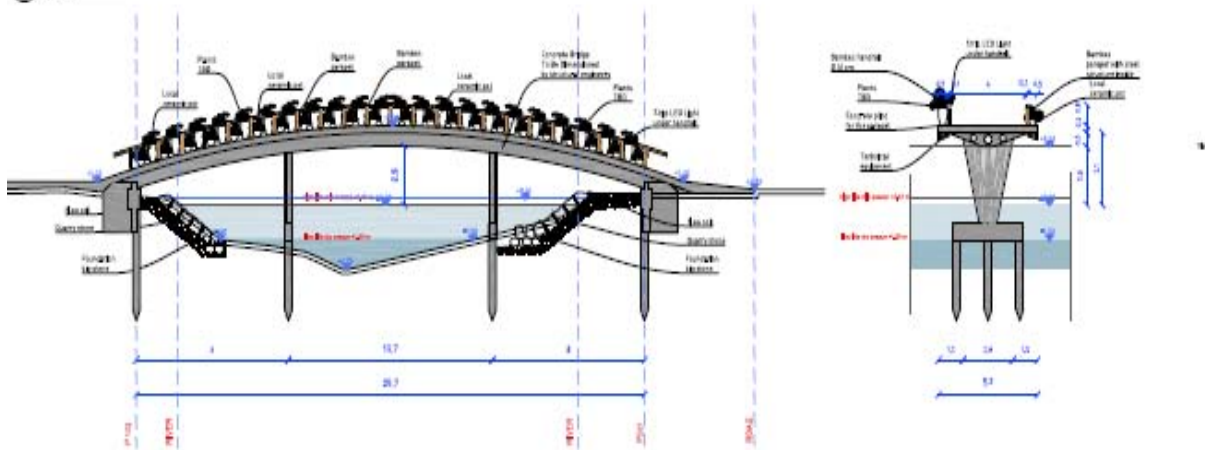
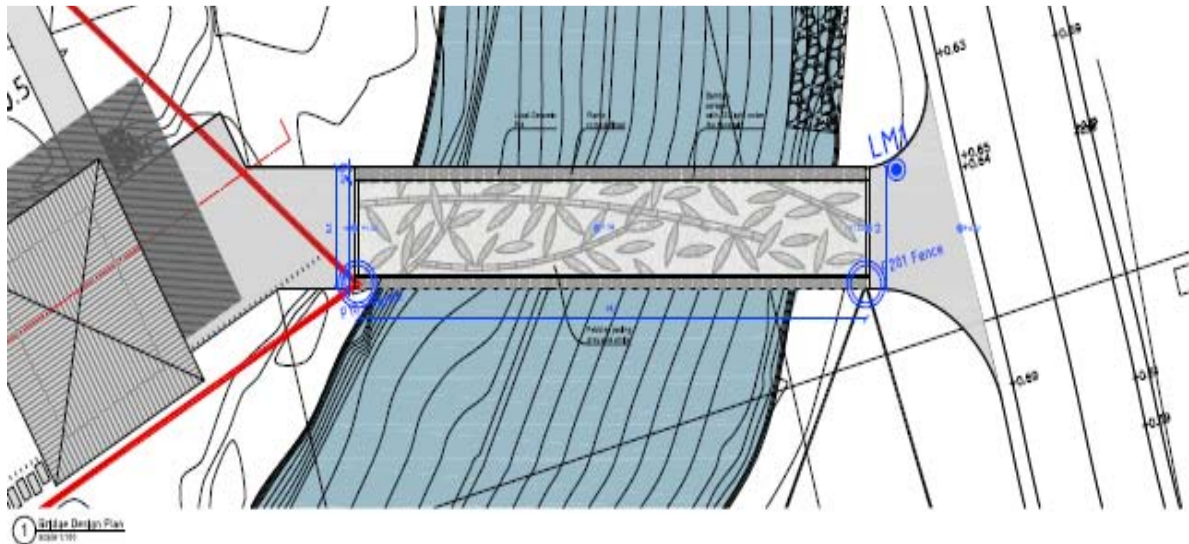
#### การเลือกใช้พื้นชนิดเทในที่

1. ดินท้องคลอง เป็นดินแข็ง เช่น ดินทราย หิน ที่มีกำลังเพียงพอสามารถตั้งนั่งร้านรองรับพื้นสะพานระหว่างเทคอนกรีตได้
2. ในระหว่างที่ทำการก่อสร้าง ไม่มีการสัญจรทางน้ำ เพื่อให้สามารถตั้งนั่งร้านได้
3. มีเวลาในการทำงานเพียงพอ ไม่มีความเร่งด่วนในการเปิดใช้งาน
4. วัสดุในการทำนั่งร้าน และแบบพื้นหาง่ายหรือมีพร้อมอยู่แล้ว
5. มีแรงงานเพียงพอ มีความชำนาญในการทำงาน

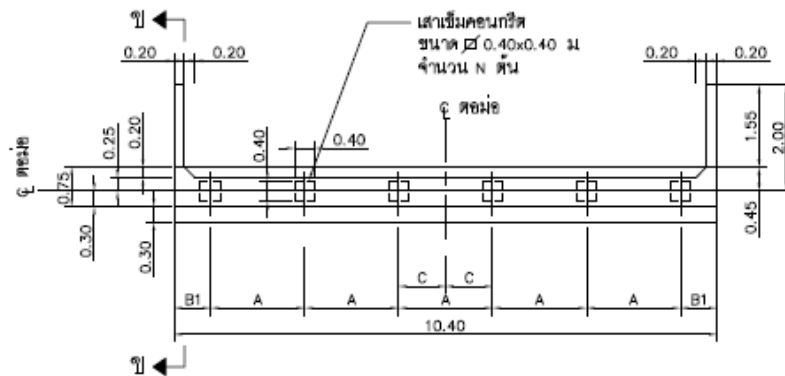


### การเลือกใช้พื้นที่ชนิดพื้นสำเร็จ

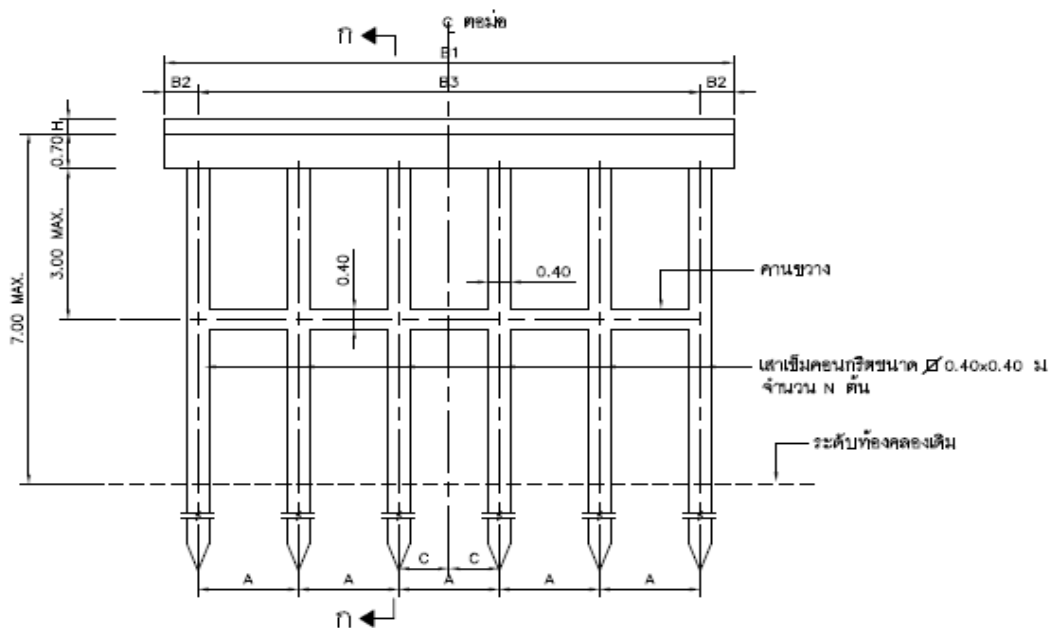
1. ดินท้องคลองเป็นดินอ่อน มีกำลังรับน้ำหนักไม่เพียงพอที่จะตั้งนั่งร้านรองรับน้ำหนักคอนกรีตเหลว ในระหว่างเทพื้นสะพานได้
2. ลำนํ้ามีเรือแพผ่านเป็นประจำ ไม่สามารถตั้งนั่งร้านได้เป็นเวลานาน
3. มีเวลาในการทำงานน้อย จำเป็นต้องเปิดการจราจรโดยเร่งด่วน
4. ไม่มีปัญหาในการขนส่งแผ่นพื้นสำเร็จจากโรงงานผลิต
5. มีอุปกรณ์ในการยกติดตั้ง เช่น เครน รถยก
6. มีสถานที่กว้างขวางเพียงพอที่จะใช้อุปกรณ์เครื่องมือในการทำงานได้อย่างสะดวก



## แนวคิดในการออกแบบ



แปลนตอม่อตึบริมแบบ PILE BENT รับสะพาน  
ช่วง 5.00 ถึง 15.00 ม. (แบบไม่มีทางเท้า)



ตอม่อตึบกลางแบบ PILE BENT รับสะพาน  
ช่วง 5.00 ถึง 15.00 ม.  
ไม่แสดงมาตราส่วน

ตารางแสดงขนาดและมิติต่างๆ

(สำหรับการรับน้ำหนักบรรทุกปลอดภัย (ALLOWABLE LOAD)

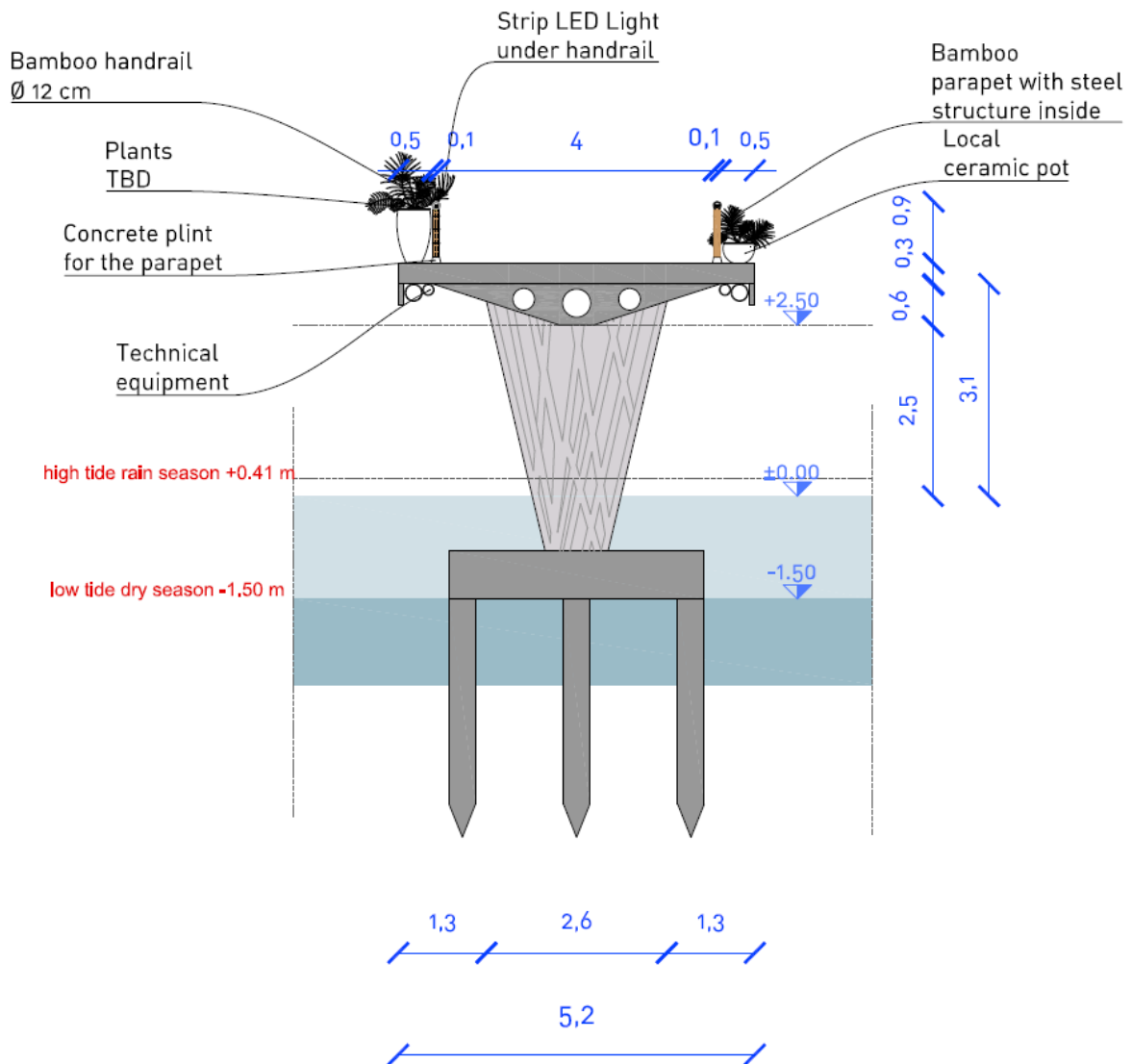
ของเสาเข็มไม่น้อยกว่า 50 ตันต่อต้น)

แบบตอม่อ	A	B1	B2	B3	C	N	หมายเหตุ
A	1.800	10.200	0.800	9.000	0.900	6	
B	1.500	10.200	0.600	9.000	-	7	
C	1.300	10.200	0.550	9.100	0.650	8	
D	1.125	10.200	0.600	9.000	-	9	

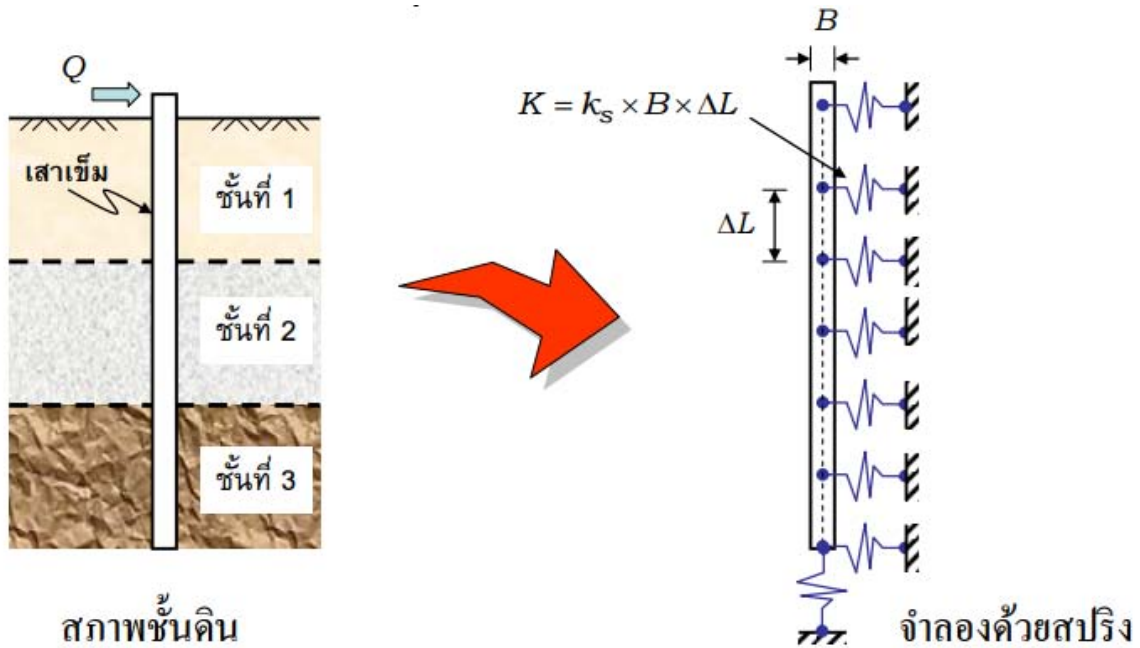
ตารางแสดงรายละเอียดของสะพานช่วงความยาว 5.00 ถึง 12.00 ม

ความยาวช่วง สะพาน (ม) ( L )	ความหนา พื้นสะพาน(ม) ( h )	ระยะเสา ราวสะพาน(ม) ( A )	จำนวนเสา ราวสะพาน
9.00	0.47	1.700	6
10.00	0.53	1.900	6
11.00	0.55	1.750	7
12.00	0.60	1.916	7

### รูปแบบสะพาน ตามแบบสถาปัตยกรรม



การกำหนด ค่าโมดูลัสต้านทานแรงแนวราบของดิน โดยใช้ค่า สติฟเนสของสปริง



พารามิเตอร์ที่สำคัญสำหรับการวิเคราะห์เสาเข็มในกรณีที่ต้องรับแรงในแนวราบคือค่า สติฟเนสของสปริงที่แทนดิน เรียกว่า ค่าโมดูลัสต้านทานแรงแนวราบของดิน (Modulus of horizontal subgrade reaction)  $k_s$  มีหน่วยเป็น แรง/ปริมาตร เช่น  $\text{ตัน/ม.}^3$

