

Первые сведения об обнаружении крена башни относятся к 1910 году. В последующем наблюдения производились нерегулярно различными организациями. В таблице I сведены все имеющиеся данные по наблюдениям за креном башни.

Таблица 1.

Год наблюдения, организация выполнившая измерения, точка отсчета.	Величина крена в мм	Приращение крена в мм/год
1910г. Константиновский межевой институт. Точка отсчета - яблоко шпиля.	1220мм	
1930г. Московское аэрогеодезическое предприятие. Точка отсчета - яблоко шпиля.	1280мм	Между 1910 и 1930 годами по 2 мм/год
1941г. Топограф Н.Н. Несмелов. Точка отсчета - яблоко шпиля.	1460мм	Между 1930 и 1941 годами по 16 мм/год
20 апреля 1946г. Точка отсчета - яблоко шпиля.	1640мм	Между 1941 и 1946 годами по 36 мм/год
20 июня 1947г. Точка отсчета - яблоко шпиля.	1610мм	
26 октября 1948 г.	1630мм	
6 сентября 1949г. Точка отсчета - яблоко шпиля.	1660мм	
3 июня 1951г. Точка отсчета - яблоко шпиля.	1640мм	
27 июля 1952г. Точка отсчета - яблоко шпиля.	1690мм	
5 апреля 1954г. Точка отсчета - яблоко шпиля.	1700мм	
18 августа 1954г. Точка отсчета - яблоко шпиля.	1690мм	
27 октября 1954г. Точка отсчета - яблоко шпиля.	1670мм	
17 мая 1955г. Точка отсчета - яблоко шпиля.	1660мм	

31 августа 1956г. Точка отсчета -яблоко шпиля.	1660мм	
6 мая 1957г. Точка отсчета - яблоко шпиля.	1650мм	Между 1946 и 1957 годами по 1 мм/год
В 1985-1987 годы по заказу Министерства культуры ТАССР трестом «Союзгидроспецстрой» выполнено усиление фундаментов буроньекционными сваями.		
7 июня 1989 г. Казанский инженерно-строительный институт	1919мм +8мм	Между 1957 и 1989 годами по 8,7 мм/год
3 июля 1989 г. Казанский инженерно-строительный институт	1935мм +16мм	
12 августа 1989 г. Казанский инженерно-строительный институт	1932мм +17мм	
20 сентября 1989 г. Казанский инженерно-строительный институт	1902мм +50мм	
12 октября 1989 г. Казанский инженерно-строительный институт	1933мм +4мм	
10 ноября 1989 г. Казанский инженерно-строительный институт	1938мм +4мм	
6 декабря 1989 г. Казанский инженерно-строительный институт	1944мм +10мм	
4 июня 1990 г. Казанский инженерно-строительный институт	1933мм +12мм	
2 июля 1990 г. Казанский инженерно-строительный институт	1915мм +37мм	

15 августа 1990 г. Казанский инженерно-строительный институт	1934мм -+38мм	
17 сентября 1990 г. Казанский инженерно-строительный институт	1920мм	
26 сентября 1990 г. Казанский инженерно-строительный институт	1937мм	
1 октября 1990 г. Казанский инженерно-строительный институт	1935мм -+10мм	
3 ноября 1990 г. Казанский инженерно-строительный институт	1931мм -+11мм	
4 декабря 1990 г. Казанский инженерно-строительный институт	1940мм -+10мм	

В 1989-1990-ые годы работы по усилению фундаментов буроинъекционными сваями были продолжены и завершены. В работе [8] на основании наблюдений с июня 1989 г. по декабрь 1990г делается вывод, что крен башни стабилизировался.