เมื่อทราบค่า  $k_s$  สามารถคำนวณสติฟเนสของสปริง (K) ของดินดังนี้

$$K = k_s \times B \times \Delta L$$

- K คือ สติฟเนสของสปริง
- $k_s$  คือ modulus of horizontal subgrade reaction
- B คือ ความกว้างของเสาเข็ม
- $\Delta L$  คือ ความยาวในพื้นที่รับผิชอบ

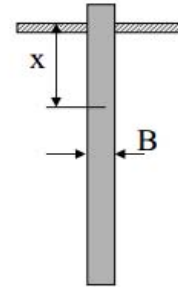
เมื่อคำนวณสติฟเนสของสปริง (K) แต่ละชั้นเรียบร้อยแล้ว จึงนำไปวิเคราะห์โมเมนต์คดุด ในเสาเข็มเพื่อออกแบบการเสริมเหล็กในเสาเข็มต่อไป

Terzaghi (1955) ได้เสนอสูตรการคำนวณ  $k_s$  สำหรับ **ดินทราย** ซึ่งมีค่า  $k_s$  แปรตามความลึกของชั้นดิน โดยนิยามค่าคงที่สำหรับด้านทานแรงกดแนวราบ (constant of horizontal subgrade reaction) หรือ  $n_h$  ซึ่งมีหน่วยเป็น “แรง/ปริมาตร” เช่นตัน/ม.<sup>3</sup> ทำให้เขียนค่าโมดูลัสด้านทานแรงแนวราบของดิน ดังนี้

$$k_s = \frac{n_h x}{B}$$

$x$  คือ ความลึก ณ จุดที่พิจารณา

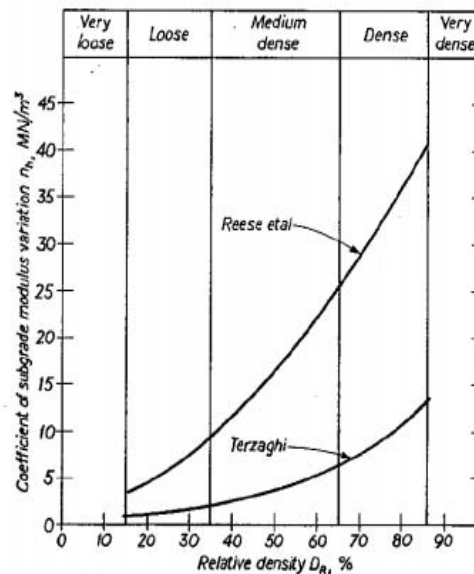
$B$  ความกว้างหรือเส้นผ่านศูนย์กลางของเสาเข็ม



ค่าที่แนะนำโดย Terzaghi และ Reese แสดงไว้ละเอียดขึ้นในรูปที่ 1 [Tomlinson, M. J., 1994] โดยค่าความหนาแน่นสัมพัทธ์ สามารถประมาณได้จากค่าค้ำตุ๊ก (SPT-N value) ตามตารางที่ 3

ตารางที่ 3 ความสัมพันธ์ระหว่าง SPT-N กับความหนาแน่นสัมพัทธ์ของดิน

ค่า SPT-N (ครั้งต่อฟุต)	ความหนาแน่นสัมพัทธ์	สภาพดิน
0-4	0 - 0.2	หลวมมาก
4-10	0.2 - 0.4	หลวม
10-30	0.4 - 0.6	ปานกลาง
30-50	0.6 - 0.8	แน่น
> 50	0.8 - 1.0	แน่นมาก



รูปที่ 1 ค่าคงที่สำหรับด้านทานแรงกดแนวราบ



สำหรับ ดินเหนียว ค่า  $k_s$  จะคงที่ตลอดชั้นดิน โดย Davisson, M.T. (1970) เสนอสูตรการคำนวณไว้ดังนี้


$$k_s = 67 \frac{S_u}{B}$$

$S_u$  คือ กำลังต้านทานแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำ (Undrained shear strength) มีหน่วยเป็น  $\text{ตัน/ม.}^2$

$B$  ความกว้างหรือเส้นผ่านศูนย์กลางของเสาเข็ม

➤ ในกรณีที่มียุทธศาสตร์มากกว่า 1 ต้น อยู่ในฐานเดียวกันหากเสาเข็มในฐานเรียงอยู่ชิดกันเกินไป กำลังของเสาเข็มแต่ละต้นที่คำนวณได้ จะมีกำลังที่ลดลง

➤ อย่างไรก็ตามจากการวิจัยพบว่าหากระยะเรียงของเสาเข็มแต่ละต้นมีค่ามากพอ เช่น ประมาณ 6 – 8 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลาง เสาเข็มก็จะรักษากำลังแบบเสาเดี่ยวไว้ได้

รูปตัด Section	ขนาดเสาเข็ม Size of Pile (M. x M.)	เส้นรอบรูป Perimeter (CM.)	พื้นที่หน้าตัด Sectional Area (CM. Square)	น้ำหนัก Unit Weight (KG/M.)	ความยาวสูงสุด Max Length (M.)	น้ำหนักปลอดภัย Safety Load (Ton)
	0.15 x 0.15	56	225	54	10	10-15
	0.18 x 0.18	68	324	78	14	15-20
	0.22 x 0.22	84	484	116	21	20-30
	0.26 x 0.26	100	676	162	22	25-40
	0.30 x 0.30	116	900	216	26	30-50
	0.35 x 0.35	136	1,225	294	28	40-60
	0.40 x 0.40	156	1,600	384	28	50-80



ตารางที่ 4 ค่าตัวคูณลดกำลังสำหรับเสาเข็มกลุ่มในชั้นดินเหนียว [Prakash, S. & Sharma, H., 1990] เมื่อ S คือ ระยะเรียงของเสาเข็ม (ม.)  
B คือ เส้นผ่านศูนย์กลางกลางของเสาเข็ม (ม.)

ระยะเรียงในทิศทางที่มีแรงกระทำ (S/B)	2 x 2	3 x 3	คำแนะนำ
3	0.42	0.39	0.40
3.5	0.50	0.42	0.45
4.0	0.57	0.44	0.50
4.5	0.61	0.47	0.55
5.0	0.63	0.48	0.55
6.0	-	-	0.65
8.0	-	-	1.00

10

ตารางที่ 5 ค่าตัวคูณลดกำลังสำหรับเสาเข็มกลุ่มในชั้นดินทราย [Prakash, S. & Sharma, H., 1990]

ระยะเรียงในทิศทางที่มีแรงกระทำ (S/B)	ตัวคูณลดกำลัง
3	0.50
4	0.60
5	0.68
6	0.70

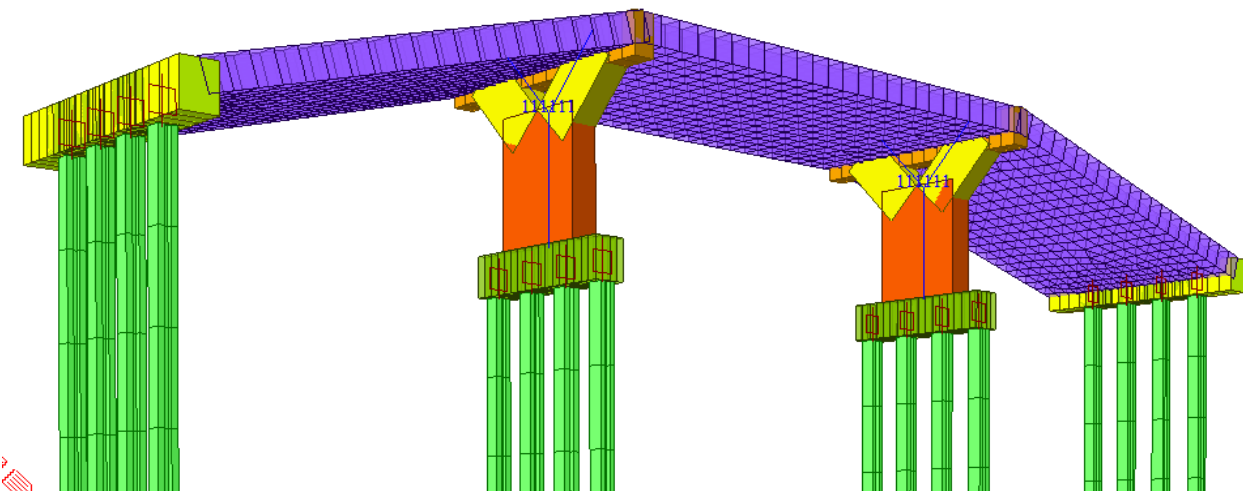
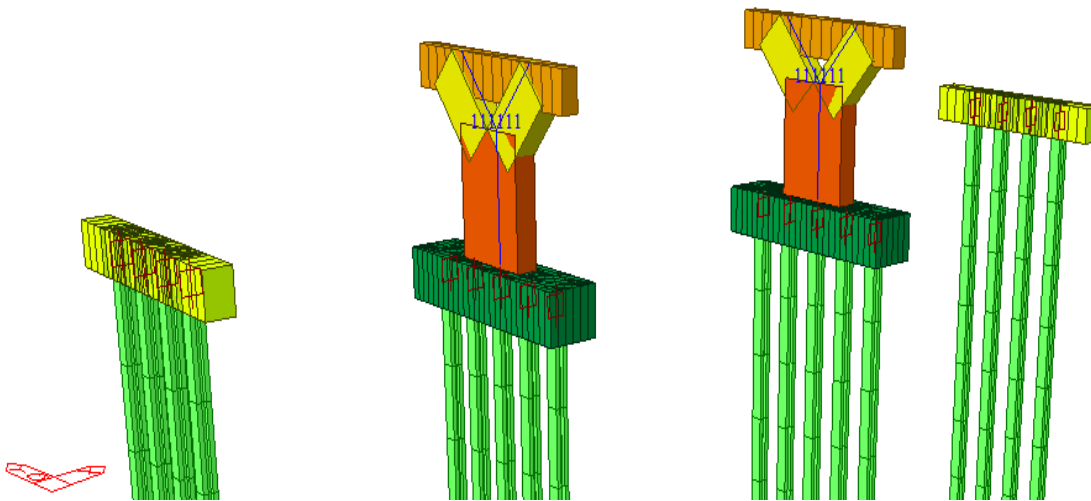


ตารางแสดงค่า PARAMETER เพื่อคำนวณหาค่า SOIL SPRING ; K

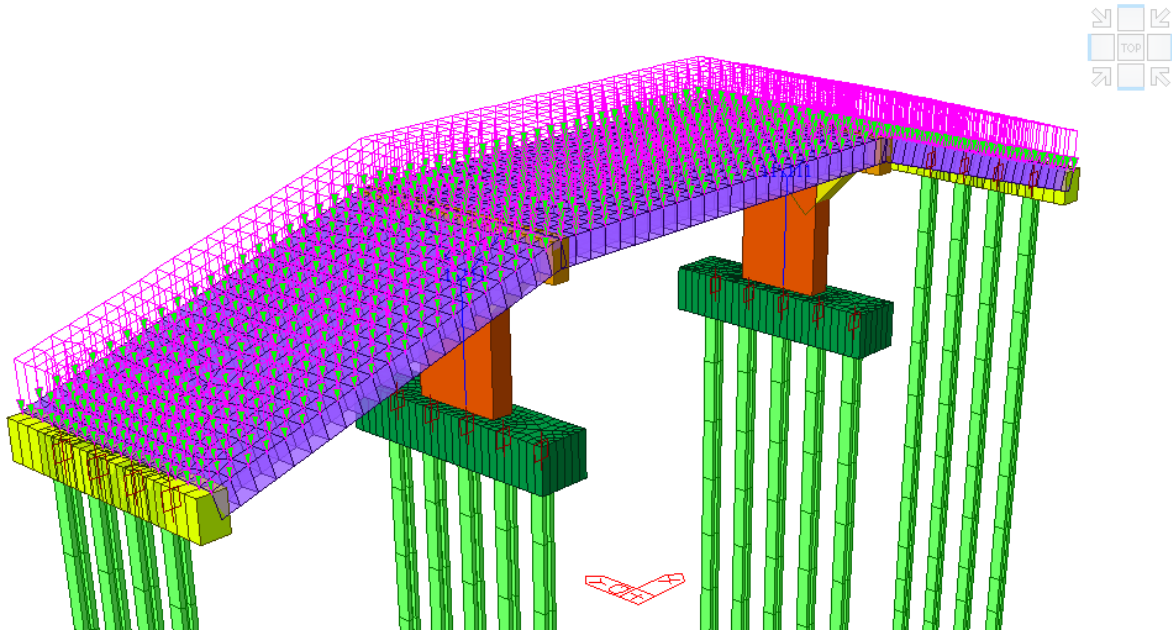
ขนาดเสาเข็ม 0.45 m

Layer	Depth ( m )		$\Delta L$ (m)	Soil Type	Consistency	SPT-N blows/ft	Su t/sq.m	Phi Degree	nh t/cu.m	Unit Weight t/cu.m	Ks	K ( t / cu.m )
	From	To										
1	TOP	1	0.5	CLAY	Soft Clay					1.48	0.00	0.00
	1	2	1	CH							0.00	0.00
	2	3	1				1.78			1.48	265.02	119.26
	3	4	1				1.66			1.45	247.16	111.22
	4	5	1				1.60			1.45	238.22	1.00
2	5	6	1	CLAY	Soft Clay		1.60			1.44	238.22	107.20
	6	7	1	CH			1.64			1.46	244.18	109.88
	7	8	1				1.64			1.46	244.18	109.88
3	8	9	1	CLAY	Soft Clay		1.65			1.45	245.67	110.55
	9	10	1	CH			1.56			1.45	232.27	104.52
	10	11	1				1.56			1.45	232.27	104.52
4	11	12	1	CLAY	Soft Clay		1.73			1.47	257.58	115.91
4	12	13	1	CH			1.69			1.47	251.62	113.23
	13	14	1				1.69			1.47	251.62	113.23
	14	15	1			12	1.90			1.82	282.89	127.30
5	15	16	1	SM	Medium	16	2.00			1.84	297.78	134.00
	16	17	1	SM	Dense Clayey	16	2.00			1.84	297.78	134.00
	17	18	1	SC	fine Sand	22	2.00			1.84	297.78	134.00