Сентябрь 2001 г. «Татинвестгражданпроект»	1990 мм	Между 1990 и 2001 годами по 5 мм/год
Июнь 2002 г. «Татинвестгражданпроект»	2023 мм	Между 2001 и 2002 годами по 33 мм/год
Октябрь 2002 г. «Татинвестгражданпроект»	2026 мм	
Декабрь 2003 г. «Татинвестгражданпроект»	2025 мм	Между 2002 и 2003 годами по 2 мм/год
		Между 1990 и 2003 годами сред- няя скорость

		приращения кrena 6,53 мм/год
		Между 1910 и 2003 годами сред- няя скорость приращения кrena 8,65 мм/год

В 1947-ом году производилось также нивелирование швов кирпичной кладки по ярусам, результаты которого приведены в таблице 2.

Таблица 2.

Расположение шва кирпичной кладки	Наклон к горизонту	Направление наклона (дирекционный угол)
1 ярус, южный пилон	$1^{\circ} 21'$	74°
1 ярус, северный пилон	$0^{\circ} 48'$	84°
2 ярус, четверик	$1^{\circ} 12'$	90°
1 ярус, верхняя поверхность парапета.	$0^{\circ} 35'$	104°
2 ярус, верхняя поверхность парапета.	$1^{\circ} 32'$	102°
3 ярус, верхняя поверхность парапета.	$1^{\circ} 17'$	106°

Выполненный анализ результатов измерения крена башни показывает:

- 1) средняя скорость приращения крена башни за полный период наблюдений между 1910-2003-ыми годами составляет 8,65 мм/год;
- 2) максимальная скорость приращения крена по результатам наблюдений имела место между 1941 и 1946-ыми годами по 36 мм/год и между 2001 и 2002-ыми годами по 33 мм/год;
- 3) минимальная скорость приращения крена по результатам наблюдений имела место между 1910 и 1930-ыми годами по 2 мм/год и между 1946 и 1957-ыми годами по 1 мм/год;
- 4) средняя скорость приращения крена после усиления буроинъекционными сваями между 1990 и 2003-ими годами составила 6,53 мм/год при этом имело место между 2001 и 2002-ыми годами одно из максимальных наблюдаемых приращений - 33 мм/год.

Так как измерения крена производились различными приемами и различной точностью, объективно достоверными следует признавать результаты обобщений только за длительный период наблюдений.

Просадка фундаментов башни и вызванный этим ее крен могли произойти вследствие действия одной или нескольких причин:

- 1) просадки грунтов основания под фундаментом из-за значительного удельного давления на грунт до $8 \text{ кг}/\text{см}^2$;
- 2) деформаций сжатия и нарушений целостности самого фундамента, выполненного из плоского бутового камня с заполнением пустот щебнем и грунтом;
- 3) общей подвижки холма, на котором расположена башня.

Наиболее известной из наклонных башен является Пизанская башня в Италии. Наклон Пизанской башни в 1992-ом году составлял 4,5 м при высоте башни 60м. По результатам конкурса, со значительным призовым фондом, были отобраны наиболее приемлемые технические решения по усилению башни. К настоящему времени выполнены работы по усилению надземной части металлическим каркасом, усилен фундамент массивным железобетонным кольцом, выполнено закрепление грунта основания цементным раствором. Из под фундамента башни с северного направления, противоположного направлению наклона, маленькими объемами около 2 мешков в сутки произведена выемка грунта специальным механизмом общим объемом 37 кубических метров. После производства этих работ измерения показали, что наклон башни стабилизировался, а затем постепенно башня выпрямилась на 40см, что соответствует положению башни 1700 года.

2. Результаты обследования несущих конструкций башни 2004 года.

2.1. Дефекты и повреждения несущих конструкций 1-7-ых ярусов

Таблица 3.