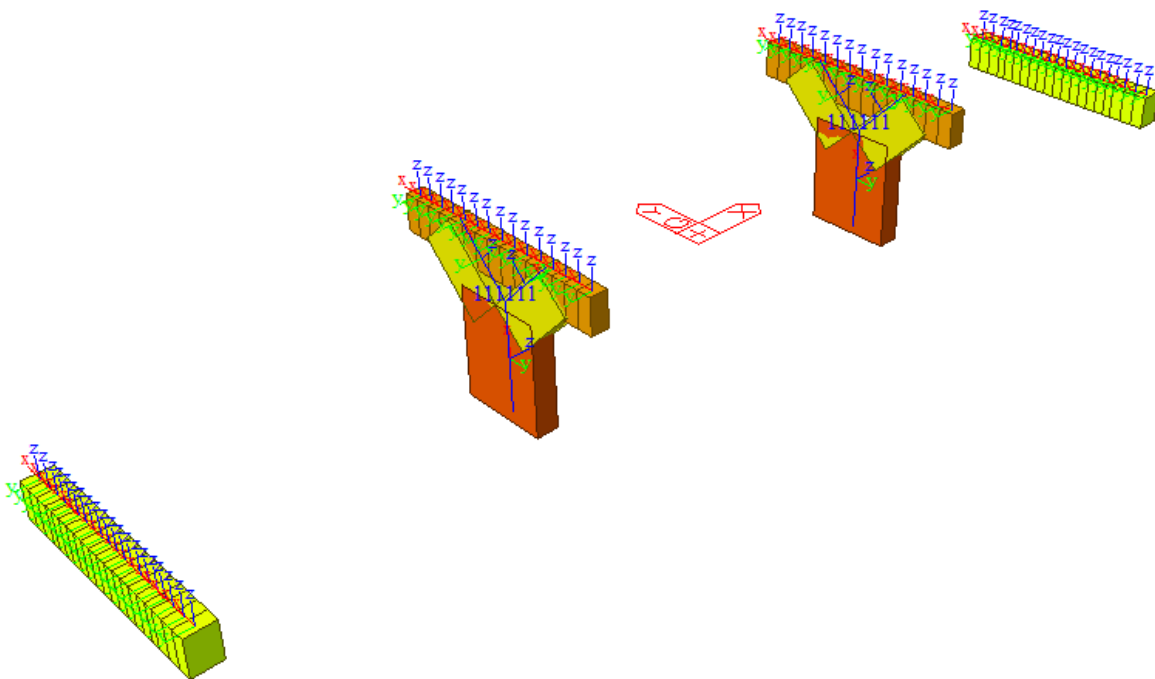
การจำลองโครงสร้างด้วยโปรแกรม MIDAS GEN



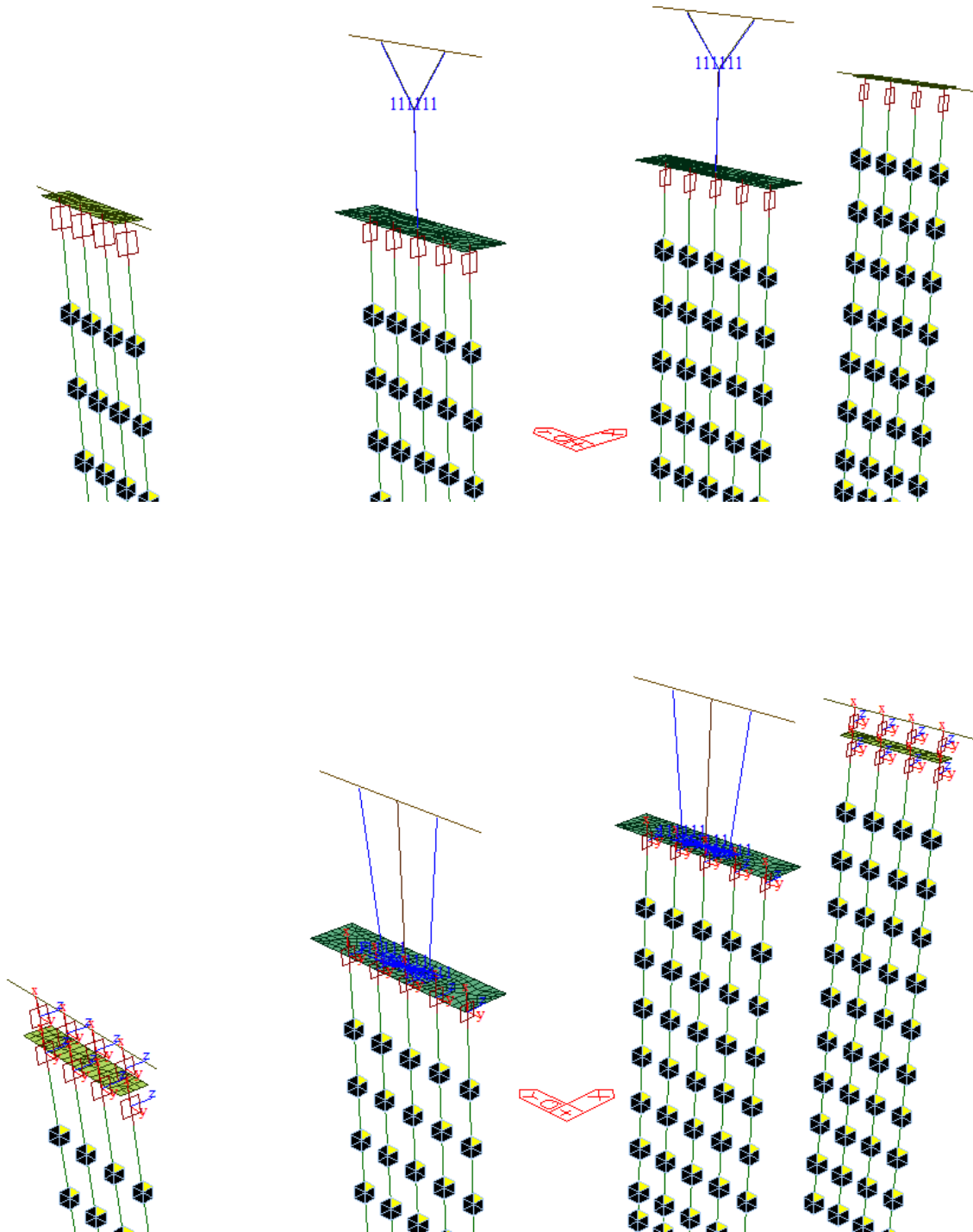
# น้ำหนักรรทุก บนสะพาน ( นน.เพลาลังรถบรรทุก H20 )



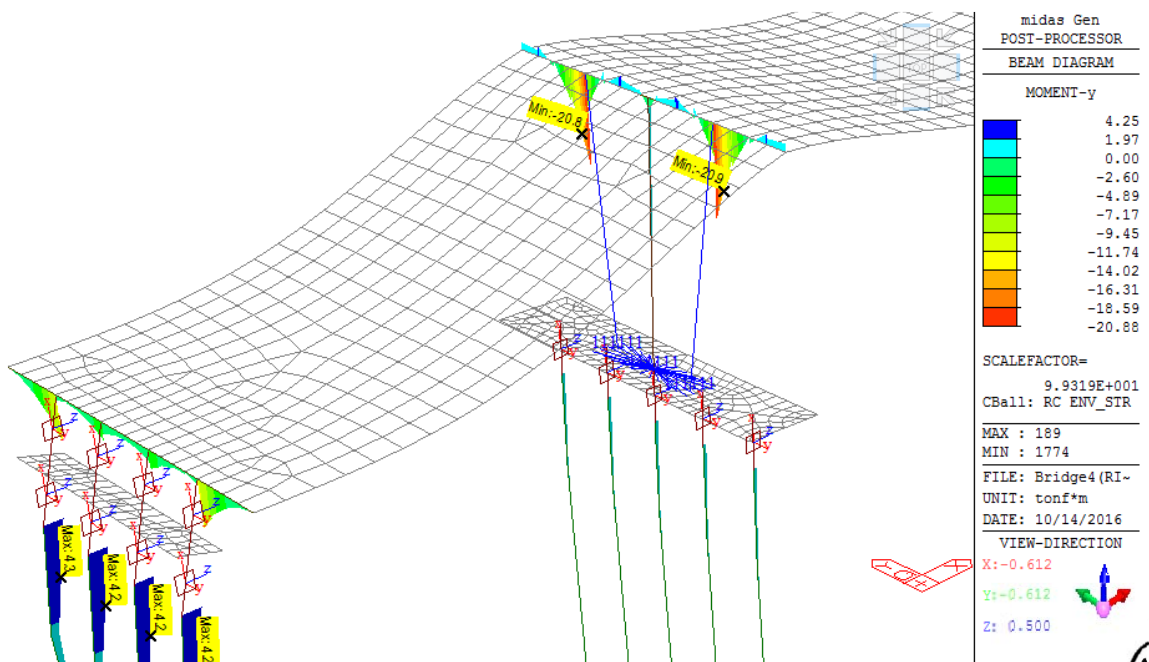
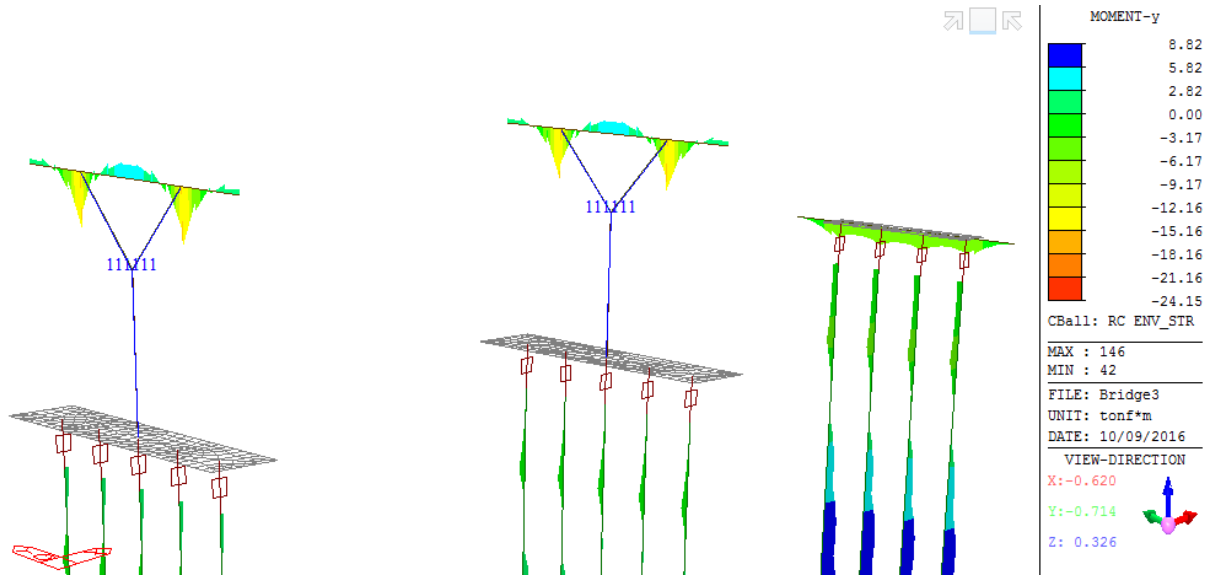
## ตรวจสอบ MEMBER LOCAL AXIS



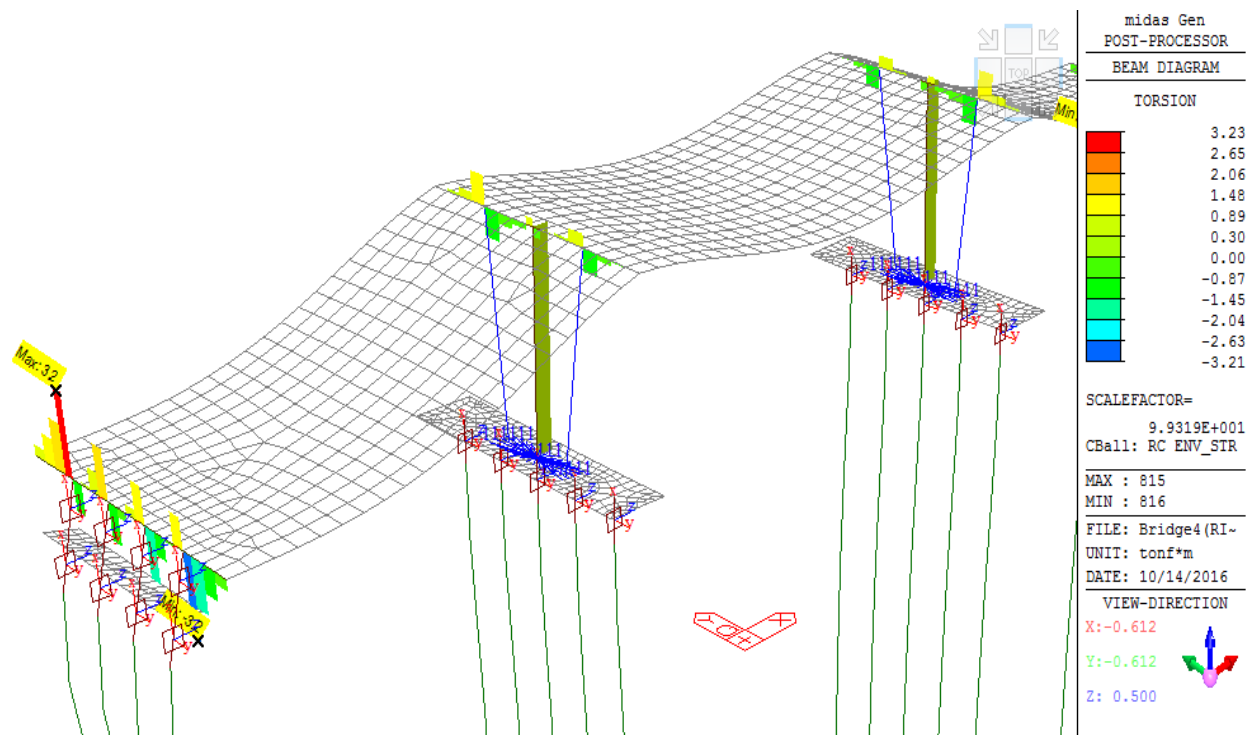
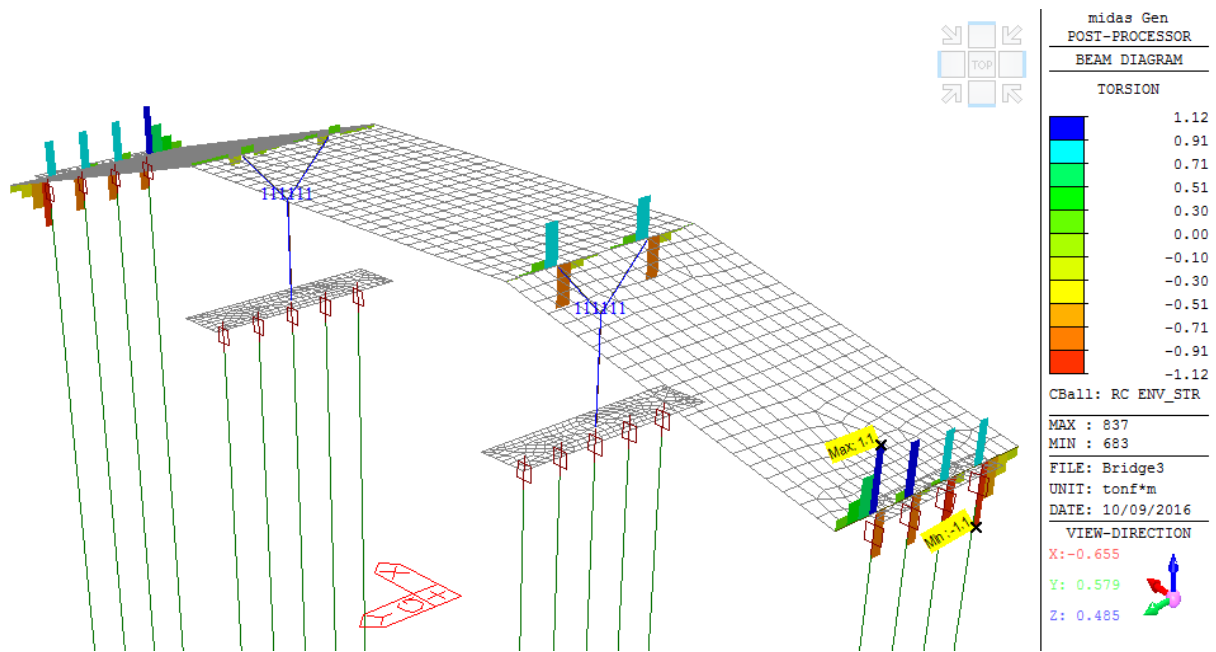
กำหนด RIGID LINK ที่เสา คสล. , ELASTIC LINK ที่หัวเสาเข็ม เชื่อมต่อกับฐานราก และ GENERAL SPRING SUPPORT ที่เสาเข็ม



# MOMENT - My

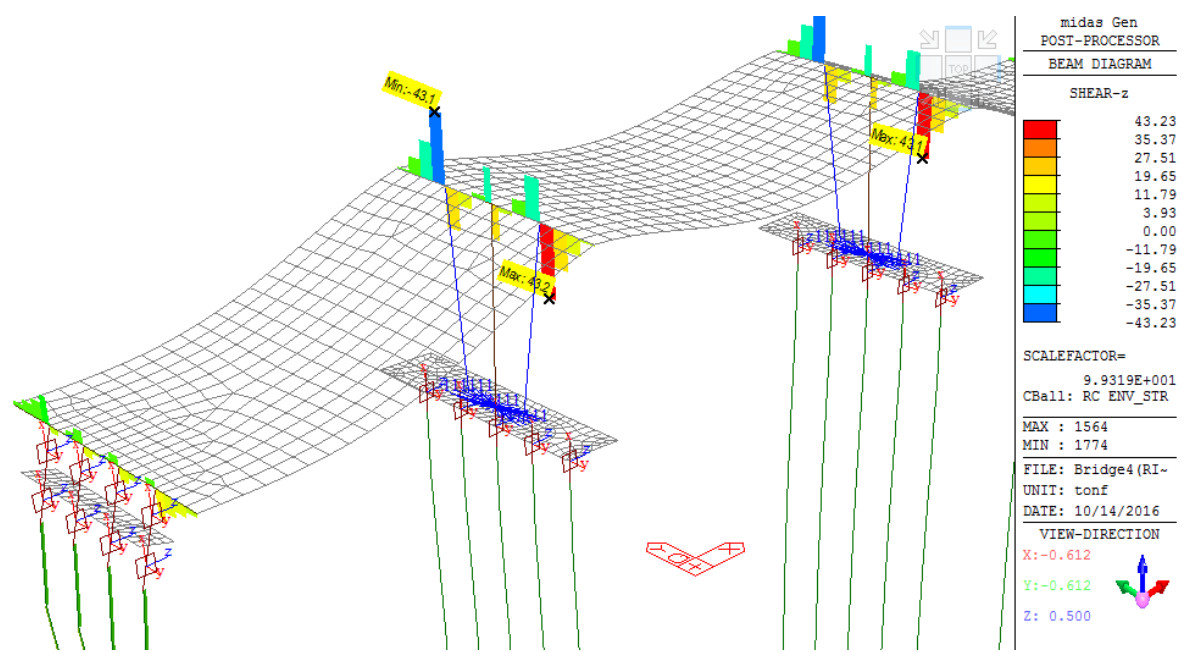
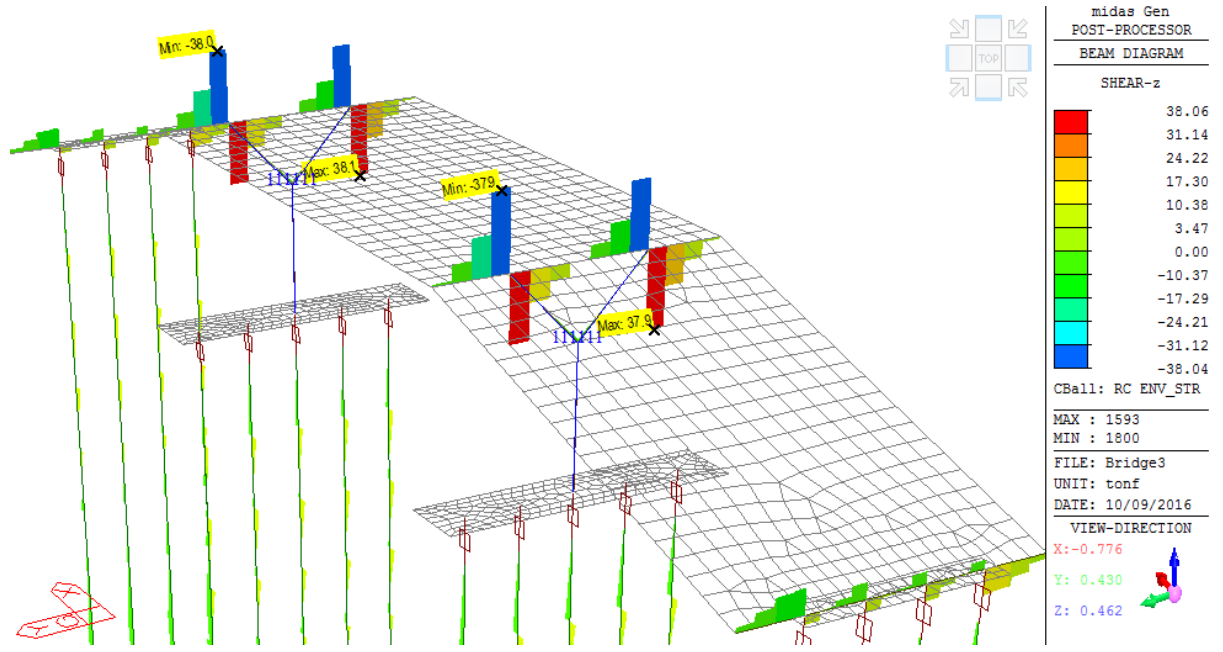


# TORSION - Mx

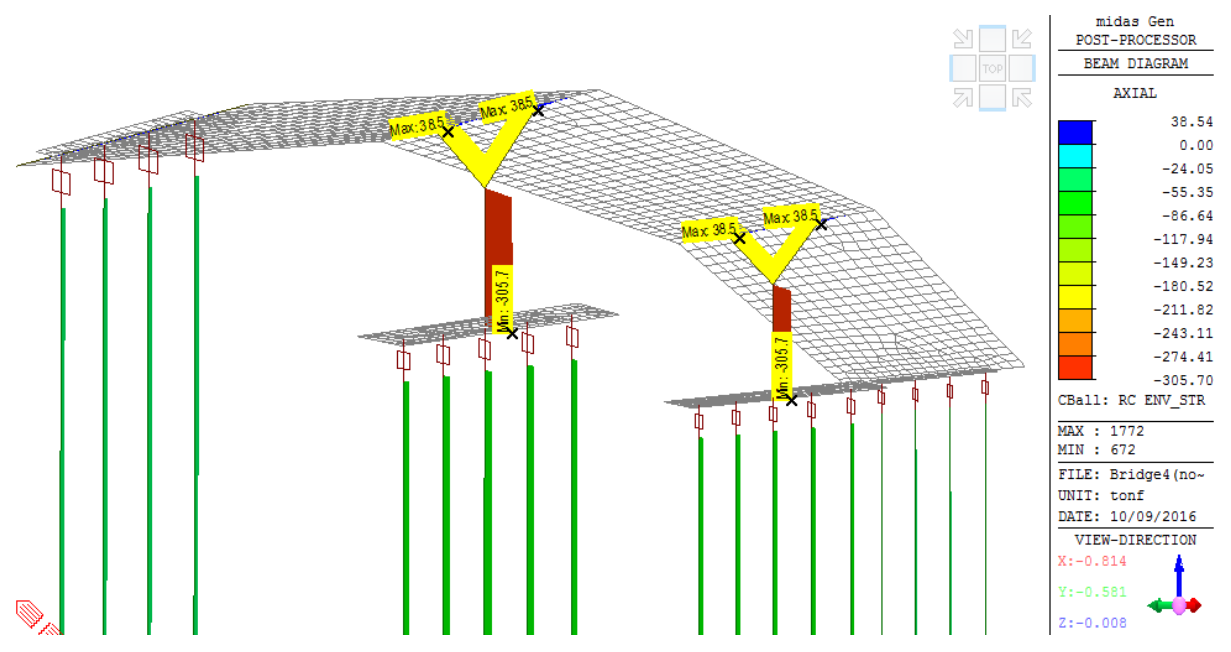
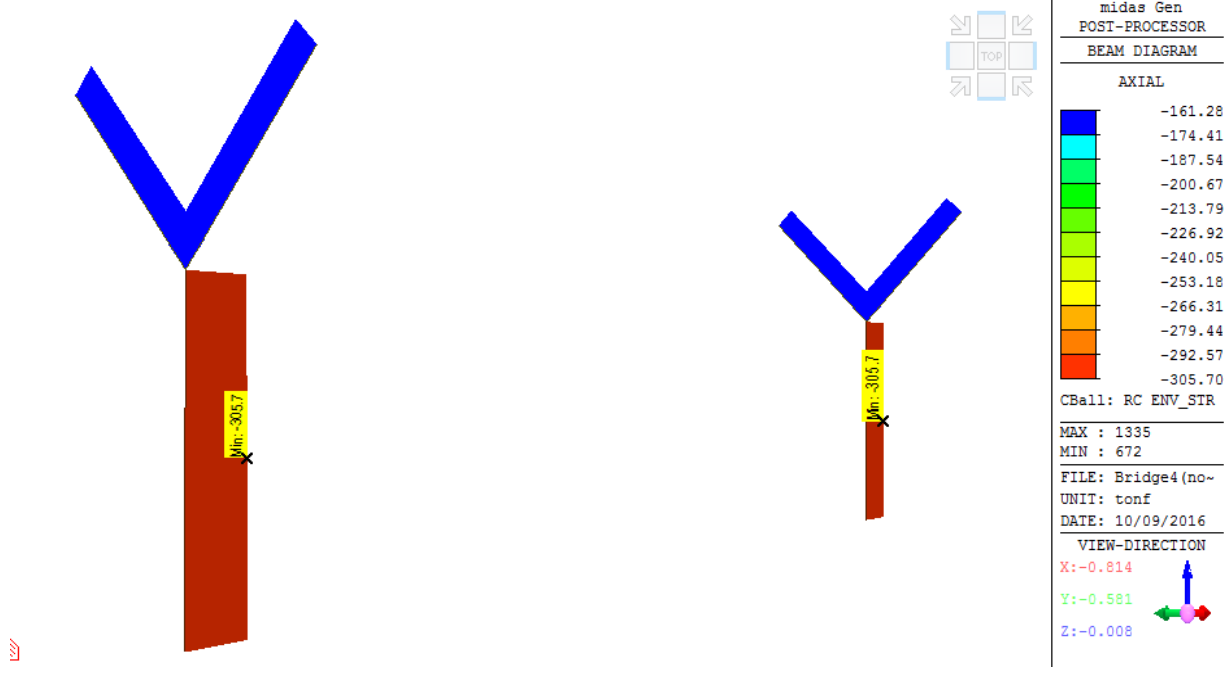




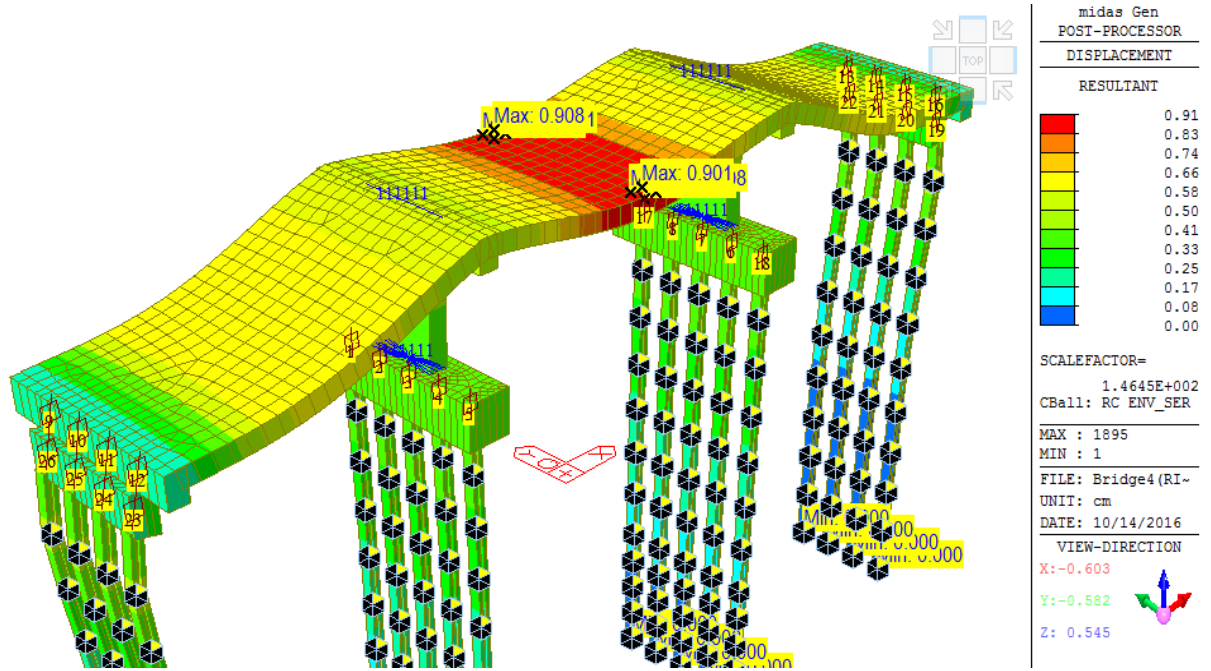
# SHEAR - FZ



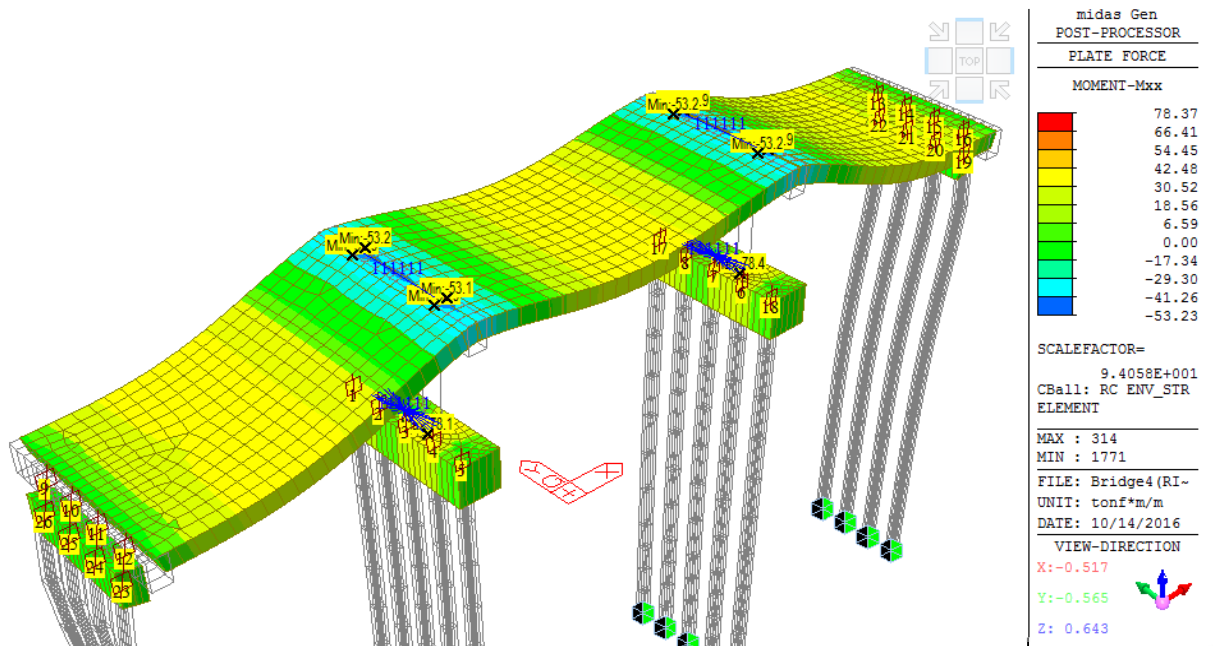
# AXIAL FORCE



# DISPLACEMENT

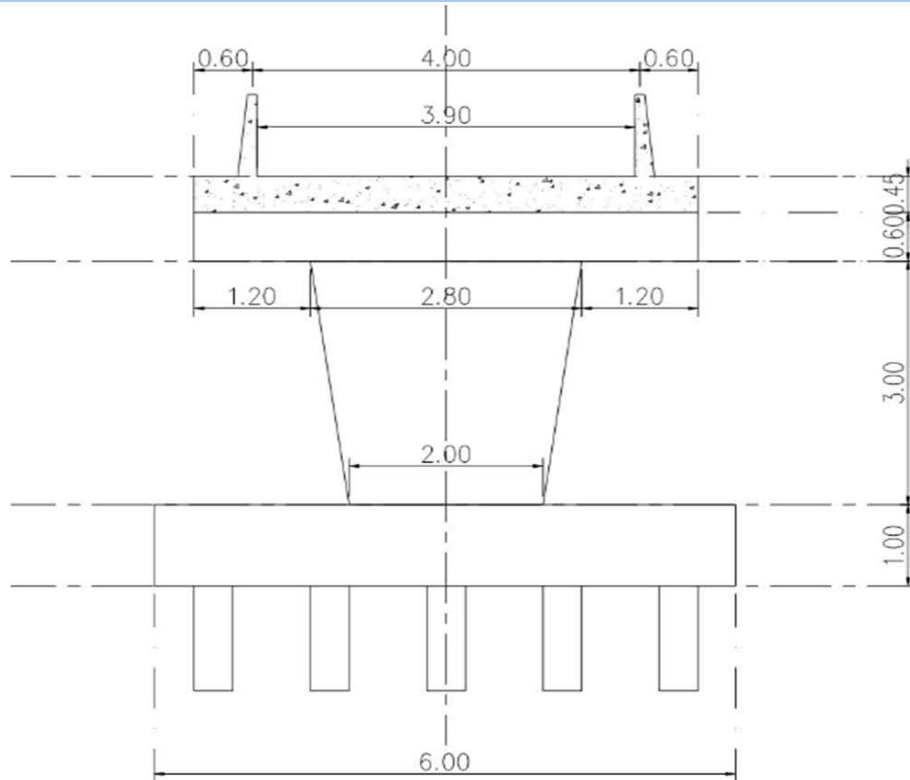


# MOMENT Mxx



ออกแบบพื้นสะพาน SIMPLE SLAB

Reinforced Concrete Design ( Working Stress )



LL : H - Loading H15-44

น้ำหนักบรรทุกทุกสองเพลลาถ่ายลงล้อกระจายตลอด

ความกว้าง E = 1.219 + 0.06 x S

LL ที่กระจายต่อพื้น กว้าง 1 m

DL

SDL

IMPACT factor = 15.24 / ( L + 38 ) < = 0.30

= 10900 kg

= 1.819 m

= 5992.303 kg / m

= 2400 kg / cu.m

= 72 kg / sq.m

= 32%

AASHTO : for Flexture Extreme fiber in Compression = 0.40 fc'

= 96 ksc

**SLAB TYPE : Simple Span**

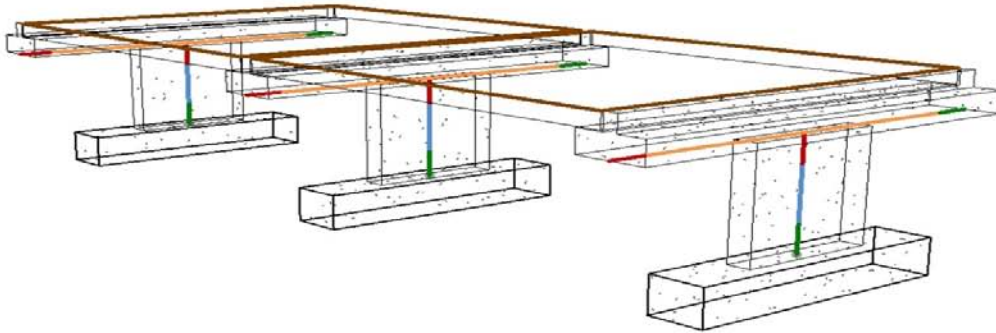
Clear Span : S 10 m

Clear Width : L 4 m

Walk way 0.6 m

### **DESIGN SLAB THICKNESS**

$$\begin{aligned} \text{ความหนาแผ่นพื้นต้องไม่น้อยกว่า} &= (S + 3.05) / 30 &= 0.435 \text{ m} \\ \text{เลือกความหนาพื้น} &: h &= 0.50 \text{ m} \\ \text{ความลึกประสิทธิภาพ} &: d &= 0.45 \text{ m} \\ \text{Dead Load} &= &1200 \text{ kg/sq.m} \end{aligned}$$