Местоположение дефекта или повреждения	Основные параметры дефектов или повреждений	Примечания
1 ярус башни	<p>1.1 Выветривание и выкрашивание (в смысле крошиться) кирпича и раствора.</p> <p>1.2. Выдолблины (в смысле выдалбливать) над буроинъекционными сваями.</p> <p>1.3. Разрушение кладки в дверных проемах.</p> <p>1.4. Трешины в местах примыкания пилasters.</p>	

	<p>1.5. Разрушение цокольной части кладки.</p> <p>1.6. Деформации ослабления наружных стальных обойм.</p> <p>1.7. Разрыв подарочной железной тяги.</p> <p>1.8. Трещины в кладке ниши за входной дверью в башню шириной раскрытия до 4 мм</p>	
2 ярус	<p>2.1. Макро трещины в основном массиве кладки башни.</p> <p>2.2. Повреждения гнилью бревна перекрытия над 2 ярусом.</p> <p>2.3. Выветривание и выкрашивание кирпича и раствора.</p>	<p>2.2. Установить дополнительные маяки для наблюдения за развитием трещин.</p> <p>2.2. Заменить бревно перекрытия, все деревянные конструкции антисептировать.</p>
3 ярус	<p>3.1. Выветривание и выкрашивание кирпича и раствора.</p> <p>3.2. Трещины в кладке арок оконных проемов.</p>	
4 ярус	<p>4.1. Выветривание и выкрашивание кирпича и раствора.</p> <p>4.2. Микротрещины в кладке арок проемов.</p> <p>4.3. При ремонте кладки с заменой кирпичей использован кирпич низкого качества.</p>	
5 ярус	<p>5.1. Сквозные горизонтальные трещины в кладке арок оконных проемов в североизападной стороне.</p> <p>5.2. Выветривание и выкрашивание кирпича и раствора.</p>	
6 ярус	<p>6.1. Микротрещины в кладке кону-</p>	

	са.	
7 ярус	<p>7.1. Горизонтальные трещины в кладке арок оконных проемов.</p> <p>7.2. Разбиты стекла окон.</p> <p>7.3. Строительный мусор на площадках.</p>	

2. 2. Характеристики конструкционных материалов кладки.

Прочность и долговечность каменной кладки башни Сююмбеки определяется характеристиками составляющих конструкционных материалов.

Кирпич, использованный при строительстве, глиняный, пластического формования, хорошо обожженный и сильнообожженный, на звук звонкий.

Прочность кирпичей на сжатие определялась при помощи электронного измерителя прочности ИПС-МГ4, результаты измерений приведены в таблице

Таблица 4

№	Место измерения прочности кирпича	Прочность кирпича на сжатие по показаниям склерометра (кгс/см ²)
1	1 ярус	49-110
2	3 ярус	39-102
3	4 ярус	71-120

Раствор, использованный для кладки, известковый. Цвет раствора ярко белый. В местах постоянного воздействия влаги раствор потерял связность и легко крошится. Прочность раствора на сжатие определялась при помощи электронного измерителя прочности ИПС-МГ4, результаты измерений приведены в таблице 5.

Таблица 5

№	Место измерения прочности раствора	Прочность раствора на сжатие по показаниям склерометра (кгс/см ²)
1	1 ярус	19-26

Расчетное сопротивление кладки башни с учетом результатов измерений прочности кирпичей и раствора целесообразно принять равным 10 кгс/см²

	Собственный вес с учетом наклона башни	-0,40	-0,89
	Собственный вес с учетом наклона башни + ветровая нагрузка	-0,41	-1,54
7ярус отм 45,650 верхняя отм. яруса	Собственный вес без учета наклона башни	-0,05	-0,38
	Собственный вес с учетом наклона башни	-0,06	-0,39
	Собственный вес с учетом наклона башни + ветровая нагрузка	0,00	-1,07

3.2. Выводы по результатам расчетов.

1. Максимальные напряжения сжатия в кладке у основания 1 яруса башни без учета наклона башни составляет $\sigma_c = -7,42 \text{ кгс}/\text{см}^2$, для принятого расчетного сопротивления на сжатие кладки $R = 10 \text{ кгс}/\text{см}^2$ коэффициент запаса прочности $K_{np}=1,34$.

2. Максимальные напряжения сжатия в кладке у основания 1 яруса башни с учетом наклона башни составляет $\sigma_c = -9,36 \text{ кгс}/\text{см}^2$, коэффициент запаса прочности $K_{np}=1,07$.

3. Максимальные напряжения сжатия в кладке у основания 1 яруса башни с учетом наклона башни и ветровой нагрузки составляет $\sigma_c = -9,59 \text{ кгс}/\text{см}^2$, коэффициент запаса прочности $K_{np}=1,04$.

4. По результатам расчетов растягивающие напряжения имеют место в 7 ярусе башни $-\sigma_p = + 0,02 \text{ кгс}/\text{см}^2$. Растягивающие напряжения возникают при совместном учете крена и ветровой нагрузки. Наличие растягивающих напряжений в кладке башни является одним из признаков приближения к критическому состоянию.

5. При линейной интерполяции результатов расчета для принятого расчетного сопротивления на сжатие кладки $R = 10 \text{ кгс}/\text{см}^2$, без учета перераспределения напряжений от усиления фундаментов при предположении разрушения от напряжений сжатия основания 1 яруса критический угол башни составляет 2453мм. С учетом концентрации напряжений в районе входной ниши и концентрации напряжений на буроньекционными сваями существующее состояние

башни можно признать критическим. Вторым критическим участком является 7 ярус башни в кладке которой, при совместном учете крена и ветровой нагрузки, имеют место напряжения растяжения.

6. По результатам обследования и расчетов выявлены 3 критических участка в надземной кладке башни.

Первый участок - угол 1 яруса у входа в башню. На этом участке имеет место максимальное напряжение сжатия, возникшее вследствие сочетания трех факторов. Первый фактор - максимальное увеличение напряжений сжатия от крена башни; второй фактор - наличие ослабляющей тело кладки ниши и третий фактор - концентрированная отпорность буроинъекционных свай.

Второй критический участок расположен на 2 ярусе. Критичность этого участка возникла вследствие концентрации напряжений над и под оконными арками большого размера, расположеннымными в створе направления крена, и выражена в виде сквозных трещин.

Третий критический участок - 7 ярус башни, наиболее подверженный воздействию растягивающих напряжений, вследствие своей немассивности и отсутствия достаточного пригруза вышерасположенными конструкциями.

7. Технические решения, предложенные в проекте проектного института «Татаргражданпроект» «Пересчет усилий в конструкциях и проектирование затяжек башни Сююмбеки». 1991. Заказ №2462-КМ в целом целесообразны, но недостаточны

Для повышения надежности надземной кладки башни Сююмбеки считаем целесообразным выполнение следующих работ:

- устройство железобетонного ростверка в цокольной части 1 яруса для перераспределения концентрированной отпорности от буроинъекционных свай;

- усиление тела фундамента закачиванием цементного раствора в тело фундамента через горизонтальные отверстия;

- устройство дополнительных буроинъекционных свай;

- частичная заделка ниши у входа в башню с обеспечением связности;

- преднапряжение кирпичной кладки 7 яруса с установкой тяжей и передачей усилий от ветровой нагрузки и наклона на нижерасположенные ярусы; скрытое армирование кирпичной кладки по швам проволокой из легированной стали ;

- устройство тяжей в приарочных и подоконных участках 2 яруса;

- замена одной деревянной бревенчатой балки перекрытия 2 яруса.

8. По данным расчетов нормальные напряжения сжатия на основании 1 яруса находятся в пределах 2.94-9.59 кгс/см². Учитывая, что фундамент башни своими контурами повторяет основание 1 яруса , есть основание считать, что нагрузки на основание фундамента близки к этим значениям.