### **A) DESIGN SLAB REINFORCEMENT**

#### **CASE 1**

$$M\text{-DL} = (W \times S^2) / 9 = 13333.33 \text{ kg-m}$$

#### **CASE 2**

$$M\text{-LL} = (P \times S) / 4 = 14980.76 \text{ kg-m}$$

#### **CASE 3**

$$M\text{-Impact} = 30\% (M\text{-LL}) = 4494.228 \text{ kg-m}$$

$$\text{Sum MOMENT} = M\text{-DL} + M\text{-LL} + M\text{-Impact} = 32808.32 \text{ kg-m}$$

$$MR = R \cdot b \cdot d^2 = 25731.43 \text{ kg-m}$$

#### **Input Data :**

Slab Width	b =	1.00 m.	MR = R.b.d <sup>2</sup>	25731.43 kg-m
Slab Depth	h =	0.50 m.	Moment <sub>max</sub>	32808.32 kg-m
Covering	d' =	0.05 m.	Shear ; V <sub>max</sub>	6000 kg
Effective Depth	d =	0.45 m.	V <sub>concrete</sub> = 0.29sqrt(fc')	20216.97 kg

$$A_{st} = \frac{25731.43}{1700 \times 0.891 \times 0.45} + \frac{7076.89}{1700 \times (0.45 - 0.05)} = 48.00 \text{ cm}^2 \text{ Tension}$$

Used **DB 25 @ 0.10**

$$A_{sc}' = \frac{7076.89}{2 \times 1700 \times (0.45 - 0.05)} \times \frac{1 - 0.327}{0.327 - 0.05 / 0.45} = 17.42 \text{ cm}^2 \text{ Compression}$$

Used **DB 25 @ 0.28**

$$V = 1.33 \text{ ksc} < V_{\text{concrete}} = 4.49 \text{ ksc} \text{ ----- OK}$$

### B) DISTRIBUTION REINFORCEMENT

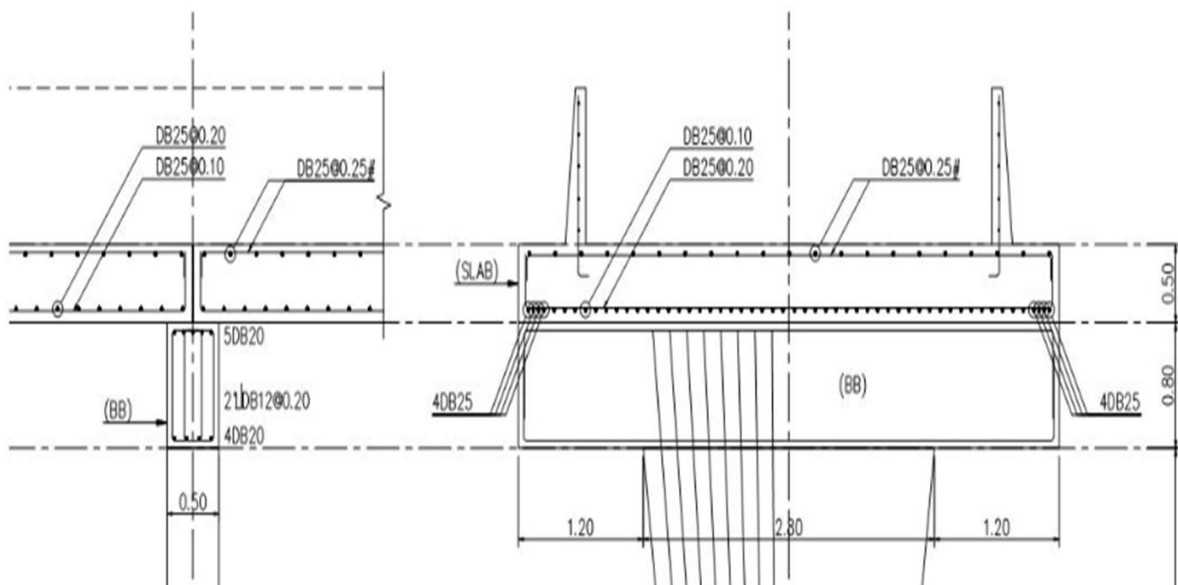
$$\text{Percentage} = 100 / S^{1/2} \text{ (max 50\%)} = 17.46 \%$$

$$A_{st} = 48 \text{ cm}^2$$

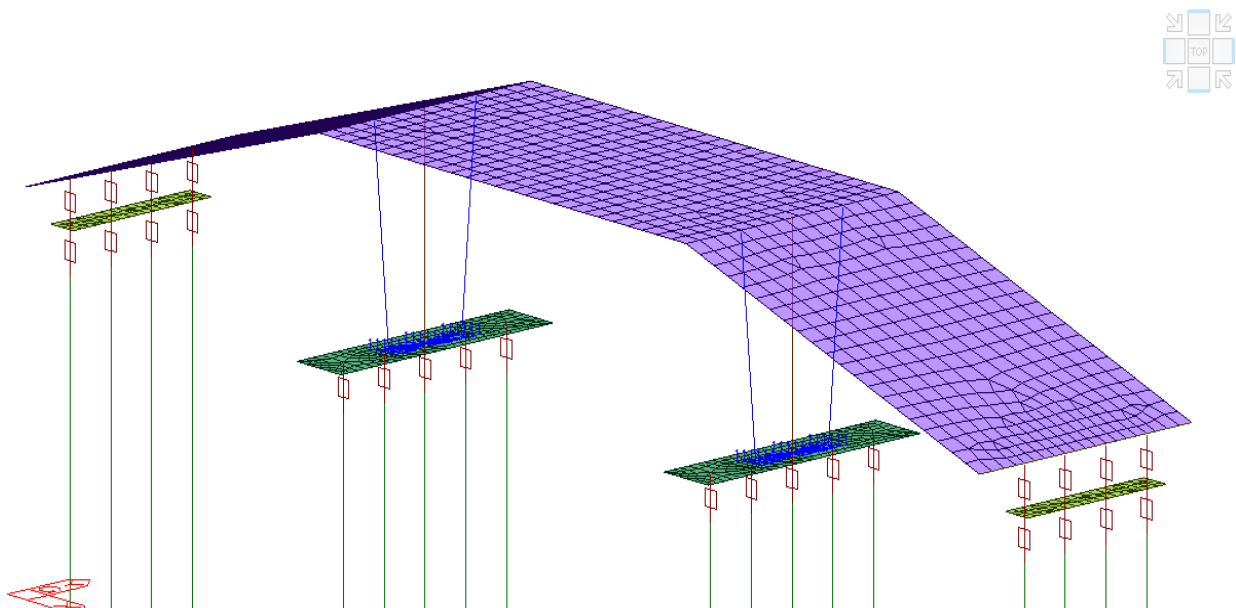
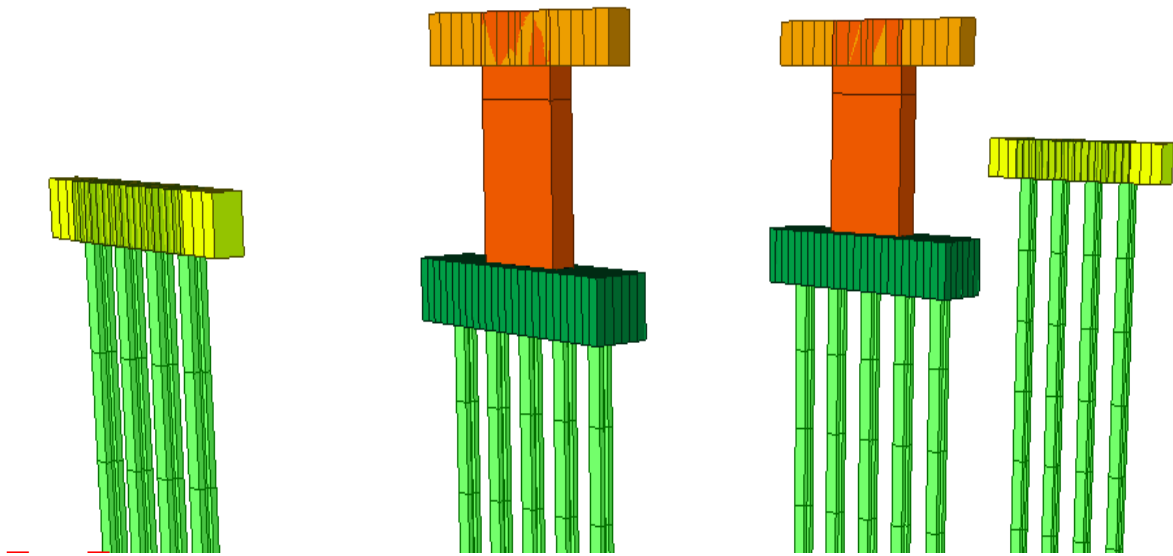
$$A_{sd} = 8.38 \text{ cm}^2$$

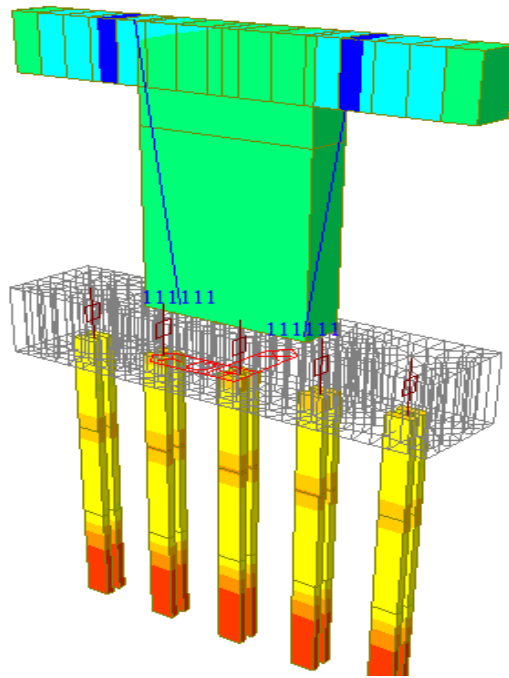
Used **DB 20 @ 0.37 m**

### C) TRANSVERSE SECTION



## D ) DESIGN SUBSTRUCTURE





midas Gen  
POST-PROCESSOR  
BEAM STRESS  
COMBINED

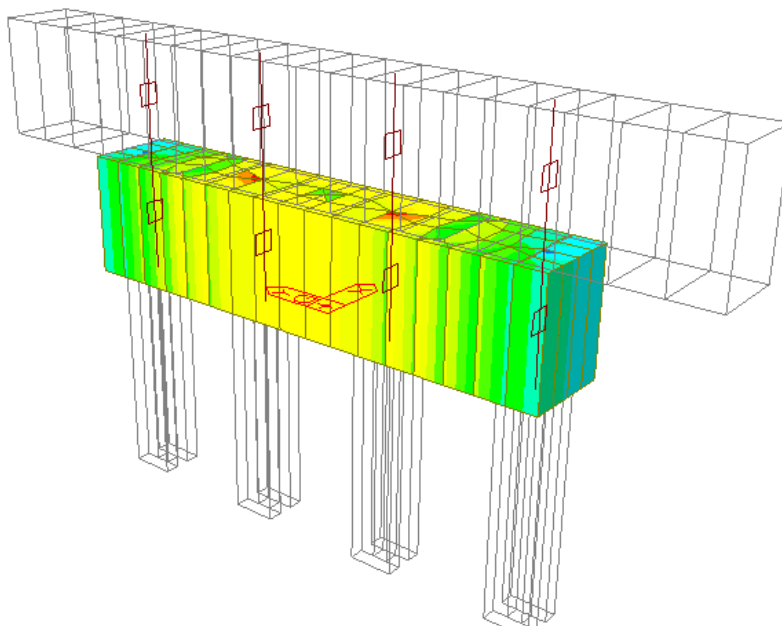
Blue	46.52
Cyan	25.96
Green	0.00
Light Green	-15.17
Yellow-Green	-35.73
Yellow	-56.30
Orange	-76.86
Red-Orange	-97.42
Red	-117.99
Dark Red	-138.55
Dark Red	-159.11
Dark Red	-179.68

SCALEFACTOR=  
5.7205E+000  
CBall: RC ENV\_STR

MAX : 1799  
MIN : 161

FILE: Bridge4 (no~  
UNIT: kgf/cm<sup>2</sup>  
DATE: 10/11/2016

VIEW-DIRECTION  
X: -0.709  
Y: -0.564  
Z: 0.423



midas Gen  
POST-PROCESSOR  
PLATE FORCE  
MOMENT-Mxx

Red	126.18
Dark Red	111.73
Red-Orange	97.28
Orange	82.83
Yellow-Orange	68.39
Yellow	53.94
Light Green	39.49
Green	25.04
Light Green	10.59
Cyan	0.00
Blue	-18.31
Dark Blue	-32.76

CBall: RC ENV\_STR  
ELEMENT

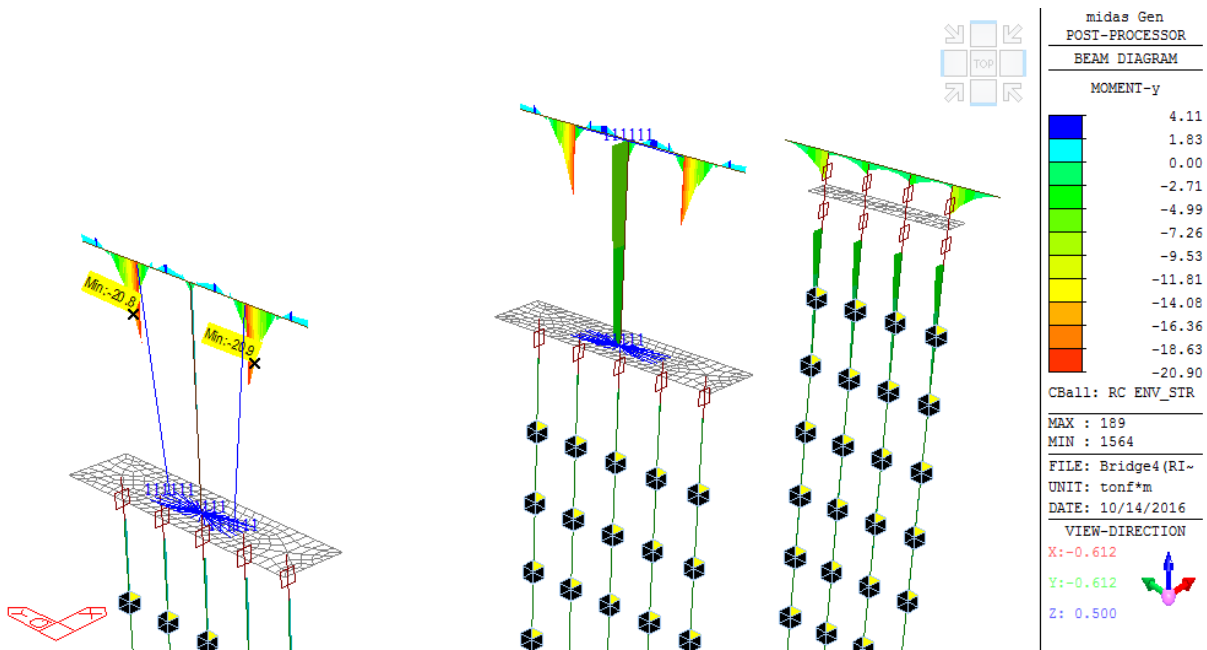
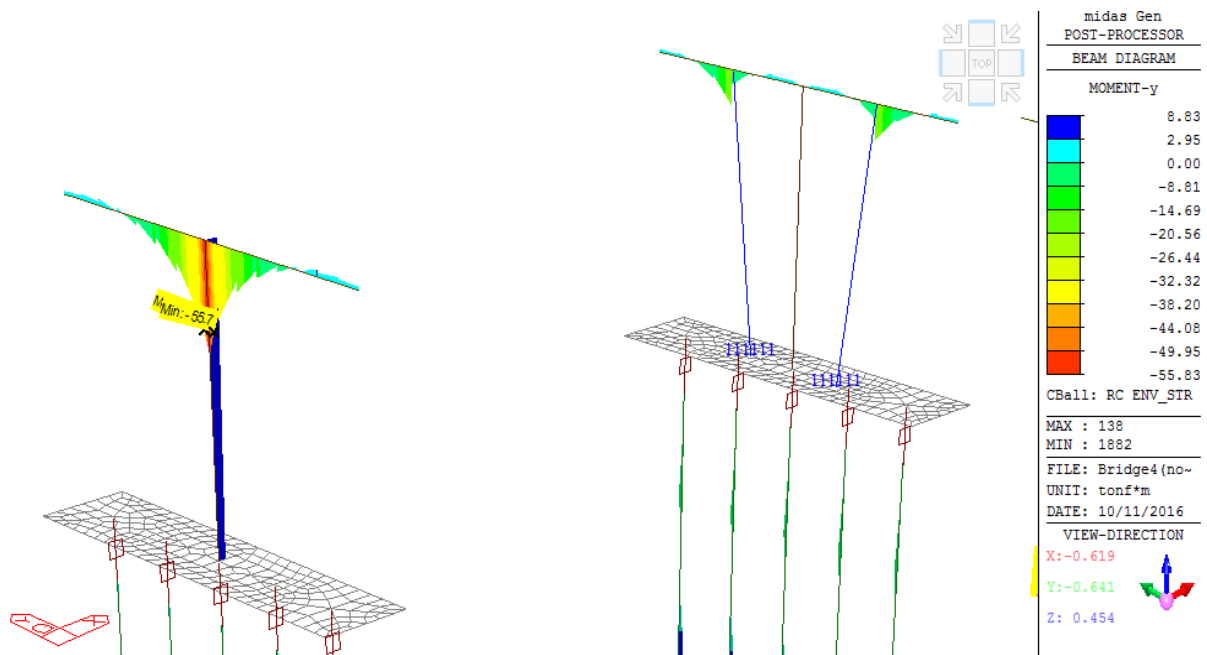
MAX : 789  
MIN : 680