9. Сравнение результатов расчетов и принятых исходных данных с приведенными в книге Э. Генделя [7]

Показатели расчетов	Результаты данного отчета	Результаты Э.Генделя
Напряжения без учета наклона и ветра(кгс/см ²)	Максимальные 7,42кгс/см ² Минимальные 3,77кгс/см ² Среднее – 4,11	Среднее 3,66 кгс/см ²

	кгс/см ²	
Фибровые напряжение с учетом наклона (кгс/см ²)	Эксцентрикситет смещения центра яблока $e=2,025\text{м}$ 9,36 кгс/см ² приращение по сравнению с п.1 1,94 кгс/см ²	Эксцентрикситет смещения центра 7 яруса $e=1,34\text{м}$ 4,26 кгс/см ² приращение по сравнению с п.1 -0,60 кгс/см ²
Фибровые напряжение с учетом наклона и ветра(кгс/см ²)	9,59 кгс/см ² приращение по сравнению с п.1 2,17 кгс/см ²	4,41 кгс/см ² приращение по сравнению с п.1 - 0,75 кгс/см ²

Исходные данные	Данного отчета	Принятые Э.Генделем
Расчетная нагрузка от объемного веса кладки(т/м ³)	1,9 т/м ³	1,7 т/м ³
Расчетное давление ветра (кгс/ м ²)		7 ярус-66 кгс/ м ²
Объемы ярусов		
1 ярус	1857 м ³	1530 м ³
2	539 м ³	540 м ³
3	334 м ³	330 м ³
4	207 м ³	213 м ³
5	93 м ³	94 м ³
6	37 м ³	40 м ³
7	20 м ³	21,2 м ³
	Объем в целом 3087 м ³	Объем в целом 2768 м ³
Площадь подошвы 1 яруса	143 м ²	147 м ²

Поправочный коэффициент, учитывающий изменения исходных данных
 $(1,9 \cdot 3087 \cdot 147) / (1,7 \cdot 2768 \cdot 143) = 1,28.$

Отношение средних напряжений $4,11 / 3,66 = 1,13$

Таким образом сходимость результатов расчетов удовлетворительная.

10. Положительные растягивающие напряжения на отм. 12.05 представляют собой изгибные растягивающие напряжения от изгиба подоконной части арки от нагрузок, передаваемых по простенкам, и отпорных нагрузок от подоконной части кладки.

4. Заключение по результатам обследования и проверочных расчетов.

1 Кирпичная кладка башни Сююмбеки имеет повреждения в виде трещин шириной раскрытия до 4мм. Трещины в кирпичной кладке башни возникли вследствие двух причин: первая причина - напряжения в толще кладки глобального характера пронизывающие все тело башни и обусловленные действием собственного веса при существующем крене башни; вторая причина - местные напряжения, возникающие в перефрийных выступающих областях кладки, например, около пильстр.

2. Расслоение наружного слоя кладки наиболее выражено в местах , где коренной кирпич был заменен на новый. При ремонте кладки с заменой кирпичей был использован кирпич низкого качества. Расслоение, выветривание и выкрашивание кирпичей и раствора имеет место на обширных площадях наружной поверхности кладки.

3. При ремонте наружных поверхностей кладки использовано в основном 4 технологии: при глубоких разрушениях замена кладки на новую на глубину 0,5 кирпича; при неглубоких повреждениях кладки ремонт с использованием цементного раствора и использованием раствора неизвестного состава красного цвета; ремонт горизонтальных поверхностей выполнен укладкой бетона на эти поверхности .

Эффективным и качественным можно признать ремонт выполненный с использованием цементного раствора и ремонт горизонтальных поверхностей укладкой бетона. . При ремонте кладки с заменой кирпичей был использован кирпич низкого качества, плохообожженный , подверженный ускоренному расслоению и выветриванию. Раствор красного цвета использованный для восстановления верхнего слоя кладки с прорисовкой на нем шов кладки оказался недолговечным. В настоящее время этот раствор осыпается , стал рыхлым и потерял связность.

4. Усиление фундаментов башни буроинъекционными сваями оказал двойное влияние на надземную кладку . С одной стороны положительное за счет замедления крена башни , с другой стороны отрицательное за счет местного повышения жесткости и перераспределения напряжений в кладке с их увеличением в кладке над сваями.

5. Наружные стальные обоймы по периметру 1 яруса повреждены и нуждаются в замене. Разрыв под-арочной тяги на 1 ярусе необходимо устранить без применения сварки. У входа в башню имеется ниша в котором в настоящее время находится электрощитовая. Угол башни с нишой в сочетании с местной концентрацией усилий над буроинъекционными сваями в настоящее время является одним из слабейших и критических участков в массиве башни.

6. Повреждено гнилью бревно перекрытия над 2 ярусом башни.

7. Расчетное сопротивление кладки башни с учетом результатов измерений прочности кирпичей и раствора целесообразно принять равным $10 \text{ кгс}/\text{см}^2$

8. Выполненный анализ результатов измерения крена башни показывает: средняя скорость приращения крена башни за полный период наблюдений между 1910-2003 годами составляет 8,65 мм/год;

максимальная скорость приращения крена по результатам наблюдений имел место между 1941 и 1946 годами по 36 мм/год и между 2001 и 2002 годами по 33 мм/год;

минимальная скорость приращения крена по результатам наблюдений имел место между 1910 и 1930 годами по 2 мм/год и между 1946 и 1957 годами по 1 мм/год;

средняя скорость приращения крена после усиления буроинъекционными сваями между 1990 и 2003 годами составила 6,53 мм/год при этом имело место между 2001 и 2002 годами одно из максимальных наблюдаемых приращений 33 мм/год.

9. Так как измерения крена производились различными приемами и различной точностью объективно достоверными следует признавать результаты обобщений только за длительный период наблюдений.

10. Просадка фундаментов башни и вызванный этим его крен могла произойти вследствие действия одной или нескольких причин:

просадки грунтов основания под фундаментом из-за значительного удельного давления на грунт до $8 \text{ кг}/\text{см}^2$;

деформаций сжатия и нарушений целостности самого фундамента выполненного из плоского бутового камня с заполнением пустот щебнем и грунтом;

общей подвижки холма на котором расположена башня.

11. Максимальные напряжения сжатия в кладке у основания 1 яруса башни без учета наклона башни составляет $\sigma_c = -7,42 \text{ кгс}/\text{см}^2$, для принятого расчетного сопротивления на сжатие кладки $R = 10 \text{ кгс}/\text{см}^2$ коэффициент запаса прочности $K_{np}=1,34$.

Максимальные напряжения сжатия в кладке у основания 1 яруса башни с учетом наклона башни составляет $\sigma_c = -9,36 \text{ кгс}/\text{см}^2$, коэффициент запаса прочности $K_{np}=1,07$.

Максимальные напряжения сжатия в кладке у основания 1 яруса башни с учетом наклона башни и ветровой нагрузки составляет $\sigma_c = -9,59 \text{ кгс}/\text{см}^2$, коэффициент запаса прочности $K_{np}=1,04$.

12. По результатам расчетов растягивающие напряжения имеют место в 7 ярусе башни $-\sigma_r = +0,02 \text{ кгс}/\text{см}^2$. Растягивающие напряжения возникают при совместном учете крена и ветровой нагрузки. наличие растягивающих напряжений в кладке башни является одним из признаков приближения к критическому состоянию.

13. При линейной интерполяции результатов расчета для принятого расчетного сопротивления на сжатие кладки $R = 10 \text{ кгс}/\text{см}^2$, без учета перераспределения напряжений от усиления фундаментов при предположении разрушения от напряжений сжатия основания 1 яруса критический уклон башни составляет 2453мм. С учетом концентрации напряжений в районе входной ниши и концентрации напряжений над буроинъекционными сваями существующее состояние башни можно признать критическим.

14. По результатам обследования и расчетов выявлены 3 критических участка в надземной кладке башни.

Первый участок угол 1 яруса у входа в башню. На этом участке имеет место максимальные напряжения сжатия, возникшее в следствие сочета-

ния трех факторов. Первый фактор- максимальное увеличение напряжений сжатия от крена башни, второй фактор наличие ослабляющей тело кладки ниши и третий фактор концентрированная отпорность буроинъекционных свай.