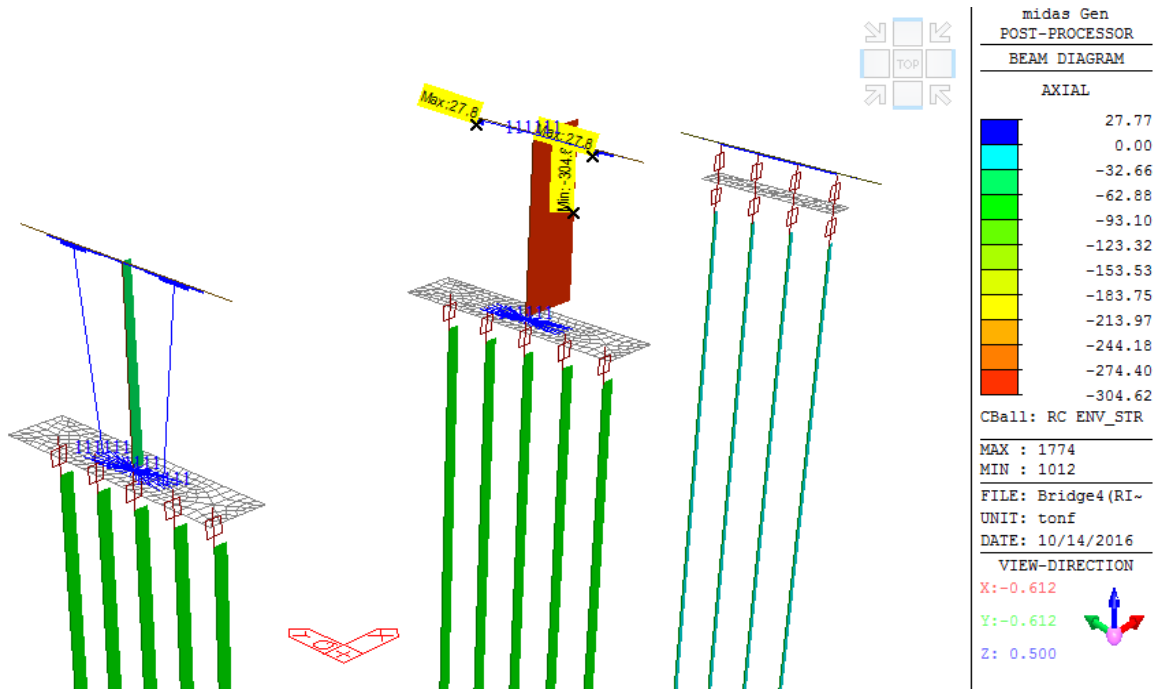
FILE: Bridge4 (RI-  
UNIT: tonf\*m/m  
DATE: 10/13/2016

VIEW-DIRECTION  
X: -0.710  
Y: -0.596  
Z: 0.375

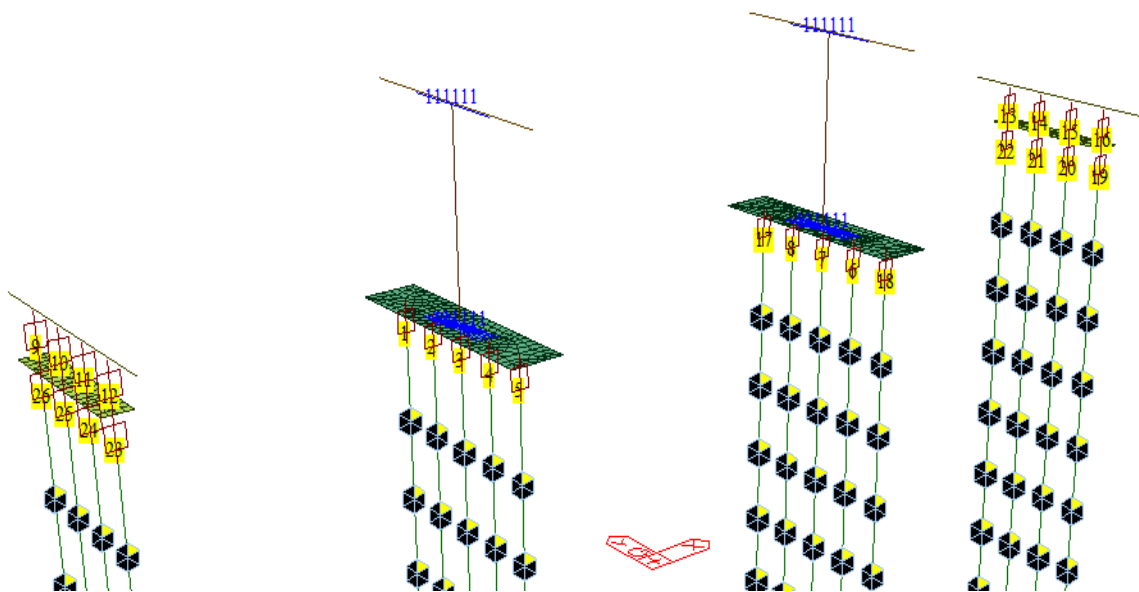


# เปรียบเทียบพฤติกรรม ของระบบ คาน - เสา เพื่อออกแบบคานสะพาน





สรุป MODEL ที่พฤติกรรมใกล้เคียงมากที่สุด



D) DESIGN SUBSTRUCTURE

Lateral Force at PILE =  $200 \times 5.20 \times 0.80$  = 832 kg

Drift Load แรงปะทะจากแพซัง  
6000 kg ( กรมทางหลวง )

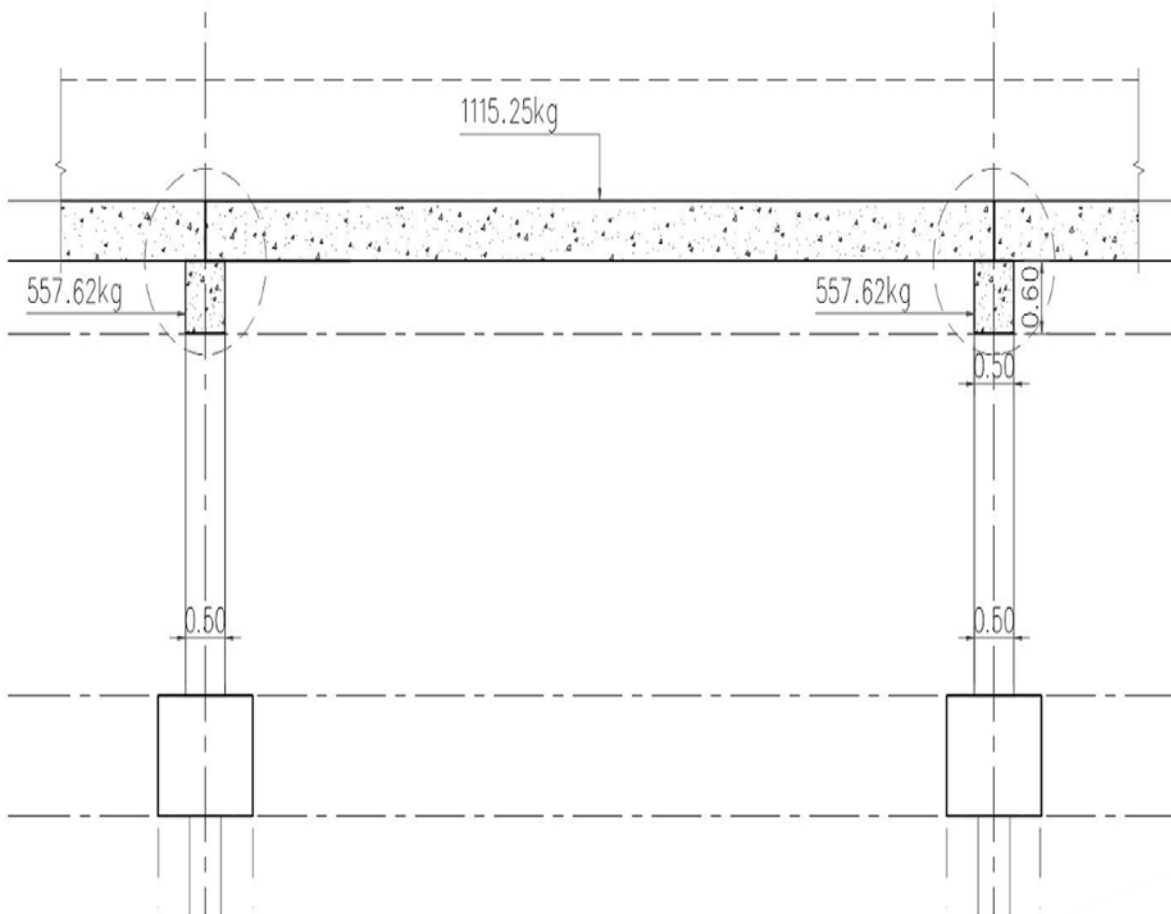
รวม Later force = 6832 kg

Traction force ( AASHTO )

5% of Lane load บนทุกเลนที่มีอยู่รวมกับ Concentrate loading moment  
=  $5\% [ ( 10,900 / 1.819 ) \times 5.20 + 18000 ] / 2.204$   
= 1,115.24 kg-m

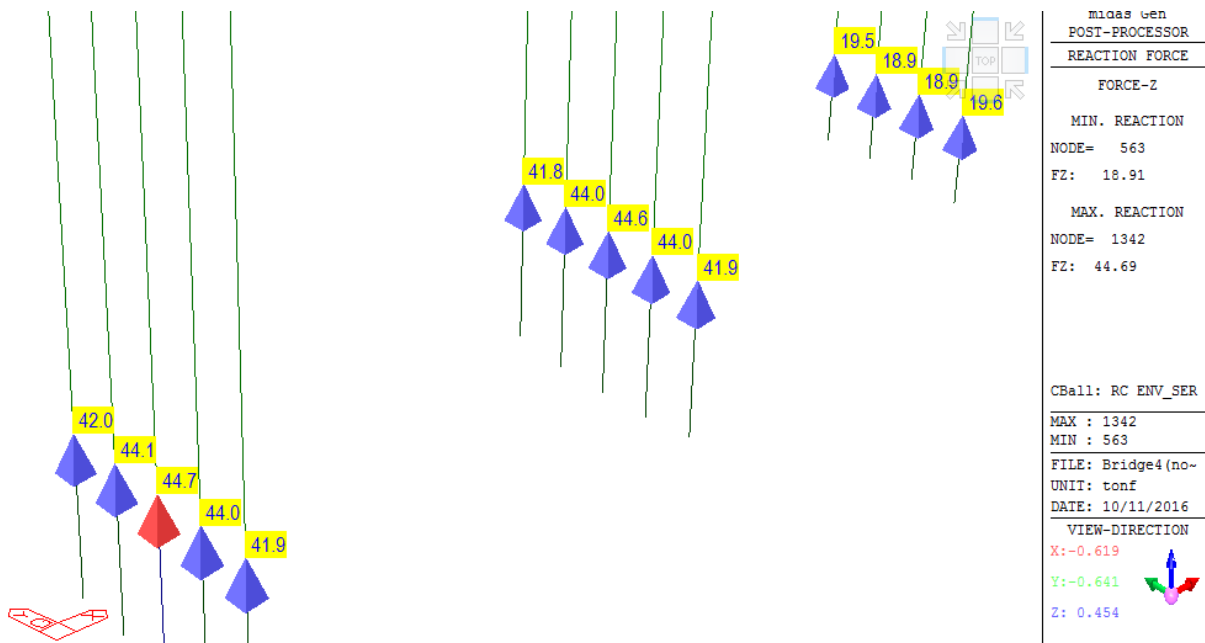
แรงตกจะเกิดแรงยันที่เสาเข็ม

แรงกระทำที่ คาน = 557.62 kg



Moment at top pile	=	1840.146 kg
no. of Pile	=	5 nos
M-pile	=	368.03 kg-m / Pile
แรงกระทำต่อเสาเข็มแต่ละต้น ;	V =	226.10 / 5 = 45.22 kg
	M =	368.03 kg-m / Pile

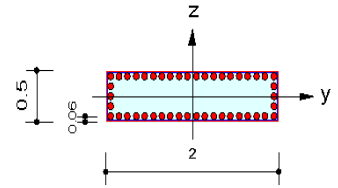
ตรวจสอบแรงแนวตั้งที่ถ่ายลงเสาเข็ม max 45 T / pile



# ออกแบบคานสะพาน

## 1. Design Condition

Design Code : ACI318-11 UNIT SYSTEM tonf, m  
 Member Number : 672 (PM), 672 (Shear)  
 Material Data :  $f_c = 2400$ ,  $f_y = 40788.6$ ,  $f_{ys} = 40788.6$  tonf/m<sup>2</sup>  
 Column Height : 2.5 m  
 Section Property : Pier (No : 31)  
 Rebar Pattern : 46 - 5 - P20  $A_{st} = 0.0144514$  m<sup>2</sup> ( $R_{host} = 0.014$ )



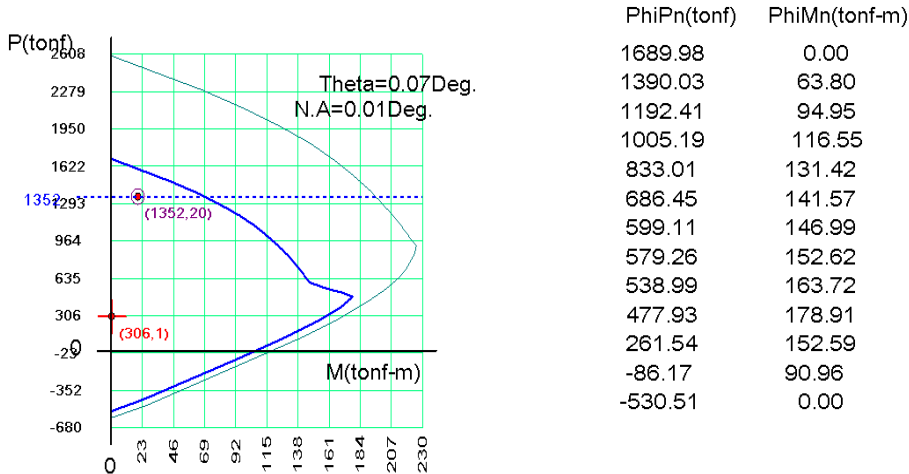
## 2. Applied Loads

Load Combination : 1 AT (I) Point  
 $P_u = 305.701$  tonf  $M_{cy} = -0.6182$  tonf-m  $M_{cz} = -0.0007$  tonf-m  
 $M_c = \text{SQRT}(M_{cy}^2 + M_{cz}^2) = 0.61820$  tonf-m

## 3. Axial Forces and Moments Capacity Check

Concentric Max. Axial Load	$\Phi P_n$ -max	= 1351.98 tonf	
Axial Load Ratio	$P_u/\Phi P_n$	= 305.701 / 1351.98	= 0.226 < 1.000 ..... O.K
Moment Ratio	$M_c/\Phi M_n$	= 0.61820 / 20.2842	= 0.030 < 1.000 ..... O.K
	$M_{cy}/\Phi M_{ny}$	= -0.6182 / 20.2841	= 0.030 < 1.000 ..... O.K
	$M_{cz}/\Phi M_{nz}$	= -0.0007 / 0.02412	= 0.031 < 1.000 ..... O.K

## 4. P-M Interaction Diagram



## 5. Shear Force Capacity Check ( End )

Applied Shear Strength  $V_u = 0.91476$  tonf (Load Combination : 1)  
 Design Shear Strength  $\Phi V_c + \Phi V_s = 65.6867 + 20.2981 = 85.9847$  tonf ( $A_{s-H\_use} = 0.00151$  m<sup>2</sup>/m, 2-P)  
 Shear Ratio  $V_u/\Phi V_n = 0.011 < 1.000$  ..... O.K

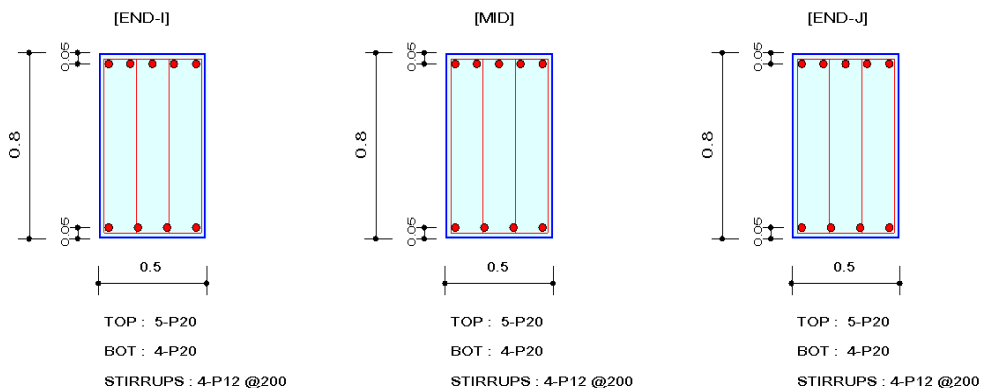
## 6. Shear Force Capacity Check ( Middle )

Applied Shear Strength  $V_u = 0.91476$  tonf (Load Combination : 1)  
 Design Shear Strength  $\Phi V_c + \Phi V_s = 65.8486 + 11.4143 = 77.2629$  tonf ( $A_{s-H\_use} = 0.00085$  m<sup>2</sup>/m, 2-P)  
 Shear Ratio  $V_u/\Phi V_n = 0.012 < 1.000$  ..... O.K

## 1. Design Information

Design Code	: ACI318-11	Unit System	: tonf, m
Material Data	: $f_c = 2400$ , $f_y = 40788.6$ , $f_{ys} = 40788.6$ tonf/m <sup>2</sup>		
Section Property	: BB (No : 2)	Beam Span	: 5.2 m

## 2. Section Diagram



## 3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	1	1	1
Moment (Mu)	17.69	19.82	17.72
Factored Strength (PhiMn)	41.33	41.33	41.33
Check Ratio (Mu/PhiMn)	0.4279	0.4795	0.4288
(+) Load Combination No.	1	1	1
Moment (Mu)	1.69	2.57	1.69
Factored Strength (PhiMn)	33.38	33.38	33.38
Check Ratio (Mu/PhiMn)	0.0506	0.0770	0.0507
Using Rebar Top (As_top)	0.0016	0.0016	0.0016
Using Rebar Bot (As_bot)	0.0013	0.0013	0.0013

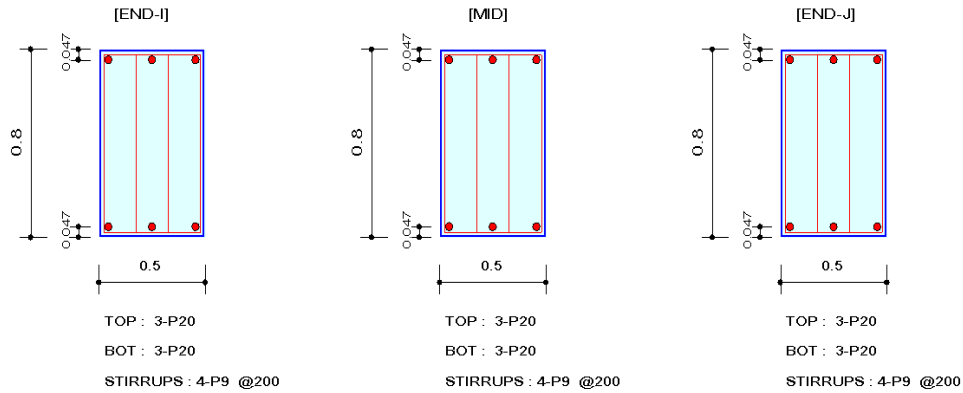
## 4. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	1	1	1
Factored Shear Force (Vu)	41.77	41.84	41.84
Shear Strength by Conc.(PhiVc)	23.11	23.11	23.11
Shear Strength by Rebar.(PhiVs)	51.90	51.90	51.90
Using Shear Reinf. (AsV)	0.0023	0.0023	0.0023
Using Stirrups Spacing	4-P12 @200	4-P12 @200	4-P12 @200
Check Ratio	0.5570	0.5578	0.5578

## 1. Design Information

Design Code : ACI318-11 Unit System : tonf, m  
 Material Data :  $f_c = 2400$ ,  $f_y = 40788.6$ ,  $f_{ys} = 40788.6 \text{ tonf/m}^2$   
 Section Property : BB1 (No : 3) Beam Span : 5.2 m

## 2. Section Diagram



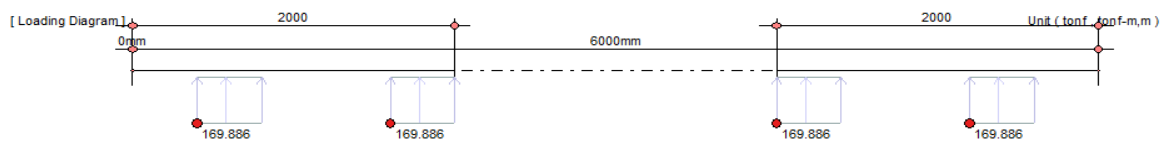
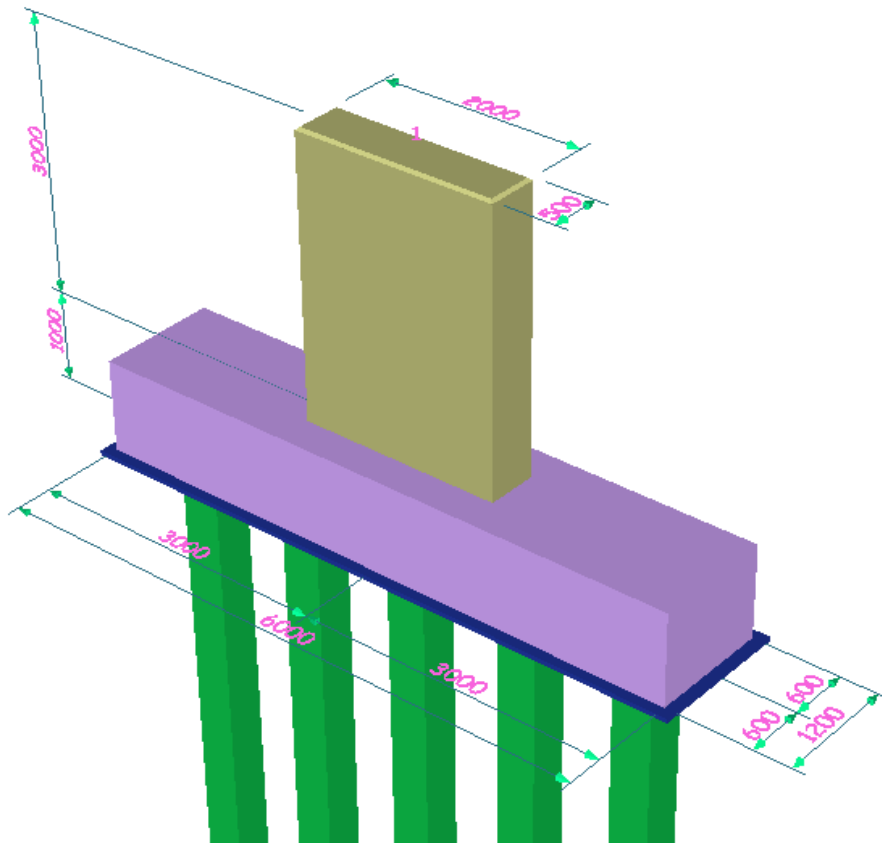
## 3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	1	1	1
Moment (Mu)	3.92	5.73	3.94
Factored Strength ( $\Phi M_n$ )	25.40	25.40	25.40
Check Ratio ( $M_u/\Phi M_n$ )	0.1545	0.2257	0.1552
(+) Load Combination No.	1	1	1
Moment (Mu)	0.06	0.00	0.06
Factored Strength ( $\Phi M_n$ )	25.40	25.40	25.40
Check Ratio ( $M_u/\Phi M_n$ )	0.0022	0.0000	0.0022
Using Rebar Top ( $A_{s\_top}$ )	0.0009	0.0009	0.0009
Using Rebar Bot ( $A_{s\_bot}$ )	0.0009	0.0009	0.0009

## 4. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	1	1	1
Factored Shear Force ( $V_u$ )	3.49	3.51	3.51
Shear Strength by Conc. ( $\Phi V_c$ )	23.20	23.20	23.20
Shear Strength by Rebar. ( $\Phi V_s$ )	29.30	29.30	29.30
Using Shear Reinf. ( $A_{sV}$ )	0.0013	0.0013	0.0013
Using Stirrups Spacing	4-P9 @200	4-P9 @200	4-P9 @200
Check Ratio	0.0665	0.0669	0.0669

# ออกแบบฐานราก





## 5. DESIGN OF FOOTING

### 5.1 DESIGN MOMENT AND SHEAR FORCE

Footing design is in accordance with ultimate strength method at footing bottom.

Calculated total pier load as

$$\Sigma Q = \Sigma Fz - \text{Self Weight Factor} \times (\text{Soil Weight} + \text{Footing Weight})$$

Ft.Name : Footing Name , Sec.Name : Strip Name for Footing Reinforcement Design

Dir. : Direction , L.Comb. : Load Combination Index , Sl or Sw : Strip X or Y width

#### 5.1.1 Data

Unit( mm , tonf , tonf-m )

Ft.Name	Sec.Nam	Dir.	L.Comb.	Fl or Fw	Sl or Sw	$\Sigma Fz$	$\Sigma M$	$\Sigma Q$
F1 (p)	S1	X	2	6000.00	1200.00	342.191	0.00	315.580
	S1	Y	2	1200.00	6000.00	342.191	0.000	315.580

#### 5.1.2 Design Parameters

Yield Strength - D9 ~ D16 :  $f_y1$  , D19 ~ :  $f_y2$

$f_{cl}$  : Clear Cover for edge of footing reinforcement

$f_{clt}$  : Clear Cover for top of footing reinforcement

$f_{pcb}$  : Clear Cover for bottom of footing reinforcement (Pile Foundation)

Loc. : Location of Critical Point from left side of footing

Unit(kgf/cm<sup>2</sup>,mm)

$\phi$ (Flexure)	$\phi$ (Shear)	$f_c$	$f_y1$	$f_y2$	$f_{cl}$	$f_{clt}$	$f_{pcb}$
0.9	0.85	240.00	3000.00	4000.00	75.0	75.0	130.0

## 5.2 REQUIRED REINFORCEMENT

### 5.2.1 Reinforcement Formula

- Shrinkage and temperature reinforcement ---- ACI CODE 7.12.2

$$A_s \geq \text{fac} \cdot b \cdot h \quad , \text{fac} = \text{following}$$

Area of shrinkage and temperature reinforcement shall provide at least the following ratio of reinforcement area to gross concrete area, but not less than 0.0014

(a) Slabs where Grade 40 or 50 deformed bars are used .....0.0020

(b) Slabs where Grade 60 deformed bars or welded wire reinforcement are used.....0.0018

(c) Slabs where reinforcement with yield stress exceeding 60,000 psi measured at a yield strain of 0.35 percent is used .....  $\frac{0.0018 \times 60,000}{f_y}$

- Required Reinforcement by Analysis

$$A_s \geq A_{s2}$$

- At every section of flexural members where tensile reinforcement is required

$$A_s \geq A_{s5} \geq A_{s4} \quad \text{---- ACI Eq (10-3)}$$

- The requirements of Eq (10-3) need not be applied, if every section  $A_s$  provided is at least one -third greater than that required by analysis ---- ACI CODE 10.5.3

$$A_{s2} = \rho_{req} \cdot b \cdot d$$

$$A_{s3} = 1.333 \rho_{req} \cdot b \cdot d$$

$$A_{s4} = \frac{200}{f_y} \cdot b \cdot d$$

$$A_{s5} = \frac{3 \sqrt{f_{ck}}}{f_y} \cdot b \cdot d$$

$$A_{smax} = 0.75 \rho_b \cdot b \cdot d$$

$$\rho_b = 0.85 \times \beta_1 \times \frac{f_{ck}}{f_y} \times \frac{0.003 \times E_s}{0.003 \times E_s + f_y}$$

Selected As = Max ( As<sub>1</sub> , As<sub>2</sub> , Min ( As<sub>3</sub> , Max ( As<sub>4</sub> , As<sub>5</sub> ) ) )

If Selected As < Using As < Asmax , then OK!!

Note : The reinforcement is calculated bases on the maximum moment under the foundation in each direction.

But, the 'ISO', 'OCT', 'HEX', 'COMB', 'TANK1' foundations are calculated as face pier

Where,

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} , \phi = 0.9 , \rho_{req} = \frac{0.85 \cdot f_{ck}}{f_y} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85 f_{ck}}} \right)$$

## 5.2.2 Check of Footing Reinforcement

● Footing Name : F1 GroupType : Isolated

- X direction (All Width)

Sec.Name	L.Comb.		Using Bar (mm)	Loc. (m)	Width b (m)	d (cm)	As (cm <sup>2</sup> )
S1	2	top	8 - D20 @ 150	3.000	1.200	131.500	25.133
	2	botom	8 - D25 @ 150	4.000	1.200	125.750	39.270

Sec.Name	L.Comb.		Mu (tonf-m)	Rn	ρ.Req
S1	2	top	-	-	-
	2	bottom	111.823	6.548	0.0017

Sec.Name	L.Comb.		As <sub>1</sub> (cm <sup>2</sup> )	As <sub>2</sub> (cm <sup>2</sup> )	As <sub>3</sub> (cm <sup>2</sup> )	As <sub>4</sub> (cm <sup>2</sup> )	As <sub>5</sub> (cm <sup>2</sup> )	Asmax(cm <sup>2</sup> )
S1	2	top	15.120	-	-	55.472	48.615	482.418
	2	bottom	15.120	25.111	33.474	53.047	46.490	461.323

Sec.Name	L.Comb.		Using As(cm <sup>2</sup> )	Select As(cm <sup>2</sup> )	Result
S1	2	top	25.133	15.120	OK
	2	bottom	39.270	33.474	OK

- Y direction (All Width)

Sec.Name	L.Comb.		Using Bar (mm)	Loc. (m)	Width b (m)	d (cm)	As (cm <sup>2</sup> )
S1	2	top	31 - D20 @ 200	0.600	6.000	129.000	97.389
	2	botom	31 - D25 @ 200	0.600	6.000	123.250	152.171

Sec.Name	L.Comb.		Mu (tonf-m)	Rn	ρ.Req
S1	2	top	-	-	-
	2	bottom	-	-	-

Sec.Name	L.Comb.		As <sub>1</sub> (cm <sup>2</sup> )	As <sub>2</sub> (cm <sup>2</sup> )	As <sub>3</sub> (cm <sup>2</sup> )	As <sub>4</sub> (cm <sup>2</sup> )	As <sub>5</sub> (cm <sup>2</sup> )	Asmax(cm <sup>2</sup> )
S1	2	top	75.600	-	-	272.088	238.455	2366.231
	2	bottom	75.600	-	-	259.960	227.826	2260.759

Sec.Name	L.Comb.		Using As(cm <sup>2</sup> )	Select As(cm <sup>2</sup> )	Result
S1	2	top	97.389	75.600	OK
	2	bottom	152.171	75.600	OK

## 5.3 ONE WAY SHEAR FORCE

### 5.3.1 One-Way Shear Formula

ACI 318-05 CODE 11.3.1.1

- For members subject to shear and flexure only.

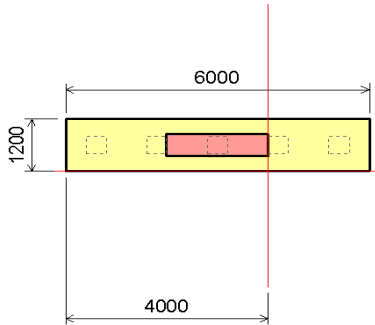
-  $\phi V_c = 0.85 \cdot 2 \sqrt{f_{ck}} B'w d$  (eq 11-3)

-  $V_u \leq \phi V_c$ , then OK!!