Второй критический участок расположен на 2 ярусе. Критичность этого участка возникла вследствие концентрации напряжений над и под оконными арками большого размера расположеными в створе направления крена и выражена в виде сквозных трещин.

Третий критический участок 7 ярус башни- наиболее подверженный воздействию растягивающих напряжений вследствие своей немассивности и отсутствия достаточного пригруза вышерасположенными конструкциями.

15. По данным расчетов нормальные напряжения сжатия на основании 1 яруса находятся в пределах 2.94-9.59 кгс/см². Учитывая, что фундамент башни своими контурами повторяет основание 1 яруса, есть основание считать, что нагрузки на основание фундамента близки к этим значениям.

16. Сравнение результатов расчетов и принятых исходных данных с приведенными в книге Э. Генделя [7] показывает удовлетворительную сходимость результатов.

Показатели расчетов	Результаты данного отчета	Результаты Э.Генделя
Напряжения без учета наклона и ветра(кгс/см ²)	Максимальные 7,42кгс/см ² Минимальные 3,77кгс/см ² Среднее - 4.11 кгс/см ²	Среднее 3,66 кгс/см ²
Фибровые напряжение с учетом наклона (кгс/см ²)	Эксцентриситет смещения центра яблока $e=2,025\text{м}$ 9,36кгс/см ² приращение по сравнению с п.1 1,94 кгс/см ²	Эксцентриситет смещения центра 7 яруса $e=1,34\text{м}$ 4,26 кгс/см ² приращение по сравнению с п.1 - 0,60 кгс/см ²
Фибровые напряжение с учетом наклона и ветра(кгс/см ²)	9,59кгс/см ² приращение по сравнению с п.1 2,17 кгс/см ²	4,41 кгс/см ² приращение по сравнению с п.1 - 0,75 кгс/см ²

Исходные данные	Данного отчета	Принятые Э.Генделем
Расчетная нагрузка от объемного веса кладки(т/м ³)	1,9т/м ³	1,7 т/м ³
Расчетное давление ветра (кгс/ м ²)		7 ярус-66 кгс/ м ²
Объемы		

ярусов			
1 ярус	1857 м ³		1530 м ³
2	539 м ³		540 м ³
3	334 м ³		330 м ³
4	207 м ³		213 м ³
5	93 м ³		94 м ³
6	37 м ³		40 м ³
7	20 м ³		21,2 м ³
	Объем в целом 3087 м ³		Объем в целом 2768 м ³
Площадь подошвы 1 яруса	143 м ²		147 м ²

Поправочный коэффициент учитывающий изменения исходных данных
 $(1,9*3087*147) / (1,7*2768*143)=1,28$.

Отношение средних напряжений $4,11/3,66= 1,13$

17. Положительные растягивающие напряжения на отм. 12.05 представляют собой изгибные растягивающие напряжения от изгиба подоконной части арки от нагрузок передаваемых по простенкам и отпорных нагрузок от подоконной части кладки.

18. Технические решения предложенные в проекте проектного института Татаргражданпроект «Пересчет усилий в конструкциях и проектирование затяжек башни Сююмбеки». 1991. Заказ№2462-КМ в целом целесообразны но недостаточны

Для повышения надежности надземной кладки башни Сююмбеки считаем целесообразным выполнение следующих работ:

- устройство железобетонного ростверка в цокольной части 1 яруса для перераспределения концентрированной отпорности от буроинъекционных свай;
- усиление тела фундамента закачиванием цементного раствора в тело фундамента через горизонтальные отверстия;
- устройство дополнительных буроинъекционных свай;
- частичная заделка ниши у входа в башню с обеспечением связности;
- преднапряжение кирпичной кладки 7 яруса с установкой тяжей и передачей усилий от ветровой нагрузки и наклона на нижерасположенные ярусы; скрытое армирование кирпичной кладки по швам проволокой из легированной стали ;
- устройство тяжей в приарочных и подоконных участках 2 яруса;
- замена одной деревянной бревенчатой балки перекрытия 2 яруса.