### 5.3.2 Check of One-Way Shear

☉ Footing Name : F1 GroupType : Isolated PileType : True

Unit : mm



- X direction One-Way Shear (All Width)

Sec.Name	L.Comb.	Loc. (mm)	d (mm)	BW (mm)	$\phi V_c$ (tonf)	$V_u$ (tonf)	Result
S1	2	4000	1257.5	1200	105.375	139.779	OK

- Y direction One-Way Shear (All Width)

Sec.Name	L.Comb.	Loc. (mm)	d (mm)	BW (mm)	$\phi V_c$ (tonf)	$V_u$ (tonf)	Result
S1	2	0	1232.5	6000	516.399	0	OK

## 5.4 TWO WAY SHEAR FORCE

### 5.4.1 Two-Way Shear Formula

$V_u = \Sigma Fz \cdot \text{Shade Ratio}$

(a)  $\phi V_{c1} = 0.85 \cdot 2 \cdot (1 + 2/\beta_c) \sqrt{f_{ck}} b_o \cdot d$  (eq 11-33) <- Vc1

(b)  $\phi V_{c2} = 0.85 \cdot 2 \cdot (1 + \alpha_s d / 2 b_o) \sqrt{f_{ck}} b_o \cdot d$  (eq 11-34) <- Vc2

(c)  $\phi V_{c3} = 0.85 \cdot 4 \sqrt{f_{ck}} b_o \cdot d$  (eq 11-35) <- Vc3

$\phi V_c = \text{Min}(\phi V_{c1}, \phi V_{c2}, \phi V_{c3})$  ACI 318-05 CODE 11.12.2.1

$V_u \leq \phi V_c$ , then OK

where

$\beta$  = ratio of long side to short side of the column, concentrated load or reaction area

$\alpha_s = 40$  for interior colimns

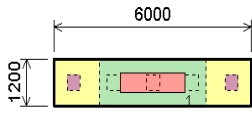
= 30 for edge columns

= 20 for corner columns

$b_o$  = perimeter of critical section

Shade Ratio =  $\frac{\text{Footing Area} - \text{Punching Area}}{\text{Footing Area}}$

## 5.4.2 Check of Two-WayShear

	Ft.Name	F1	Punching Area	39090.070 cm <sup>2</sup>
	Pr.Name	1	Pile effect	2 / 5
	Shape	Rectangle	$\phi$ Vc1	316.124 tonf
	L.Comb.	2	$\phi$ Vc2	1314.988 tonf
	PI	2000 mm	$\phi$ Vc3	421.499 tonf
	Pw	500 mm	$\phi$ Vc	316.124 tonf
	bo / d	2400 / 1257.5 mm	Vu	126.232 tonf
	$\beta c / \alpha s$	4 / 20	Result	OK

## 5.5 PILE PUNCHING SHEAR FORCE

### 5.5.1 Pile Punching Shear Formula

$V_u = \Sigma Fz \cdot \text{Shade Ratio}$

(a)  $\phi V_{c1} = 0.85 \cdot 2 \cdot (1 + 2/\beta_c) \sqrt{f'_c} b_o \cdot d$  (eq 11-33)  $< V_{c1}$

(b)  $\phi V_{c2} = 0.85 \cdot 2 \cdot (1 + \alpha_s d / 2 b_o) \sqrt{f'_c} b_o \cdot d$  (eq 11-34)  $< V_{c2}$

(c)  $\phi V_{c3} = 0.85 \cdot 4 \sqrt{f'_c} b_o \cdot d$  (eq 11-35)  $< V_{c3}$

$\phi V_c = \text{Min}(\phi V_{c1}, \phi V_{c2}, \phi V_{c3})$  ACI 318-05 CODE 11.12.2.1

$V_u \leq \phi V_c$ , then OK

where

$\beta$  = ratio of long side to short side of the column, concentrated load or reaction area

$\alpha_s = 40$  for interior columns

= 30 for edge columns

= 20 for corner columns

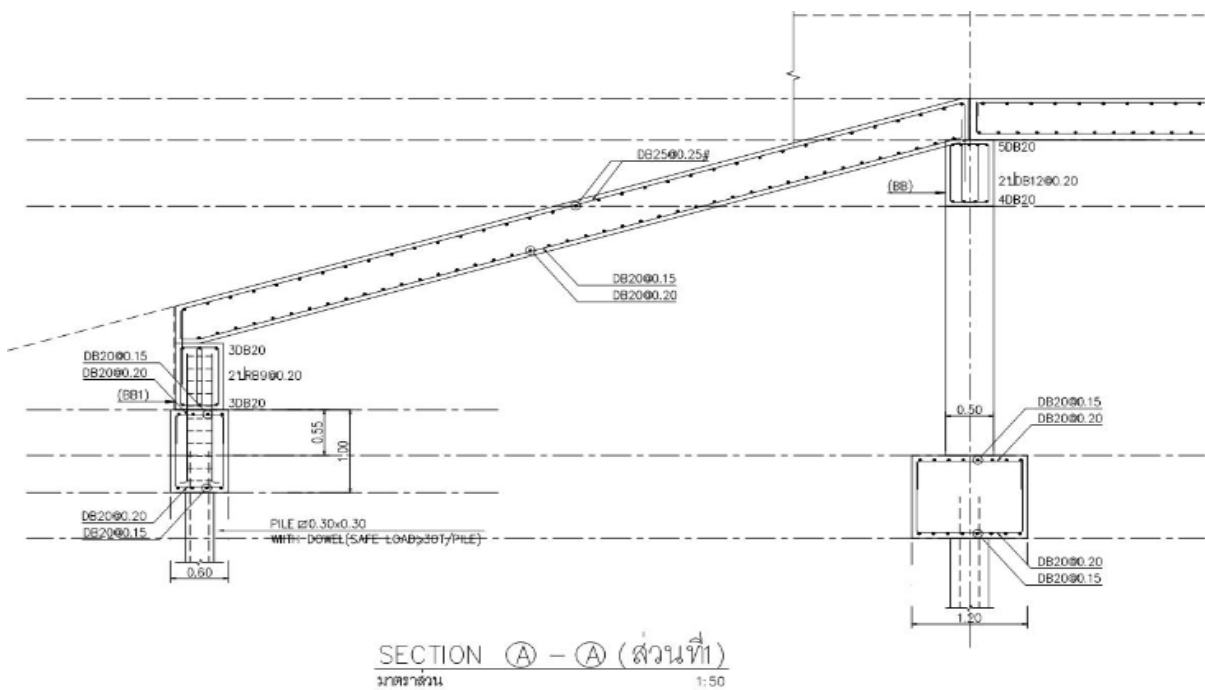
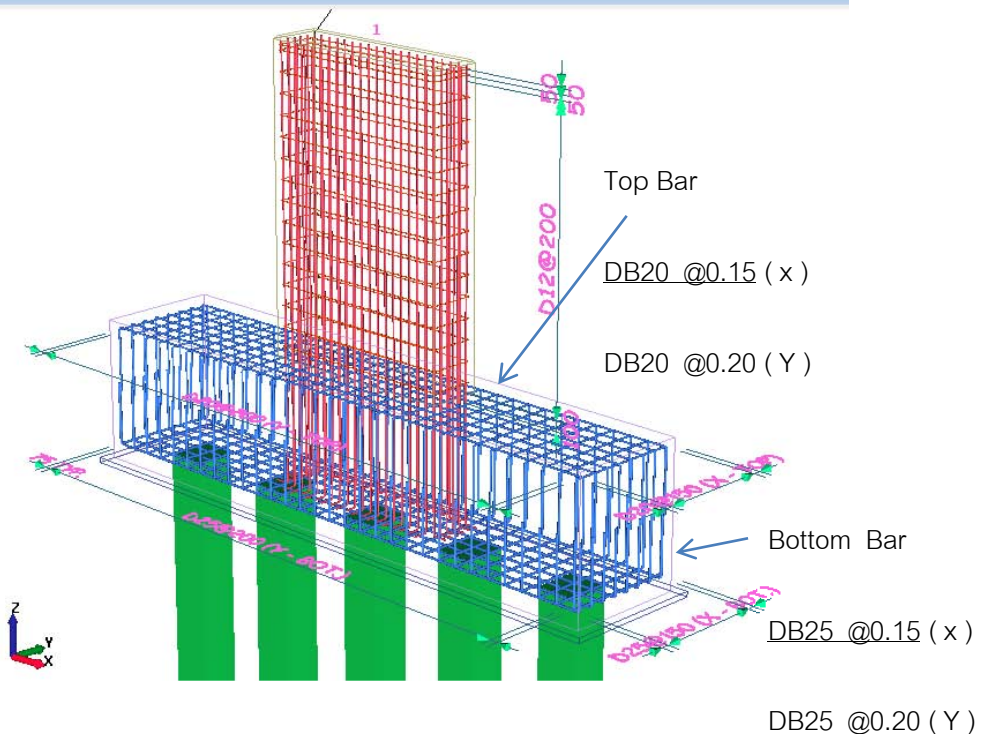
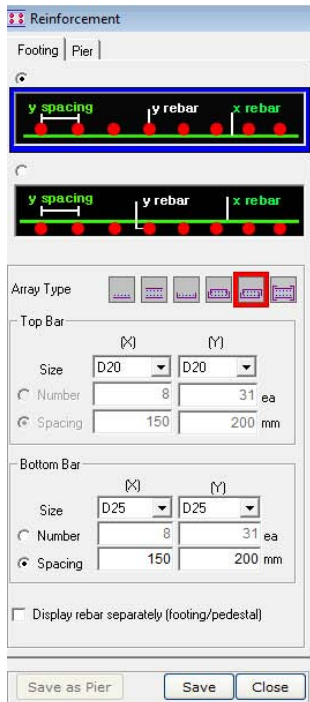
$b_o$  = perimeter of critical section

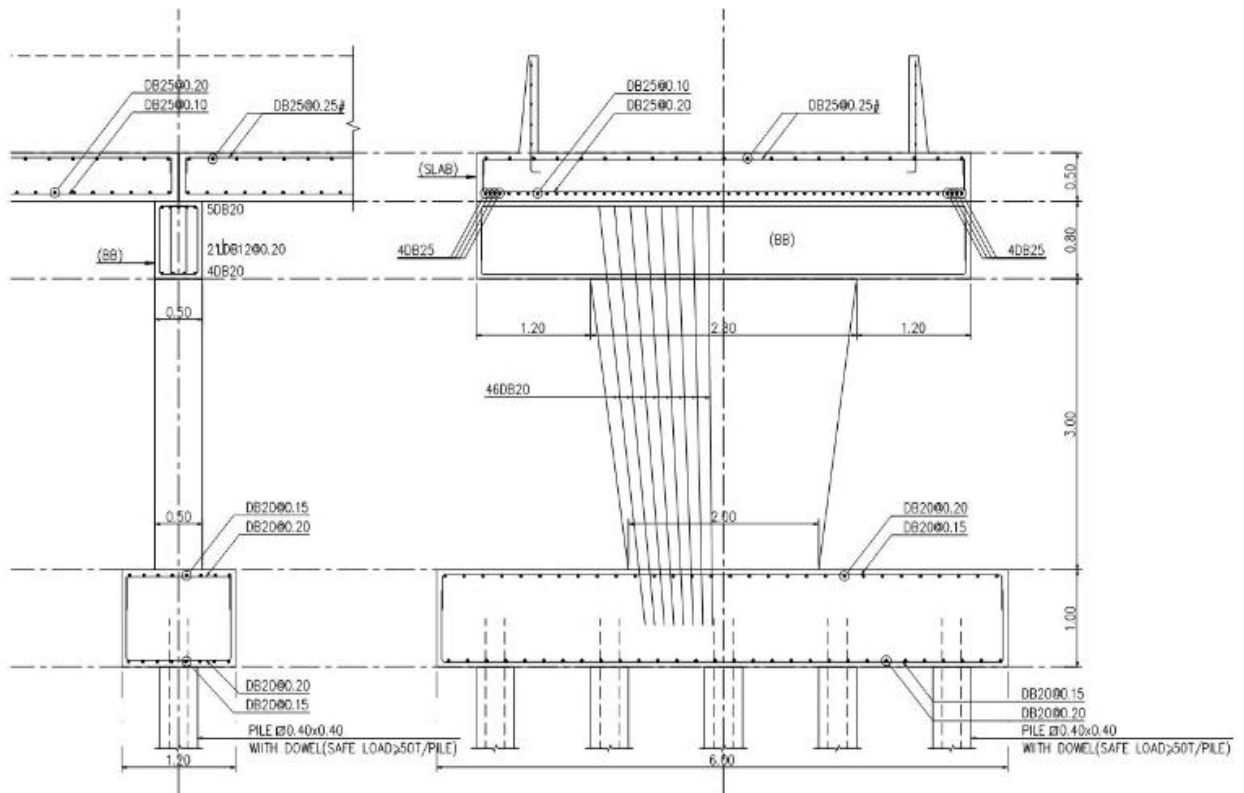
$$\text{Shade Ratio} = \frac{\text{Footing Area} - \text{Punching Area}}{\text{Footing Area}}$$

### 5.5.2 Check of Pile Punching Shear

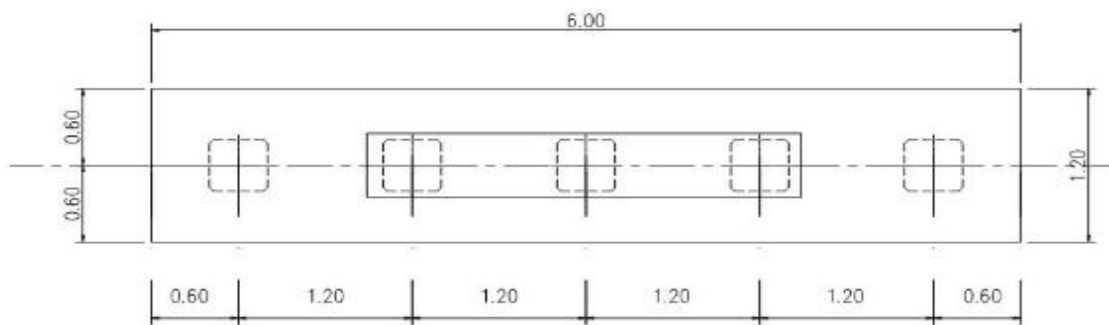
	Ft.Name	F1	Punching Area	21264.380 cm <sup>2</sup>
	Pile No.	4	$\beta c / \alpha s$	1 / 20
	Shape	Square	$\phi$ Vc1	316.124 tonf
	L.Comb.	2	$\phi$ Vc2	1209.613 tonf
	PileName	40PHC Pile	$\phi$ Vc3	210.749 tonf
	Diameter	400mm	$\phi$ Vc	210.749 tonf
	bo	1200mm	Vu	69.890 tonf
	d	1257.5mm	Result	OK



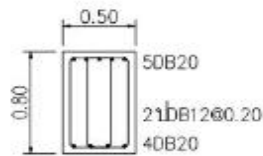




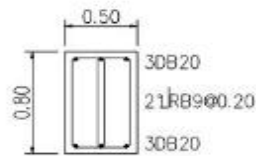
SECTION (A) - (A) (ส่วนที่ 2)  
 มาตรฐาน 1:50



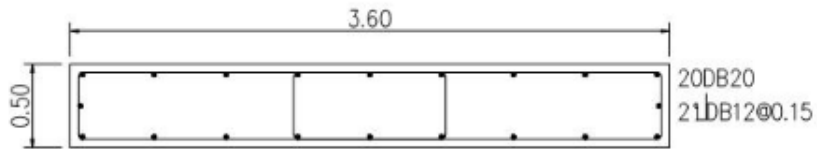
PLAN FOOTING F1  
 มาตรฐาน 1:20



DETAIL OF BB  
 มาตรฐาน 1:20

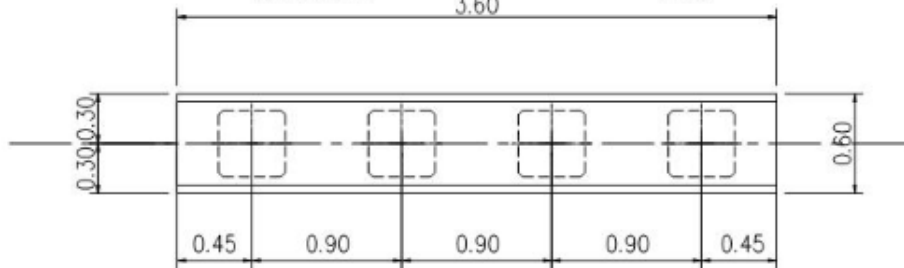


DETAIL OF BB1  
 มาตรฐาน 1:20



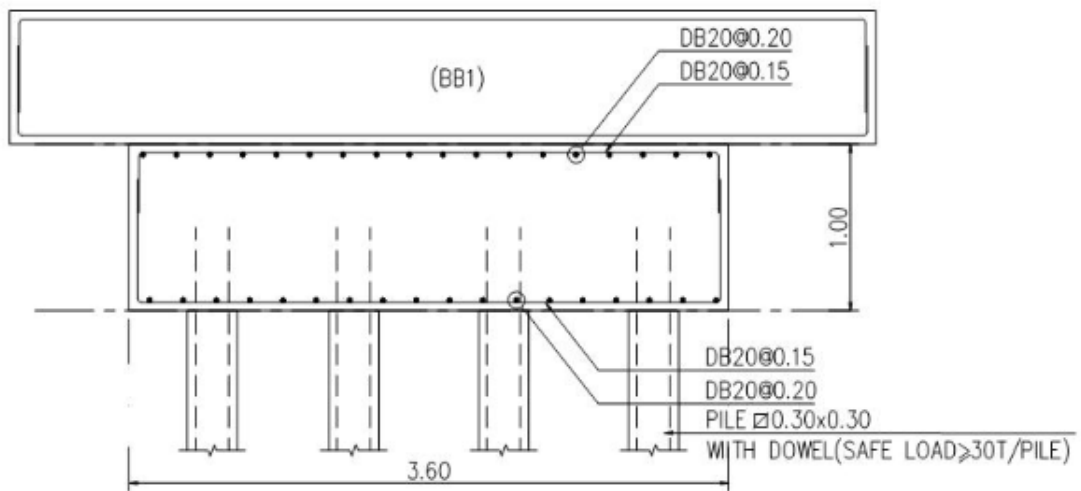
DETAIL COLUMN C2

มาตราส่วน 1:50



PLAN FOOTING F2

มาตราส่วน 1:50



SECTION FOOTING F2